



HAL
open science

Étude du comportement au feu des maçonneries de briques en terre-cuite : approche expérimentale et modélisation du risque d'écaillage

Thê Duong Nguyen

► **To cite this version:**

Thê Duong Nguyen. Étude du comportement au feu des maçonneries de briques en terre-cuite : approche expérimentale et modélisation du risque d'écaillage. Autre. Université Paris-Est, 2009. Français. NNT : 2009PEST1059 . tel-00539872

HAL Id: tel-00539872

<https://theses.hal.science/tel-00539872>

Submitted on 25 Nov 2010

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

Université Paris-Est, Laboratoire MSME (FRE3160 CNRS)
Centre Technique de Matériaux Naturels de Construction

THESE

pour l'obtention du grade de

DOCTEUR

de

L'UNIVERSITE PARIS-EST

Discipline : Génie Civil

par

Thê-Duong NGUYEN

ETUDE DU COMPORTEMENT AU FEU DES MAÇONNERIES DE BRIQUES EN TERRE-CUITE : APPROCHE EXPÉRIMENTALE ET MODÉLISATION DU RISQUE D'ÉCAILLAGE.

Soutenue le 24 juin 2009
devant le jury composé de :

Mohammed Hjiaj	Professeur, INSA Rennes	<i>Rapporteur</i>
Alain Millard	Ingénieur-Chercheur, CEA	<i>Rapporteur</i>
Hélène Dumontet	Professeur, Univ. Pierre et Marie Curie	<i>Présidente</i>
Olivier Dupont	Ingénieur-Architecte DPLG, CTMNC	<i>Examineur</i>
Jean-Vivien Heck	Ingénieur-Chercheur, CSTB	<i>Examineur</i>
Fékri Meftah	HDR, Univ. Paris-Est Marne-la-Vallée	<i>Examineur</i>
Ahmed Mébarki	Professeur, Univ. Paris-Est Marne-la-Vallée	<i>Directeur de thèse</i>

REMERCIEMENTS

Ce travail a reçu les financements de l'**ANRT** et du **CTMNC** pour lesquels je voudrais exprimer mes premiers remerciements. Tous les travaux expérimentaux ont pu être réalisés grâce aux investissements matériels, de personnels et financiers du **CTMNC**.

Ce travail est réalisé au sein du Laboratoire de Modélisation et de Simulation Multi-Echelle (LMSME) de l'Université Paris-Est Marne-la-Vallée, sous la direction d'**Ahmed Mébarki**, Professeur et de **Fékri Meftah**, Maître de Conférence/HDR. Je tiens sincèrement à leur exprimer toute ma reconnaissance pour leurs conseils avisés et leurs disponibilités, durant ces dernières années.

Ce travail a été effectué en collaboration avec le **CTMNC**, où j'ai l'occasion de travailler dans une ambiance très cordiale. J'exprime un grand merci à tous mes collègues du **CTMNC** par leurs collaborations et leurs partages : chacun a toujours mis en avant ses compétences et son enthousiasme pour contribuer de près ou de loin à l'accomplissement de ce travail.

Je remercie également les collaborateurs des sociétés : Imerys Terre Cuite, Bouyer-Leroux, Icar, Efectis France pour leurs collaborations pendant ma thèse.

J'associe mes remerciements à tous mes camarades doctorants pour l'entraide dont ils ont toujours fait preuve et l'ambiance amicale qu'ils ont su faire régner au LMSME.

Je tiens également à exprimer du fond du coeur, ma reconnaissance à ma famille qui m'offre depuis toujours un appui sûr par son soutien et son encouragement, malgré la distance. C'est grâce à son amour éternel que je peux franchir les obstacles les plus difficiles. En fin je ne peux pas oublier tous mes amis qui sont toujours disponibles pour partager avec moi les moments difficiles et heureux.

RÉSUMÉ

La compréhension du comportement des structures en maçonneries exposées au feu et la prédiction de leur résistance au feu, sont des besoins majeurs, exprimés par les industriels de la terre cuite, à cause du manque d'études disponibles.

L'objectif de ce travail est de construire des outils numériques qui sont capables de prédire le comportement et la tenue au feu des murs de briques alvéolaires en terre cuite, porteurs ou non porteurs, montés avec joints épais en mortier traditionnel ou avec joints minces en mortier colle.

Pour cela, des investigations expérimentales à l'échelle de matériau et à l'échelle structurale sont menées permettant de comprendre les phénomènes thermo-hygro-mécaniques contrôlant la tenue au feu. Ces phénomènes majeurs sont par la suite pris en compte dans la construction de modèles de comportement, dont la mise en œuvre numérique permet de disposer d'un outil de simulation de la tenue au feu des maçonneries.

Pour le problème thermique, les trois modes de transferts : conduction, convection et rayonnement, avec l'ajustement de l'effet hydrique dans la capacité thermique, permettent de simuler la réponse thermo-hydrique dans la structure alvéolaire en terre cuite.

Sur le plan mécanique, la tenue au feu des murs en maçonnerie est abordée du point de vue du risque d'écaillage. Cette rupture, localisée ou diffuse, des parois peut conduire à une perte d'étanchéité du mur ou à celle de son intégrité mécanique.

Pour évaluer ce risque, une modélisation thermo-élastique tridimensionnelle est proposée avec la prise en compte de l'évolution des propriétés avec la température. Cette modélisation simplifiée est complétée à un critère d'écaillage de type détachement-voilement.

En parallèle avec des calculs de validations, des études paramétriques sont menées afin d'identifier les influences des paramètres thermiques, mécaniques sur le comportement thermo-mécanique des murs.

Mots-clés : mur, brique alvéolaire, terre-cuite, résistance au feu, essai, modélisation, élément finit, écaillage.

BEHAVIOUR ON FIRE OF MASONRIES IN CLAY BRICK : EXPERIMENTAL APPROACH AND MODELLING OF SPALLING RISK

Understanding the behaviour of masonry structures exposed to fire and prediction of their fire resistance, are nowadays one of the major needs, expressed by manufacturers of fire-clay, because of the lack of available studies.

The objective of this work is to build numerical tools that are able to predict the behaviour and resistance to fire of walls made with hollow fire-clay brick. The walls may be loadbearing or unloadbearing, joined with thick traditional mortar or thin adhesive mortar.

For this purpose, experimental investigations at material scale and structural scale are carried out to understand the thermo-hygro-mechanical phenomena controlling the fire resistance rate. These major phenomena are then taken into account for the construction of behaviour models, which allow to dispose a tool of simulation of fire behaviour of masonry.

For the thermal problem, the three transfer modes : conduction, convection and radiation, with the adjustment of the water effect in the heat capacity, can simulate the thermo-hygric response of alveolar structure in the fire-clay.

On the mechanical problem, the fire resistance of masonry walls is approached from the point of view of the risk of spalling. This rupture, local or diffuse, of the brick partitions can lead to a loss of integrity or of loadbearing capacity.

To evaluate this risk, a three-dimensional thermoelastic modeling is proposed with the taking into account of the evolution of the properties with the temperature. This simplified modeling is completed with a criterion of spalling of type detachment-buckling.

In parallel with the validated calculations, parametrical studies are conducted to identify the influence of thermal, mechanical on the thermo-mechanical behaviour of the walls.

Keys-words : *masonry, hollow brick, fire-clay, fire resistance, essay, modelling, finite element, spalling.*

TABLE DES MATIÈRES

Introduction générale	1
1 Bibliographie	7
1.1 Introduction	7
1.2 Essais de détermination de la résistance au feu des maçonneries	8
1.2.1 Généralité	8
1.2.2 Scénario d'incendie	10
1.2.3 Critères de performance	11
1.3 Calcul de la résistance au feu des maçonneries	12
1.4 Étude du comportement au feu des maçonneries	14
1.5 Stratégie de l'étude	15
2 Étude expérimentale - Caractérisation des matériaux	17
2.1 Introduction	17
2.2 Physico-chimie de la terre cuite à haute température	17
2.3 Propriétés thermiques de la terre cuite	20
2.3.1 Chaleur spécifique	20
2.3.2 Conductivité thermique	21
2.3.3 Coefficient de dilatation thermique	24
2.4 Comportement mécanique de la terre cuite à température ambiante	25
2.4.1 Choix de la géométrie des échantillons	25
2.4.2 Comportement en compression	27
2.4.3 Comportement en flexion	28
2.5 Comportement mécanique de la terre cuite à haute température	29
2.5.1 Essai de compression à haute température	30
2.5.2 Essais de flexion "quatre points" à haute température	35
2.6 Propriétés du mortier traditionnel	36
2.6.1 Propriétés physico-chimiques	36

2.6.2	Propriétés thermiques	37
2.6.3	Propriétés mécaniques	39
2.7	Étude du comportement thermique d'une brique	40
2.8	Conclusion	42
3	Étude expérimentale - Essai sur murs	45
3.1	Introduction	45
3.2	Description détaillée des tests	46
3.2.1	Test No.1 : Mur non porteur mince	46
3.2.2	Test No.2 : Mur non porteur épais	47
3.2.3	Test No.3 : Mur porteur, monté avec joints traditionnels	47
3.2.4	Test No.4 : Mur porteur, monté avec joints minces	49
3.3	Analyse normative	50
3.4	Analyse du comportement thermique	51
3.4.1	Évolution de température	51
3.4.2	Distribution de température à la face non exposée	54
3.5	Analyse du comportement mécanique	56
3.5.1	Comportement local	56
3.5.2	Comportement global	61
3.6	Phénomène thermo-hydro-mécanique des murs exposés au feu	64
3.7	Conclusion et propositions	64
4	Simulation et Modélisation	67
4.1	Introduction	67
4.2	Modèle de transfert de chaleur dans les structures alvéolaires	67
4.3	Modèle mécanique	72
4.4	Résolution des équations thermo-mécaniques	73
4.5	Étape de calcul	74
4.6	Modélisation du contact brique-joint	75
4.6.1	Cas de joints épais en mortier traditionnel	75
4.6.2	Cas de joints minces en colle	75
4.7	Modélisation de condition aux limites	77
4.8	Critère d'écaillage	77
4.8.1	Écrasement	79
4.8.2	Détachement	79
4.8.3	Voilement	80
4.8.4	Conditions aux limites locales vis a vis du flambage des parois	81
4.9	Modélisation numérique et procédure de calcul	83

4.10	Conclusion	84
5	Validation numérique - Brique et Mur non porteur mince	87
5.1	Introduction	87
5.2	Brique alvéolaire	88
5.2.1	Modélisation	88
5.2.2	Résultat de calcul	88
5.2.3	Étude paramétrique	90
5.3	Mur non porteur mince	94
5.3.1	Configuration	94
5.3.2	Modèle mécanique	95
5.3.3	Évolution de la température	96
5.3.4	Analyses de la déformée et du déplacement	97
5.3.5	Analyse de la contrainte	99
5.3.6	Étude paramétrique	102
5.4	Conclusion	106
6	Validation numérique - Mur non porteur épais et Mur porteur	109
6.1	Introduction	109
6.2	Mur non porteur épais	110
6.2.1	Caractéristiques des matériaux	110
6.2.2	Configuration et conditions aux limites	110
6.2.3	Analyse de la déformée	112
6.2.4	Analyse de la contrainte	113
6.2.5	Analyse de la température	113
6.3	Mur porteur monté avec joints épais en mortier traditionnel	119
6.3.1	Caractéristiques des matériaux	119
6.3.2	Configuration et conditions aux limites	120
6.3.3	Analyses de la déformée et du déplacement	122
6.4	Mur porteur monté avec joints minces en mortier colle	126
6.4.1	Descriptions	126
6.4.2	Analyse de la déformée et du déplacement	127
6.5	Conclusion	131
	Conclusion générale	133
	Bibliographie	137

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Maçonnerie

L'utilisation courante de la maçonnerie comme élément constitutif des constructions requiert une bonne connaissance de son comportement sous divers chargements et plus particulièrement sous des chargements sévères tels les incendies.

En effet, les murs en maçonnerie doivent satisfaire plusieurs critères, tels que :

- participer à l'intégrité mécanique de la structure en interaction avec les chaînages ou les cadres, aussi bien en condition de service qu'en condition de scénario extrême
- assurer une protection suffisante vis-à-vis des flammes, en cas d'incendie
- garantir un confort d'utilisation, en service, notamment en termes d'isolation acoustique et thermique.

La tenue au feu des éléments de construction devient un critère majeur dans la construction moderne et elle est envisagée avec importance. En France, plusieurs laboratoires au CSTB, CTICM, CERIB, sont équipés de fours d'essai pour répondre aux besoins des évolutions des solutions constructives, et à ceux de la recherche. Au niveau européen et international, cette tenue au feu est un enjeu majeur.

Les murs en maçonnerie sont constitués de blocs assemblés entre eux par divers types de joints. Les blocs les plus usuels sont des briques en terre cuite, pleines ou alvéolées, avec des géométries et des dimensions propres à chaque type de brique [10, 44]. Les joints peuvent être minces (collés) ou épais en mortier traditionnel, les joints verticaux pouvant être remplis ou non remplis (joints vides ou secs).

Bien que s'agissant d'une solution constructive ancienne, la maçonnerie en terre cuite fait aujourd'hui l'objet de diverses études, notamment les briques creuses, dans le cas d'actions particulières telles que séisme [74, 88], incendie [68, 69], acoustique [53] et thermique [2, 39].

Contexte Industriel

En cas d'incendie, les objectifs généraux de la protection au feu sont de délimiter les risques, au regard de la propriété individuelle et collective, du voisinage, et lorsque cela est prescrit, de la propriété directement exposée en cas d'incendie [65].

Les exigences essentielles pour la limitation des risques, en cas d'incendie, sont énoncées par la Directive Produits de Construction (89/106/CCE¹) :

"Les constructions doivent être conçues et réalisées de façon telle qu'en cas d'incendie :

- la capacité portante de la construction puisse être assurée pendant une durée déterminée ;*
- la formation et la propagation du feu et de la fumée dans le bâtiment soient limitées ;*
- la propagation du feu aux constructions voisines soit limitée ;*
- les occupants puissent quitter l'ouvrage indemne ou être secourus d'une autre manière ;*
- la sécurité des équipes de secours soit prise en considération".*

En application pour les éléments de constructions, dans les documents normatifs, ces exigences sont concrétisées et appliquées par des critères combinant les 3 grandeurs principales suivantes :

- la capacité portante **R** : les structures doivent être conçues et réalisées de façon qu'elles conservent leur fonction de portance pendant l'exposition au feu ;
- l'étanchéité **E** : les structures doivent être conçues et réalisées de façon qu'elles ne produisent aucune perte d'étanchéité, afin de prévenir le passage des flammes et des gaz chauds dans l'élément, ainsi que l'apparition de flammes sur le côté non exposé ;
- l'isolation **I** : les structures doivent être conçues et réalisées de façon qu'elles ne produisent aucune perte d'isolation, afin de limiter la montée en température de la face exposée dans les limites de niveau spécifiées.

Dans le cas de l'exposition au feu normalisé (Feu ISO834 - voir Eq. 1.1) [38, 64], les combinaisons possibles de ces critères sont :

- capacité portante uniquement : critère **R** ;
- séparation uniquement : critère **EI** ;
- séparation et capacité portante : critère **REI**.

Ces critères de performance sont essentiellement déterminés par des essais au laboratoire. Quelques méthodes de calcul peuvent être utilisées, mais celles-ci ne sont ni prédictives ni robustes [65].

En France, depuis l'apparition des référentiels d'essai et de classement en matière de résistance au feu (arrêtés du ministère de l'intérieur du 5 janvier 1959, 21 avril 1983, 3 août 1999, 22 mars 2004), les justifications des performances des éléments de construction,

¹le Conseil des Communautés Européennes

utilisées par les professionnels du bâtiment sont constituées par des procès-verbaux de classement émis par les laboratoires agréés en application des dispositions en vigueur (normes nationales et européennes [59, 60, 62, 63]).

Chaque procès-verbal issu d'un essai isolé spécifie une configuration de mur particulière : une composition et une forme géométrique de bloc, une composition de mortier, une largeur et une hauteur maximale, et une composition de charge, etc. Les normes [62, 63] donnent des éléments d'extrapolation permettant d'interpréter les résultats d'un essai à d'autres configurations. Cependant, le domaine de validité des performances de telles interprétations est encore très limité et ne permet pas, dans bien des cas, de répondre aux besoins exprimés par les acteurs de la construction.

En effet, les constats sur le terrain montrent que :

- Les compositions des briques en terre-cuite sont variables : elles varient en fonction de la zone géographique où on exploite l'argile pour les fabriquer.
- Les qualités des briques sont différentes, à cause du processus de fabrication : la forme géométrique, la température et la durée de cuisson, la méthode d'extrusion, la porosité, etc.
- Les dimensions des parois des briques font l'objet de tolérances : la variation est sensible d'une paroi à l'autre, d'une brique à l'autre.
- Les hauteurs des murs sont fréquemment supérieures aux hauteurs des fours d'essais des laboratoires. La configuration testée est une représentation partielle du cas réel.
- Les chargements sont variables : intensité et répartition (centré ou excentré par exemple).
- Les types de joints sont différents : joints épais en mortier sable-ciment ou joints minces en colle, etc.

De plus, au cours de la conception, les concepteurs doivent se conformer à chaque détail essentiel des ensembles mis à l'essai, pour que le degré de résistance au feu soit applicable dans la construction réelle. Toute modification de la conception nécessite la mise à l'essai d'un nouveau spécimen ou l'évaluation technique détaillée de la conception, pour démontrer que la modification ne réduira pas le degré de résistance au feu de l'ensemble. D'autre part, il est impossible de réaliser des essais pour estimer la performance des éléments des ouvrages historiques dans le cas d'un besoin de ré-estimation de résistance au feu.

Par ailleurs, depuis un grand nombre d'années, les nombreux essais de résistance au feu sur des maçonneries de blocs en terre-cuite réalisés en France comme dans d'autres pays, présentent des résultats variables [24, 37, 67]. Cependant, une compréhension de ces dispersions n'est pas évidente. Surtout, la norme [61] demande de préciser dans les rapports d'essai : *"A cause de la nature des essais de résistance au feu et de la difficulté*

en résultant à quantifier l'incertitude des mesurages de la résistance au feu, il n'est pas possible de fixer un degré de précision des résultats".

Enfin, du point de vue économique, les essais de détermination de la résistance au feu sont onéreux et longs si l'on compte le temps de préparation des instruments, le temps de montage et de séchage du mur.

Jusqu'à présent, très peu d'études ont été réalisées afin de déterminer de façon fiable les paramètres influents, d'une part et, les mécanismes à l'origine des comportements observés, d'autre part.

Dans le cadre du projet d'amélioration de la performance au feu des produits briques en terre-cuite, le CTMNC - Centre Technique de Matériaux Naturels de Constructions² coopère avec l'Université Paris-Est Marne la Vallée, en vue d'une étude expérimentale et théorique, afin de bien comprendre les comportements au feu, de les modéliser et de les prédire par les outils numériques.

Contenu du travail de la thèse

Le travail de recherche dans le cadre de cette thèse consiste, à étudier le comportement des murs en maçonnerie, constitués par des briques alvéolaires, montés par mortier traditionnel (sable, ciment, eau) ou par colle (joint mince). L'étude sera effectuée selon deux voies : empirique et théorique.

Le chapitre 1, bibliographique, présente les notions de base de la conception de résistance au feu des éléments de construction. Nous identifions, dans ce chapitre, les méthodes existantes dans la pratique de construction, des études théoriques réalisées, ainsi que leurs limites. A la fin du chapitre, nous précisons l'orientation, le contenu et la stratégie de recherche.

Au chapitre 2, nous étudions expérimentalement les propriétés à haute température des matériaux constitutifs. Pour le matériau mortier, il s'agit d'études expérimentales, complétées de collecte bibliographique. Pour la terre cuite, les études expérimentales sont réalisées au CTMNC et d'autres Laboratoires, durant le travail de thèse. Il s'agit d'essais sur des éprouvettes à l'échelle du matériau pour comprendre les phénomènes physico-chimiques, et pour déterminer les caractéristiques du matériau à température ambiante et à haute température. Ces analyses permettent d'établir des modèles théoriques sur le comportement des matériaux, afin d'alimenter les calculs numériques dans la suite du travail. Dans ce chapitre, nous proposons aussi des techniques simplifiées qui permettront de déterminer de façon efficace et rapide les évolutions des propriétés thermiques du matériau en terre cuite.

²ex Centre Technique des Tuiles et Briques

Afin d'aboutir à une compréhension globale sur le comportement au feu des murs, le chapitre 3 analyse, en détail, les essais de résistance au feu des murs, réalisés avant et pendant le travail de thèse. Il s'agit des analyses des réponses thermo-mécaniques de différents types de mur. Chaque type de mur a un comportement représentatif différent, sous l'action du feu. Dans ce chapitre, nous distinguons murs non porteurs mince ou épais ; murs porteurs, montés avec joints épais en mortier traditionnel sable/ciment, ou joints minces en mortier colle. A la fin du chapitre, nous "classifions" les phénomènes thermo-hydro-mécaniques dans le mur, sous forme d'une succession de problèmes, pour faciliter les démarches de simulation et de modélisation numériques.

Les analyses expérimentales des chapitres 2 et 3 permettent de structurer les démarches de modélisations et construire des modèles de comportement des matériaux. Au chapitre 4, nous présentons des équations théoriques qui permettent d'interpréter le comportement thermo-mécanique des murs par voie analytique. L'approche numérique est abordée pour résoudre de façon approchée les équations analytiques.

Pour la prédiction des ruptures locales (écaillage), nous étudions dans ce chapitre les possibilités d'écaillage local des parois. Ces critères sont intégrés dans le code de calcul par éléments finis Cast3M, pour prédire le comportement des murs. Une procédure de calcul avec la prise en compte de l'écaillage est présenté à la fin du chapitre.

Au chapitre 5, des calculs de validation du modèle de transfert thermique sont réalisés sur des briques individuelles. Une fois la confrontation du champ de température entre essai et calcul élaborée, nous réalisons des études paramétriques afin d'estimer l'impact des paramètres d'entrée sur les résultats finaux et identifier les paramètres gouvernant le modèle. Ensuite, grâce au bon fonctionnement du modèle thermique, nous modélisons des murs non porteurs minces utilisés pour des essais, afin de comparer les réponses thermo-mécaniques obtenues par calcul et essai. Des études paramétriques sont aussi menées pour identifier les paramètres "importants" gouvernant le comportement mécanique. Il s'agit des études des propriétés de matériau et de la géométrie des briques. Ces calculs sont réalisés tout en intégrant le caractère varié et évolutif suivant la température des éléments constitutifs (briques, joints), identifié par les travaux expérimentaux.

Le chapitre 6 a aussi pour but de valider les modèles proposés au chapitre 4, dans le cas des murs non porteurs épais et porteurs, pour lesquels nous prenons en compte le phénomène d'écaillage des parois des briques en terre cuite : cas de joints épais ou cas de joints minces. Les résultats de calculs seront ensuite comparés aux résultats expérimentaux.

Le rapport se termine par les conclusions générales et les perspectives.

BIBLIOGRAPHIE

1.1 Introduction

L'évaluation de la résistance au feu (\mathbf{I} , \mathbf{E} , \mathbf{R}) des éléments de constructions est effectuée par 3 méthodes.

La méthode, qui est de loin la plus courante, consiste à effectuer sur un échantillon, mis en charge, un essai de tenue au feu conforme aux normes nationales ou internationales. On pourrait aussi consulter les listes des résultats d'essai publiées, et se conformer strictement aux spécifications d'un ensemble éprouvé (méthode actuelle au CTMNC).

La deuxième méthode (utilisée en phase de conception) consiste à utiliser des formules empiriques établissant des corrélations entre les résultats d'essai de tenue au feu, pour les combinaisons spécifiques de matériaux de construction et de matériaux de protection. Des abaques sont aussi établis pour que les concepteurs puissent dimensionner la structure. Pour une période donnée de résistance au feu, une épaisseur minimale du mur est proposée. Quelques exemples peuvent être trouvées dans [8, 12, 65, 86].

Pendant les trois dernières décennies, grâce aux développements des outils informatiques, des approches à fondement théorique, souvent appelées "méthodes de calcul rationnelles", utilisent la mécanique structurale et les principes de transfert thermique pour évaluer la réponse des structures dans différentes conditions d'exposition au feu [11, 76]. De plus, la méthode analytique permet d'évaluer les caractéristiques de toute la structure exposée au feu, et donne une estimation plus fiable que celle obtenue par l'essai sur un échantillon isolé, souvent limité par les dimensions du four.

Pour les structures de briques en terre cuite, malgré son ancienneté par rapport aux autres matériaux de construction comme béton, acier, verre etc, les études à haute température dédiées à ce genre de matériau restent modestes. Il y a très peu de recherche disponible à l'heure actuelle.

Dans ce chapitre, nous présentons en détail les méthodes d'évaluation de la tenue au feu des maçonneries et les outils de calcul existants, ainsi que leurs limites pour des applications réelles.

1.2 Essais de détermination de la résistance au feu des maçonneries

1.2.1 Généralité

La méthode traditionnelle utilisée pour déterminer la résistance au feu consiste à faire un essai normalisé de tenue au feu soit sur un échantillon représentatif de l'ensemble de construction, soit sur la structure. Des fours ont été conçus pour différents types d'élément dans un bâtiment : planchers et toits, poteaux structuraux, murs et cloisons.

Les dimensions de l'échantillon doivent être en grandeur réelle. Cependant, cette demande n'est possible que pour les cas de petites dimensions, i.e. inférieures à 3 m pour chaque côte, à cause de la limite des fours standards. Pour les grands éléments dont la dimension linéique dépasse 3 m, il convient de tester sur un élément réduit dont la dimension linéique n'est pas inférieure à 3 m.

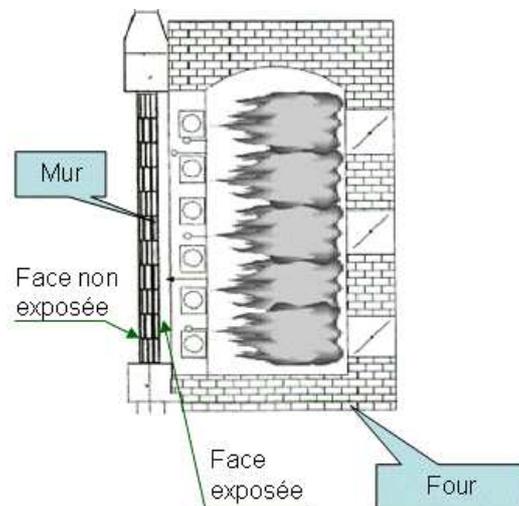


FIG. 1.1 – Schéma de l'essai feu : four et élément testé

Pour les murs en maçonnerie, sauf demandes particulières, les éléments représentatifs ont des dimensions de $3 \times 3 \text{ m}^2$. La maquette est insérée dans un cadre en béton ou métallique, la face exposée du mur étant face du four (Fig. 1.1).

Les conditions mécaniques aux limites peuvent limiter la dilatation, la contraction ou la rotation de l'élément. Alternativement, les conditions aux limites peuvent offrir la

liberté aux déformations qui peuvent se produire. Le choix des conditions aux limites pour chaque bord de l'élément testé, doit se baser sur l'analyse sérieuse des conditions appliquées dans la réalité. En général, pour les éléments de mur de construction, on peut distinguer deux cas :

- Dans le cas de mur non porteur, qui a seulement la fonction de séparation entre les pièces de l'appartement, le cadre d'essai est fermé. La maquette se trouve à l'intérieur du cadre, en contact par des couches de mortier sur trois bords : supérieur, inférieur et latéral. Un bord latéral est isolé du cadre par une couche isolante (laine de roche par exemple) (Fig. 1.2).
- Dans le cas de mur porteur, une charge verticale est appliquée de façon centrée ou excentrée sur le bord supérieur de la maquette. Les deux bords latéraux sont isolés par rapport au support par des couches isolantes d'épaisseur suffisamment grande pour que ses déformations, au cours de l'exposition au feu, soient libres : épaisseur de l'ordre 40 mm, souvent (Fig. 1.3).

Sur la face non exposée et dans les briques, des thermocouples et des capteurs de déplacement sont installés pour mesurer et enregistrer les données afin de quantifier les critères de résistance au feu. Les procédures et les règlements détaillés sont précisés dans les normes [61, 62, 63].

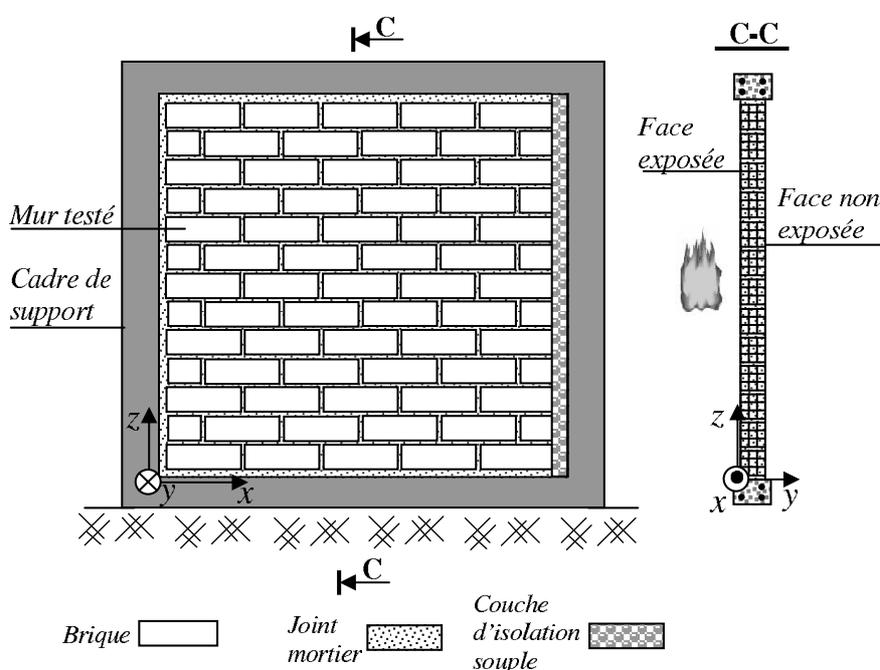


FIG. 1.2 – Schéma d'essai d'un mur non porteur

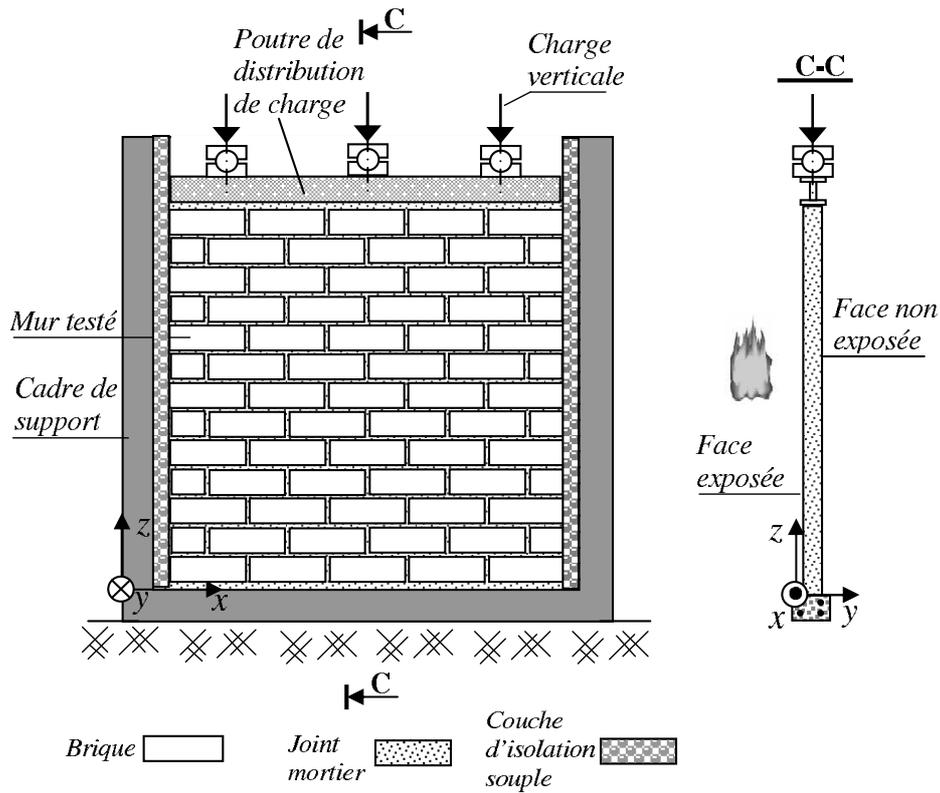


FIG. 1.3 – Schéma d'essai d'un mur porteur

1.2.2 Scénario d'incendie

Pendant l'essai feu, la température dans le four est réglée de telle façon, que celle mesurée par un thermocouple à 10 cm devant la face exposée du mur, satisfasse les scénarios spécifiques. Selon la fonction du mur, ces demandes sont différentes. Des "modèles feu" sont proposés dans la norme [64] et dans d'autres ouvrages [11, 15]. Pour les éléments utilisés dans les bâtiments et dans le cas de l'incendie pleinement développé dans un compartiment, l'évolution de la température peut être simulée par la relation (Eq. 1.1), appelée "courbe normalisée température/temps" [38, 64].

$$T = 345 \log_{10}(8t + 1) + 20 \quad (1.1)$$

où : T est la température moyenne du four, en degré Celsius ; t est la durée en minutes. Cette évolution de température est illustrée sur la figure 1.4.

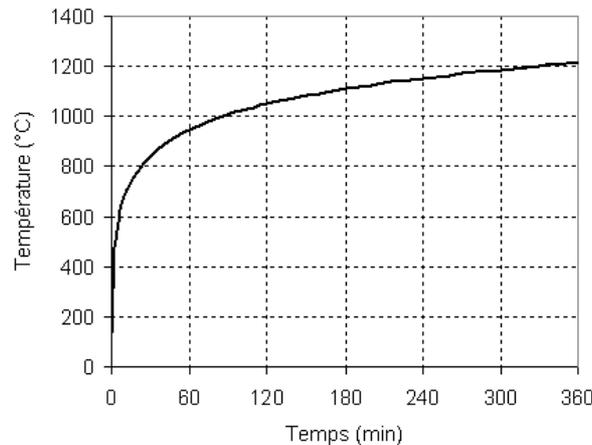


FIG. 1.4 – Température normative à l'intérieur du four d'essai (Eq.1.1).

1.2.3 Critères de performance

Comme cité précédemment (Chap. **Introduction générale**), la résistance au feu est déterminée finalement par trois catégories : (1) transmission de chaleur (**I**) ; (2) intégrité structurale (**R**) ; (3) ignition (**E**). Elles sont quantifiées par le temps, en minutes pleines, depuis le début de l'essai jusqu'au moment où les critères sont atteints ou dépassés.

1.2.3.1 Isolation thermique I

Le critère **I** est supposé être satisfait tant que la température moyenne de la face non exposée n'augmente pas de plus de $140^{\circ}K$, et que la température maximale en tout point de cette surface n'excède pas $180^{\circ}K$, par rapport à la température initiale.

1.2.3.2 Capacité portante R

Le critère **R** est supposé être satisfait tant que la fonction de portance est maintenue pendant toute la durée requise d'exposition au feu, c'est à dire que l'élément d'essai continue à maintenir sa capacité à soutenir la charge d'essai. Cette tenue à la charge est déterminée par :

- l'amplitude de déplacement.
- la vitesse de déplacement.

Pour les éléments en flexion (plancher, toiture par exemple) :

- le déplacement limite : $D = \frac{L^2}{400e}$ (mm) et,
- la vitesse limite de déplacement : $\frac{dD}{dt} = \frac{L^2}{4000e}$ ($\text{mm} \cdot \text{min}^{-1}$)

où L est la longueur de la portée de l'élément d'essai (en mm) et e est la distance entre la fibre extrême de la zone de compression en calcul à froid et la fibre extrême de la zone extensible en calcul à chaud de la section structurale.

Pour les éléments soumis à une charge verticale (mur, poteau par exemple)

– la contraction limite : $C = \frac{H}{100}$ (mm) et,

– la vitesse limite de contraction verticale : $\frac{dC}{dt} = \frac{3H}{1000}$ (mm · min⁻¹)

où H est la hauteur initiale (en mm).

1.2.3.3 Étanchéité E

Le critère **E** est supposé être violé dès le passage des flammes et des gaz chauds au travers de l'élément.

Lorsque le critère d'instabilité structurale est violé, les critères d'isolation et d'étanchéité sont automatiquement considérés comme violés aussi.

Evidemment, l'expérience permet d'estimer avec grande fiabilité la tenue au feu des éléments de construction. Cependant, il existe beaucoup de limitations qui ne permettent pas de se satisfaire de cette méthode traditionnelle, comme exposé au chapitre **Introduction générale**.

1.3 Calcul de la résistance au feu des maçonneries

Dans l'annexe de la norme NF EN 1996-1-2 [65], on présente deux méthodes de calculs de résistance au feu des maçonneries. La première méthode se base sur le modèle de calcul simplifié et la deuxième méthode se base sur des modèles complexes.

Les méthodes de calcul complexe doivent fournir une analyse réaliste des structures exposées au feu. Elles doivent être fondées sur le comportement physique fondamental conduisant à un calcul approché fiable du comportement prévisible du composant de la structure dans des conditions d'incendie. Ces méthodes incluent les modèles de calcul pour la détermination :

- de l'évolution et de la répartition de la température sur les éléments de la structure (modèle de réponse thermique) ;
- du comportement mécanique de la structure ou de toute partie de cette dernière (modèle de réponse mécanique).

Les méthodes de calcul complexe sont donc maintenant l'objet de plusieurs recherches, y compris cette étude. Dans cette partie, nous présentons brièvement le modèle de calcul simplifié.

La méthode de calcul simplifié de la résistance au feu consiste à déterminer la capacité portante du mur en fonction du temps, à comparer à la charge verticale externe appliquée :

$$N_{ext} \leq N_{Rd, f_{i\theta_i}} \quad (1.2)$$

où N_{ext} est la valeur de calcul de la charge verticale et $N_{Rd, f_{i\theta_i}}$ est la capacité portante. Cette grandeur est fonction du profil de température dans l'épaisseur du mur, estimé expérimentalement ou par calcul théorique (Eq. 1.3).

$$N_{Rd, f_{i\theta_i}} = \Phi (f_{d\theta_1} A_{\theta_1} + f_{d\theta_2} A_{\theta_2}) \quad (1.3)$$

où : θ_1 est la température jusqu'à laquelle la résistance de matériau n'a pas encore changé par rapport avec celle à température ambiante. θ_2 est la température au-delà de laquelle le matériau ne présente pas de résistance résiduelle. Pour le matériau terre-cuite, cette valeur est de $600^\circ C$ d'après la norme [65]. A_{θ_1} est l'aire de la maçonnerie à température inférieure à θ_1 . A_{θ_2} est l'aire de la maçonnerie de température entre θ_1 et θ_2 (voir Fig. 1.5). $f_{d\theta_1}$ est la résistance de calcul en compression de la maçonnerie dont la température est inférieure ou égale à θ_1 . $f_{d\theta_2}$ est la résistance de calcul en compression de maçonnerie entre θ_1 et θ_2 , considérée égale à $c f_{d\theta_1}$. c est la constante obtenue à partir des essais contrainte-déformation à température élevée. Φ est le coefficient de réduction au niveau de la partie centrale en tenant compte de l'excentricité $e_{\Delta\theta}$. La dernière est due à la variation de la température dans le mur, calculée par :

$$e_{\Delta\theta} = \frac{1}{8} h_{ef}^2 \frac{\alpha_t (\theta - 20)}{t_{Fr}} \leq \frac{h_{ef}}{20} \quad (1.4)$$

où h_{ef} est la hauteur utile du mur, α_t est le coefficient de dilatation thermique de la maçonnerie, $20^\circ C$ est la température supposée du côté non exposé, t_{Fr} est l'épaisseur de la section transversale dont la température ne dépasse pas θ_2 .

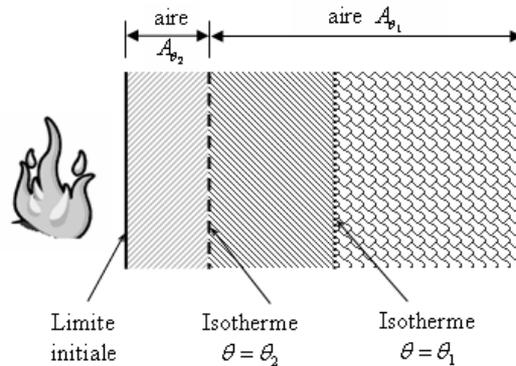


FIG. 1.5 – Section transversale du mur utilisée dans le calcul simple

Cette méthode donne la facilité et la rapidité pour l'estimation de la résistance au feu. Cependant, sa validité n'est pas toujours évidente. En effet, ce calcul a simplifié la distribution de température seulement en deux zones isothermes θ_1 et θ_2 , tandis que dans la réalité, la distribution de température dans l'épaisseur du mur est toujours plus complexe. De plus, pour les murs non porteurs dont les charges externes sont les réactions d'appuis, ces dernières sont inconnues.

Dans le cas de murs chargés constitués par des briques à perforation verticale, les ruptures locales des parois se produisent souvent par l'effet mécanique. Ces ruptures ne permettent pas de déterminer aisément le profil de température, et aussi, les aires résistantes résiduelles (sections transversales) ne peuvent pas être connues. Dans cette méthode, les influences des conditions aux limites ne sont pas connues, alors que le comportement des murs en dépend fortement [14, 46]. Les calculs de Kelly [41] effectués sur les maçonneries d'épaisseur de 90 à 110 mm montrent la grande importance de la constante c , alors que la connaissance de cette grandeur, à l'heure actuelle, est encore très limitée.

1.4 Étude du comportement au feu des maçonneries

La préservation de la structure pendant le feu n'attire l'intérêt que jamais, et un des premiers intérêts est la phase de conception. Une conception adéquate va pourtant réduire significativement le coût de réparation après l'incendie, et garantir aussi la sécurité pour l'évacuation des occupants. Les recherches sur les matériaux et structures se sont énormément développées ces trois dernières décennies. Cependant, ces recherches réservent la priorité pour les matériaux tels l'acier et le béton [29, 43]. En particulier, l'application du béton pour la température très élevée dans les réacteurs nucléaires a induit des recherches extensives dans ce domaine. Pour d'autres matériaux tels la terre cuite, le nombre d'étude est beaucoup moindre et il existe peu d'information. Granakrisnan *et al.* [55] ont développé un modèle d'éléments finis simple de déformation plane avec l'élément à quatre nœuds. Dhanasekar *et al.* [27] ont créé un modèle d'éléments finis pour les coques LUSAS utilisant des éléments de coques multicouches et épaisses. O'Meagher *et al.* [76] ont proposé un modèle de calcul se basant sur la méthode analytique moment-courbure.

En analysant les structures de mur chargé, O'Gara [75] considère que les deux bords en haut et en bas sont encastrés, les deux bords latéraux sont libres. Il a proposé de modéliser le problème en 2D par la section transversale traversant l'épaisseur ; cette proposition a conduit à un problème dont l'état de contrainte est plan. Pour cette proposition, l'élément isoparamétrique quadrilatère de 8 nœuds a été choisi. Des non linéarités matérielles et géométriques sont prises en compte. Le modèle "smeared cracking" [25] a été incorporé

pour simuler le comportement des matériaux. Dans son modèle, le champs de température est calculé en fonction des mesures de flux pendant le test sur le mur, puis introduit à chaque point nodal par l'utilisateur comme un "input data". Un modèle d'interface avec le critère Mohr-Coulomb de plasticité a aussi été utilisé pour décrire le comportement de contact aux bords. Par la limite des données existantes, O'Gara considère que les caractéristiques des briques en terre-cuite sont stables jusqu'à 1100°C.

Le résultat obtenu pour les paramètres "sélectionnés" (coefficient de dilatation thermique $\alpha = 7,0 \times 10^{-6}$ et résistance en traction $f_t = 2,5$ MPa), en application pour mur en briques pleines, semble correct : les évolutions de déflexions latérales entre calcul numérique et l'essai s'accordent bien. Ce modèle continue à être utilisé pour analyser le comportement des murs de cloison¹ [56, 57].

En appliquant aux maçonneries constituées par briques alvéolaires en terre cuite, la simplification du problème en 2D peut être insuffisante parce que les conditions aux bords latéraux ne sont pas prises en considération. De plus, dans ce modèle, l'hétérogénéité du mortier et des briques n'est pas considérée. Surtout, le manque du couplage thermo-mécanique peut entraîner des résultats non satisfaisants : l'écaillage est important dans le cas des murs de briques de structures (alvéolaires) [24] qui modifie des conditions thermiques, la température introduite dans les calculs peut être ne pas réelle.

Dédié à la brique en terre cuite soumise au feu, une étude a été menée au LMT Cachan², en coopération avec le CTTB³ dans le cadre de la thèse de J.Colliat [20]. Dans cette étude, l'auteur a utilisé le modèle coque pour décrire les parois minces des briques alvéolaires. La modélisation thermique a été menée pour une brique ; cependant, le résultat n'est pas très concordant entre calcul numérique et essai, car l'effet hygrique n'a pas été considéré, alors que la présence de l'eau dans mortier peut ralentir significativement la montée de température. L'étude mécanique s'arrêtait au niveau d'une brique. Alors que le comportement du mur est beaucoup plus complexe avec la présence des joints et l'effet de bord.

1.5 Stratégie de l'étude

La modélisation des maçonneries sont souvent réalisée à l'aide de la technique d'homogénéisation [17, 26, 40, 51, 72, 94]. Cependant, en cas des murs en brique alvéolaire, des problèmes locaux (écaillages par exemple) peuvent se produire et gouvernent le comportement au feu des murs. Cette approche ne peut pas aboutir.

¹En anglais : partition wall. Ce type de mur est utilisé pour séparer les pièces de l'appartement, il n'est pas chargé.

²<http://www.lmt.ens-cachan.fr>

³CTMNC actuel, <http://www.ctmnc.fr>

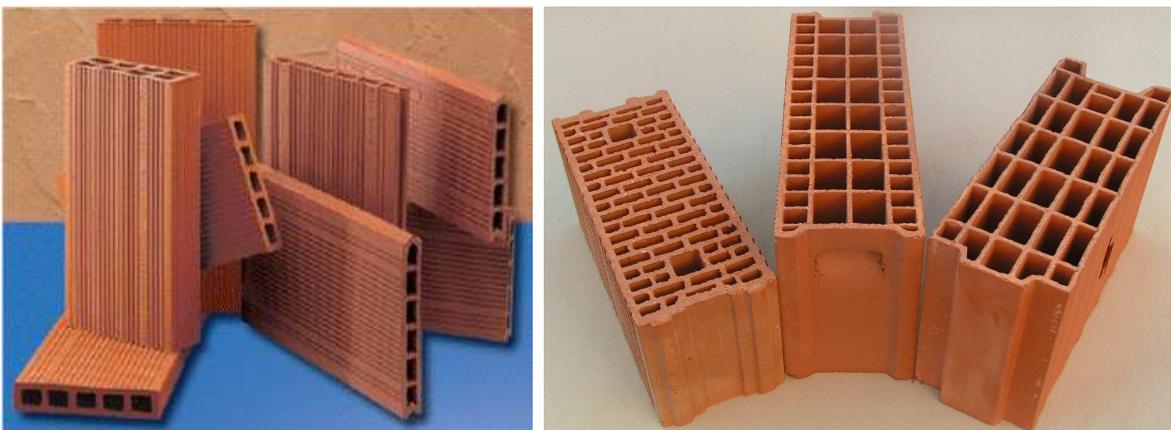
Dues aux limites des méthodes et des modèles existants de prédiction du comportement au feu des murs en briques terre-cuite, surtout, la non prise en compte de l'écaillage, ainsi que le manque des données expérimentales sur les caractéristiques physico-chimiques de la terre cuite à haute température, une étude complète prenant en compte ce phénomène est proposée dans ce travail.

Dans un premier temps, il s'agit des études détaillées sur les caractéristiques du matériau terre cuite dans les conditions ambiantes et à haute température. Ces études, menées au CTMNC, seront effectuées par voie expérimentale. Des modèles mathématiques seront élaborées, en se basant sur ces résultats expérimentaux, afin de décrire théoriquement les lois de comportements du matériau au niveau microscopique. Des études expérimentales sur la structure seront aussi menées pour analyser les phénomènes thermo-mécaniques.

Dans un deuxième temps, il convient de proposer les méthodes de calcul et des modèles qui permettent de coupler les problèmes thermo-mécaniques avec considération de l'écaillage pour analyser l'effondrement des structures.

Prendre en considération la complexité et le coût de réalisation des essais à haute température, tout au long des calculs, des études paramétriques seront aussi effectuées afin de déterminer les paramètres les plus importants vis-à-vis du comportement des murs au feu.

En réponse aux demandes des industriels, nous nous intéressons dans cette étude aux maçonneries constituées par des briques de structure à perforations horizontales (Fig. 1.6a) ou verticales (Fig. 1.6b). Les murs sont porteurs ou non porteurs, montés avec joints épais en mortier traditionnel (sable/ciment) ou avec joints mince en mortier colle.



(a)

(b)

FIG. 1.6 – Exemple des briques de structure a) à perforation horizontale, b) à perforation verticale

ÉTUDE EXPÉRIMENTALE - CARACTÉRISATION DES MATÉRIAUX

2.1 Introduction

Le comportement au feu des maçonneries dépend à la fois de la structure globale du mur et du comportement des composants constitutifs tels que briques et joints (mortier traditionnel ou colle). Pour analyser le comportement au feu des maçonneries, des essais sont réalisés à l'échelle du matériau, l'échelle de brique et l'échelle de structure (mur) pour comprendre les mécanismes des réponses au feu.

A l'échelle du matériau, nous nous intéressons aux propriétés thermique, hygrique, thermo-mécanique telles que conductivité thermique, capacité thermique, teneur en eau, coefficient de dilatation thermique et leurs évolutions suivant la température. Les caractéristiques mécaniques seront déterminées en établissant des relations contraintes-déformations à diverses températures, afin d'interpréter les lois de comportement pour servir aux études théoriques aux plus grandes échelles.

Avant de passer à l'échelle structurale, des essais à l'échelle de brique seront menés pour l'investigation de la réponse thermique. Il s'agit des tests de mesures des évolutions de températures dans des briques lorsqu'elles sont soumises au feu.

2.2 Physico-chimie de la terre cuite à haute température

Lorsque la structure est exposée au feu dont la température s'élève jusqu'à mille degré celsius, plusieurs réactions et modifications physico-chimiques se produisent, modifiant les

caractéristiques thermiques et mécaniques.

Pour analyser ces modifications et des changements de masse, nous avons effectué des analyses thermiques afin de comprendre les natures des changements. Il s'agit de l'analyse thermique différentielle (ATD) et de l'analyse thermo-gravimétrique (ATG). Les principes de ces essais sont trouvés dans [30, 89].

L'échantillon préparé sous forme de poudre à dimension inférieure à 200 μm , extrait des briques alvéolaires, est analysé avec l'aide du système "Simutaneous Thermal Analysis"¹, équipé au CTMNC. Les essais montrent plusieurs réactions et transformations physico-chimiques, au cours de l'augmentation de la température (voir Fig. 2.1) :

- de 95°C à 105°C, l'eau zéolitique part ;
- à 478°C, il y a une réaction endothermique correspondant probablement à une réaction allotropique d'un des matériaux constituant de l'argile. L'ATD/ATG ne permet pas de définir la nature de ces minéraux ;
- à 575°C, la transformation allotropique du quartz α en quartz β [34] entraîne une réaction endothermique ;
- à 791°C, la décarbonatation résiduelle entraîne une réaction endothermique et une perte de masse ;
- à 900°C, la décristallisation de la mullite entraîne une réaction exothermique.

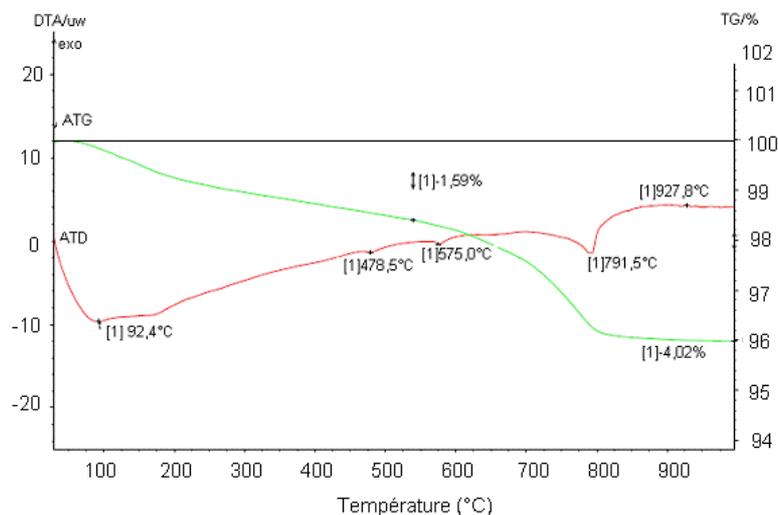


FIG. 2.1 – Résultat des essais ATD-ATG du tessou extrait d'une brique

Commentaires : En analysant la courbe ATD, les "principaux pics" sont relevés et appellent les remarques suivantes :

¹Analyse Thermique Simultanée

- L'eau zéolitique se forme de l'eau adsorbée dans l'ambiance, elle est facile à détacher pour se transformer en vapeur à température d'ébullition. La perte de masse observée sur la courbe ATG, à température autour de 100°C, est donc reliée avec cette transformation. Cette perte dépend donc de la condition d'humidité. La grandeur de cette perte peut permettre de quantifier l'énergie (chaleur) consommée en passant cette intervalle de température.
- La transformation allotropique à 575°C est due à la présence de silica en forme libre (quartz). Ce changement de forme de quartz entraîne la déformation et la contrainte internes qui peuvent entraîner des fissures sur la structure.
- Les réactions à 791,5°C sont dues à décomposition du carbonate de calcium et du carbonate de magnésium. Il est à noter que ces carbonates sont les résultats des processus de recarbonatation de chaux (CaO) et de magnésie (MgO) sous l'effet de l'humidité et de l'intempérie. Le changement de phase de carbonates à cette température en chaux ou en magnésie, accompagnant la libération de dioxyde de carbone et en carbonique, entraînera par la suite les changements de caractéristiques mécaniques du matériaux. Cependant, le taux de ce changement dépend de la quantité de calcaire dans la terre cuite. A cause de la méconnaissance des taux des composants, il n'est pas possible de déduire ici l'énergie dépensée pour ces réactions. Dépendant de la quantité de carbonate, cette transformation peut avoir des influences importantes sur les caractéristiques mécaniques. Il convient de remarquer que la rigidité du matériau peut baisser à cause de la faiblesse de chaux et de magnésie.

Les transformations observées sur le résultat de l'ATD engendrent des modifications thermo-hygro-mécaniques du matériau. Il est nécessaire, à partir de ces observations, de faire des essais sous diverses températures, afin d'avoir une estimation fiable sur les évolutions des caractéristiques thermo-hygro-mécaniques en fonction de la température.

Quant à la masse du matériau, l'essai ATG montre aussi que la perte de masse est essentiellement engendrée par la vaporisation d'eau adsorbée et par la décarbonation. Comme le matériau terre cuite a déjà subi une cuisson à des température entre 950 et 1200 °C au cours de sa fabrication, en condition normale (le tesson n'est pas immergé dans l'eau), l'eau provient donc de l'humidité de l'air ambiant. Sa quantité reste donc faible (1,6% pour cet essai). La perte totale à 1000°C étant d'environ 4 à 5% est aussi considérée comme faible. En général, ces pertes ne sont pas prises en compte, la masse est supposée rester constante. Néanmoins, l'eau peut avoir une influence sur les propriétés thermiques de la terre cuite ainsi que sur les autres réactions chimiques.

2.3 Propriétés thermiques de la terre cuite

2.3.1 Chaleur spécifique et son évolution en fonction de la température

La chaleur spécifique ou capacité thermique C_p est définie par la quantité de chaleur nécessaire pour augmenter de 1°C la température d'un kg d'une substance. A pression constante, la chaleur spécifique est calculée par :

$$C_p = \left(\frac{\partial H}{\partial T} \right)_p \quad (2.1)$$

où H est l'enthalpie, T est la température et p la pression. En présence de réactions chimiques ou de changements de phases (Sect. 2.2) lors de l'augmentation de la température, cette valeur dépend également de ces transformations :

$$C_p = \left(\frac{\partial H}{\partial T} \right)_{p,\xi} + \left(\frac{\partial H}{\partial \xi} \right)_{p,T} \left(\frac{d\xi}{dT} \right) = \bar{C}_p + \Delta H_p \frac{d\xi}{dT}$$

où $0 \leq \xi \leq 1$ est le degré de conversion des réactants dans le matériau, \bar{C}_p est la chaleur spécifique hors réaction chimique et changement de phase, ΔH_p est la variation d'enthalpie due à la transformation.

Technique simplifiée de détermination de l'évolution de C_p

Comme évoqué précédemment (Sect. 2.2), les essais ATD/ATG ne permettent de déterminer ni le taux de conversion, ni le taux des composants à la transformation. Ils ne permettent donc pas de déterminer la variation de C_p .

L'évolution de C_p du matériau en terre cuite, en fonction de T , suggérée par la norme [65], montre que la chaleur spécifique reste constante jusqu'à une température de $95 \div 100^\circ\text{C}$. Puis l'évolution de C_p présente un pic à 100°C , diminue ensuite linéairement jusqu'à 200°C pour y atteindre une valeur d'environ 25% de la valeur au pic. Ensuite, C_p diminue linéairement pour atteindre la valeur initiale à 1200°C .

Par ailleurs, les analyses expérimentales des essais réalisés sur une brique [67] ou sur des murs en briques [24, 68, 69] montrent que les températures mesurées présentent un palier de température à 100°C , puis la température augmente progressivement (Fig. 3.6).

En reliant ces deux observations, nous trouvons que le palier de température sur la figure 3.6 correspond au pic de la courbe " $C_p - T$ " à 100°C , par le point commun : évaporation d'eau adsorbée. La longueur (durée) de ce palier dépend donc de la quantité d'eau contenue dans l'échantillon.

L'évaporation consomme une quantité d'énergie donnée par la relation suivante :

$$C_p^{vapo} = \frac{H_l \times m_l}{2\Delta T} \quad (2.2)$$

où $H_l = 2257 \cdot 10^3 \text{ J} \cdot \text{kg}^{-1}$ est la chaleur latente d'évaporation de l'eau, m_l est la teneur en eau, ΔT est la moitié de l'intervalle d'évaporation : considérons que l'eau s'évapore lorsque la température varie entre 95 et 105°C, alors $\Delta T = 5^\circ\text{C}$.

En outre, la chaleur spécifique à température ambiante de terre cuite sèche est de l'ordre de 800 à 1100 $\text{J} \cdot \text{kg}^{-1} \cdot ^\circ\text{C}^{-1}$, selon sa composition chimique et sa structure cristallographique [22, 44].

Pour les calculs thermiques en bâtiment, il convient de prendre la valeur "utile" qui prend en considération l'humidité ambiante. Notons que la chaleur spécifique est additive. Donc, pour avoir la chaleur spécifique utile, on ajoute à la chaleur spécifique de la terre cuite sèche celle de l'eau absorbée. Par exemple, avec une quantité d'eau de 1,6%, l'augmentation de C_p est : $C_p^{vapo} = 0,016 \times 2257 \cdot 10^3 \times 10^{-1} = 3611 \text{ J} \cdot \text{kg}^{-1} \cdot ^\circ\text{C}^{-1}$.

Pour prendre en compte l'effet hydrique de façon simple dans des calculs thermo-mécaniques, il suffit de modifier la courbe normative de la chaleur spécifique " $C_p - T$ " en calibrant son pic à 100°C. Il s'agit de déterminer par un essai ATG la teneur en eau du matériau ce qui permet de calculer C_p^{vapo} (Eq. 2.2) puis ajuster le pic. La figure 2.2 donne un exemple d'évolution de C_p en fonction de la température avec la prise en compte d'une teneur en eau de 1,6%.

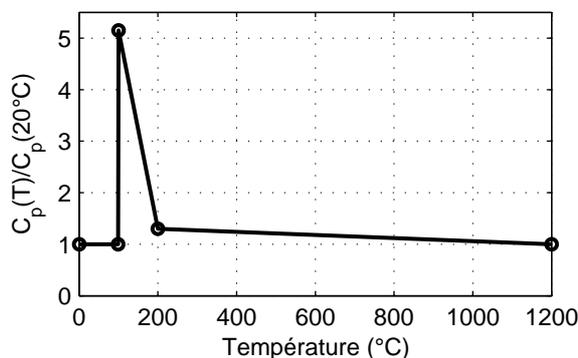


FIG. 2.2 – Evolution de la capacité thermique du matériau en terre cuite

2.3.2 Conductivité thermique et son évolution en fonction de température

La conductivité λ , exprimée en $\text{W} \cdot \text{m}^{-1} \cdot ^\circ\text{C}^{-1}$, caractérise la facilité de transfert de la chaleur dans la matière. Elle dépend des matériaux constitutifs, de la densité, de la porosité et de la température. En effet, on montre que la conductivité présente jusqu'à 30% de variation entre des terres cuites de mêmes densités et porosités mais ayant des compositions différentes [44].

La conductivité thermique et son évolution sont déterminées expérimentalement. A température ambiante, les mesures à l'état stationnaire sont utilisées (e.g. méthode de fil chaud, méthode plaque chaude gardée). Elles consistent à mesurer le gradient de température de l'échantillon et le flux passé. La conductivité thermique est déterminée par la relation de Fourier [36]. Pour cette méthode, il faut assurer la condition adiabatique de l'échantillon.

Quant à la température élevée, il est plus difficile d'assurer les conditions adiabatiques i.e. la perte de chaleur par l'effet de rayonnement. La méthode "Laser Flash" est utilisée. Il est ramené aux mesures de la diffusivité thermique, de la masse volumique et de la capacité thermique à la température correspondante.

La valeur de la conductivité du squelette solide de la terre cuite sèche, mesurée sur plusieurs produits de terre cuite par le CTMNC, est dans l'intervalle de 0,8 à 1,3 $\text{W} \cdot \text{m}^{-1} \cdot ^\circ\text{C}^{-1}$ pour la direction de l'extrusion. La conductivité apparente de la terre cuite varie de 0,3 à 0,8 $\text{W} \cdot \text{m}^{-1} \cdot ^\circ\text{C}^{-1}$, sauf dans des cas exceptionnels, cette valeur s'élève jusqu'à 1,5 $\text{W} \cdot \text{m}^{-1} \cdot ^\circ\text{C}^{-1}$.

Technique simplifiée de détermination de l'évolution de λ

La détermination de l'évolution de la conductivité thermique en fonction de la température n'est pas toujours disponible. Par soucis de simplification, nous proposons une méthode indirecte, en profitant de la forme géométrique des briques afin d'estimer rapidement cette évolution.

Pour cette approche, une brique alvéolaire dont les parois sont parallèles est mise en essai (Fig. 2.3). Les thermocouples sont installés aux deux faces de chaque paroi.

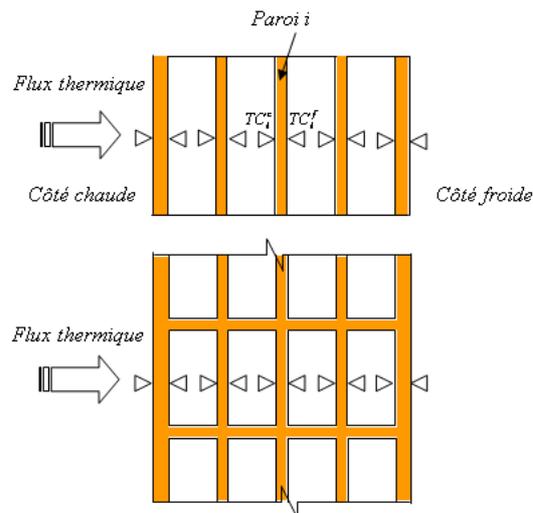


FIG. 2.3 – Schéma d'installation des thermocouples pour déterminer les relations des conductivités thermiques aux différentes températures (en haut : coupe verticale de la brique, en bas : coupe transversale de la brique).

Un flux est imposé à une face de la brique (face chaude), la face opposée est libre thermiquement (face froide). Les autres faces de la brique sont adiabatiques. Pour ces

conditions, le transfert de chaleur se fait presque horizontalement depuis la face chaude vers la face froide.

Lorsque le régime stationnaire est atteint, alors le flux de chaleur est constant dans chaque paroi verticale. Les parois étant en plus très minces, il est possible de considérer que le transfert de flux est essentiellement unidirectionnel et la distribution de températures est linéaire dans l'épaisseur de chaque paroi. Ainsi les températures stabilisées dans le temps, des faces externes (du côté exposé et de celui non exposé) de chaque paroi i permettent de déterminer le flux de chaleur stationnaire tel que :

$$q = -\lambda (\theta_i^m) \frac{\theta_i^c - \theta_i^f}{e_i} \quad (2.3)$$

où θ_i^m , θ_i^f et θ_i^c sont, respectivement, la températures moyenne, la température du côté exposé (chaud) et celle du côté non exposé (froid) de la paroi i dont l'épaisseur est e_i . A partir de l'équation (2.3), les relations entre la conductivité et les températures mesurées sont établies.

Nous présentons sur la figure 2.4 un exemple de la variation de la conductivité thermique. Le résultat est obtenu pour la brique à perforation horizontale, qui se compose de 5 parois frontales (Fig. 2.5). Les dimensions globales de la surface sont $h = b = 200$ mm.

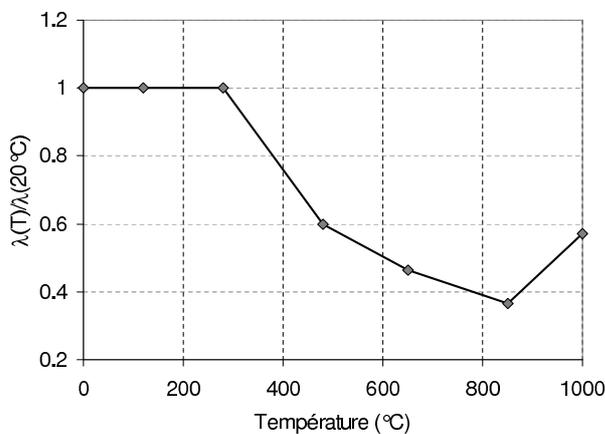


FIG. 2.4 – Évolution de la conductivité thermique déterminée par la méthode proposée.



FIG. 2.5 – Brique utilisée pour l'essai de détermination de l'évolution de λ .

Dans cet exemple, l'évolution de la conductivité thermique reste constante quand la température est inférieure à 300°C. Ensuite, elle présente une phase de diminution jusqu'à une température proche de 800°C, suivie par une phase d'augmentation. Il est à souligner que deux phénomènes majeurs contrôlant l'évolution de la conductivité thermique, conduisant à deux effets opposés [44] : (i) la conductivité de matériau en vrac

(céramique) diminue avec la température, (ii) le transfert par rayonnement dans les pores contribue de façon importante quand la température dépasse une certaine limite et ensuite fait augmenter rapidement le transfert comme le résultat de la dépendance de T^4 . Dans le cas étudié, la densité de matériau est $1860 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$, étant un matériau assez dense, i.e. la porosité est réduite. La contribution du transfert par rayonnement a donc une influence apparente tardive, à partir de 800°C .

2.3.3 Coefficient de dilatation thermique et son évolution en fonction de la température

Le coefficient de dilatation thermique α_{th} est défini par la variation relative de longueur, i.e. déformation, quand la température varie d'un degré. La détermination de α_{th} est réalisée par essai, dont les principes sont détaillés dans [87].

L'essai de détermination de α_{th} se déroule sur des échantillons de forme cylindrique, de diamètre de 5 mm et de longueur de 50 mm.

Les essais montrent que la valeur de α_{th} ne varie quasiment pas en fonction de la température, à l'exception d'un pic à 575°C du fait de la transformation du quartz α en quartz β . Les résultats d'essais réalisés au CTMNC sur des échantillons terre cuite montrent que le coefficient de dilatation thermique varie entre $(3 \div 7) \cdot 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$. Nous présentons sur la figure 2.6 un exemple de l'évolution de α_{th} d'une brique alvéolaire à perforation verticale.

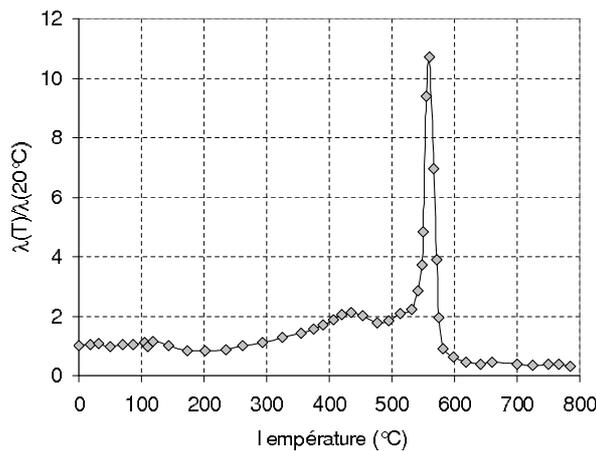


FIG. 2.6 – Évolution du coefficient de dilatation thermique de terre cuite en fonction de la température, obtenue par essai au CTMNC. L'échantillon est extrait d'une brique à perforation verticale.

2.4 Comportement mécanique de la terre cuite à température ambiante

Comme abordé précédemment au chapitre 1, section 1.5, du fait de certains manques des études existantes, ainsi, vu les caractéristiques des comportements au feu des murs en maçonneries (les phénomènes d'écaillage locale), les structures complètes seront envisagées dans cette étude.

La stratégie de cette approche demande des études sur les caractéristiques mécaniques des matériaux constitutifs i.e. la terre cuite et les mortiers.

Les différentes méthodes de fabrication des produits de brique induisent des différences de comportement mécanique entre les produits. Le cas de brique pleine est différent de celui de brique alvéolaire par exemple. Ces différences sont dues probablement à la présence de filage, de défauts, des composants des matières initiales, etc.

2.4.1 Choix de la géométrie des échantillons

A cause de la forme géométrique, pour les briques alvéolaires, il est impossible de produire des échantillons standards comme les éprouvettes cylindriques de béton . Les propriétés mécaniques sont donc caractérisées sur des échantillons pleins, extraits des parois minces.

A cause de la fabrication, les épaisseurs des parois des briques de structure vont de 3 à 10 mm. Ces épaisseurs ne permettent de produire que des échantillons dont les dimensions sont de l'ordre de 10 à 35 mm de hauteur, de 10 à 20 mm de largeur. La minutie des éprouvettes provoquera des difficultés dans la manipulation, surtout pour les essais à haute température, ou bien générera des incertitudes de mesures, à cause de la résistance qui est trop petite par rapport à la capacité des presses courantes. Il est préférable de réaliser des essais sur des éprouvettes à dimensions plus adaptées.

Le choix de la géométrie pour essais de compression se base sur les formes les plus représentatives de la brique. Considérons par exemple une brique à perforations verticales, utilisée dans la construction des murs porteurs. La brique se compose de 48 alvéoles, dont les dimensions globales sont $h_b \times l_b \times e_b = 270 \times 570 \times 200 \text{ mm}^3$ (hauteur, longueur, épaisseur respectivement) (Fig.2.7).

En se basant sur la forme géométrique, des solutions présentées sur la figure 2.8 sont proposées et retenues pour réaliser les essais de compression dans le sens de l'extrusion.

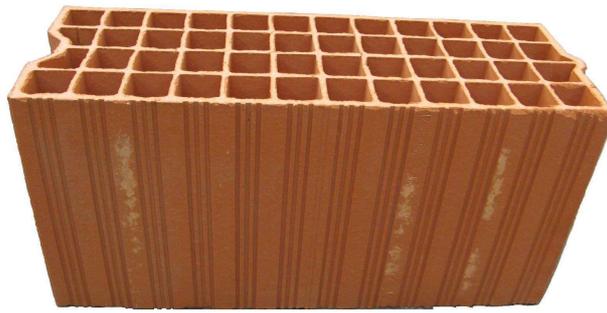


FIG. 2.7 – Brique à perforations verticales étudiée.

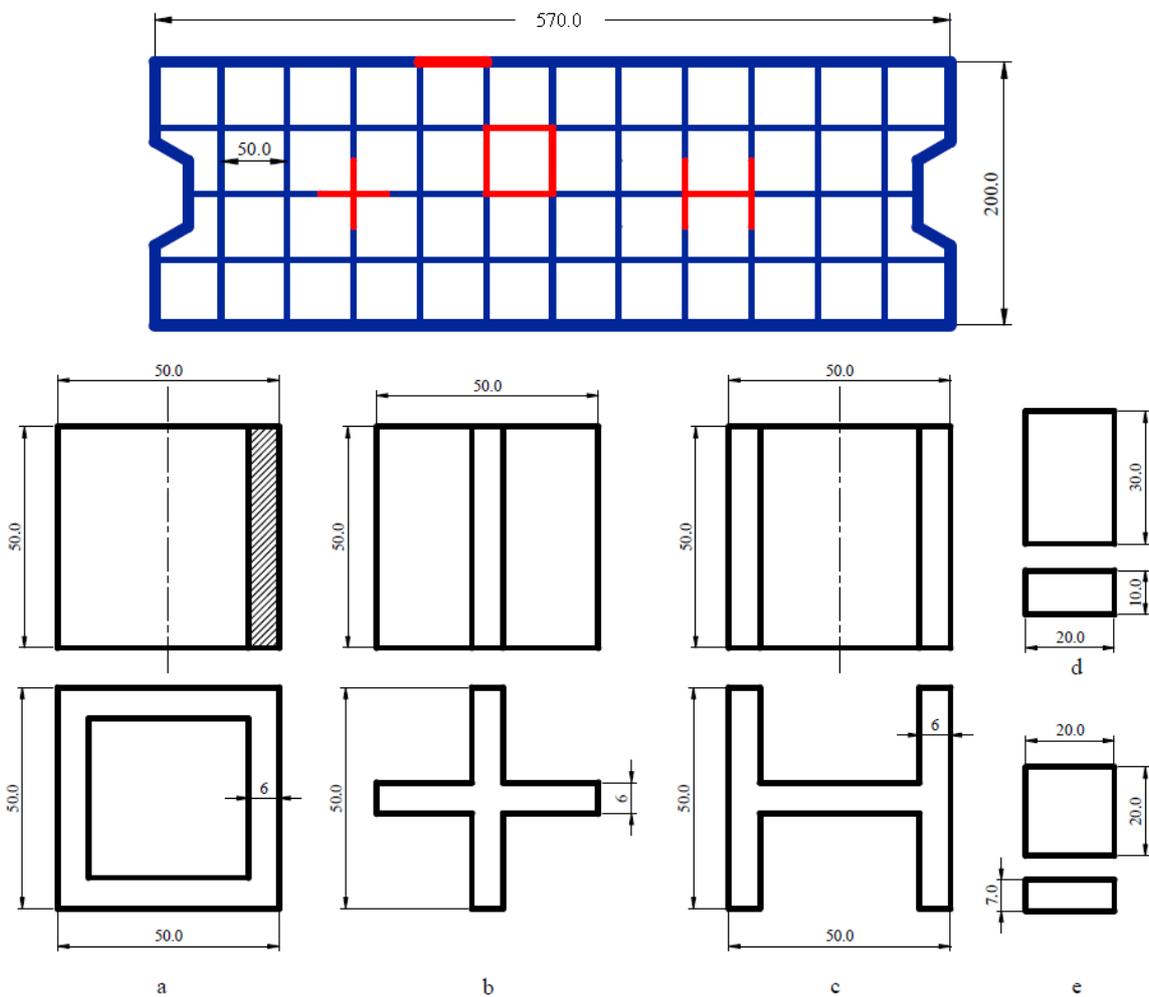


FIG. 2.8 – Formes géométriques des échantillons prélevés pour essais de compression dans le sens de l'extrusion de la brique à perforation verticale (dimensions en mm).

2.4.2 Comportement en compression

Les essais de compression sont réalisés par des presses électriques (pour les petits échantillons), ou hydrauliques (pour les briques ou murets).

Le comportement de la terre cuite, enregistré par plusieurs essais, est fragile. La relation contrainte-déformation est quasi linéaire jusqu'à la rupture (Fig. 2.9).

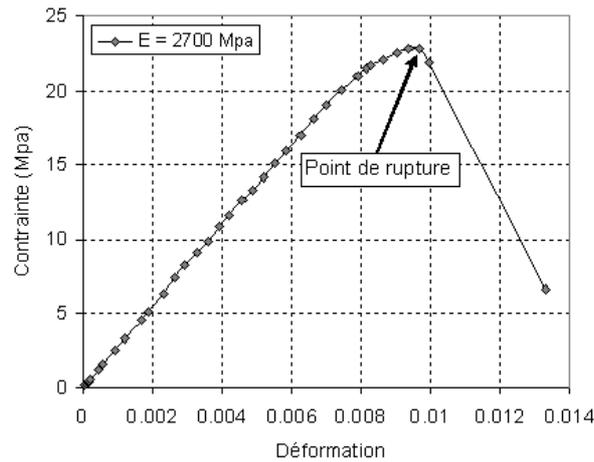


FIG. 2.9 – Relation contrainte-déformation en compression de tessons en terre-cuite, de forme parallélépipédique pleine, extraits des briques à perforation verticale.

La différence de forme des éprouvettes donne des résultats variables. Les éprouvettes de forme parallélépipédique pleine donne une résistance à la rupture et un module de Young plus grands par rapport aux autres formes. Les éprouvettes de forme en H donnent des valeurs plus approchées de celles des éprouvettes en forme parallélépipédique pleine. Celles des éprouvettes en forme de boîte creuse fermée sont les plus faibles : le module de Young et la résistance à la rupture sont de l'ordre de 75% de ceux de forme parallélépipédique pleine. Cependant, la perturbation des résultats est moindre pour les échantillons en forme de boîte [71].

En effet, plus la forme géométrique est complexe, plus la contrainte est perturbée, i.e. il y a des zones de concentration dont les contraintes sont supérieures à la valeur moyenne (endroits de jonction par exemple). La concentration de contrainte entraîne plus facilement la rupture des éprouvettes. La forme de boîte fermée, présente plusieurs zones de concentration de contrainte, et limite en effet le plus la déformation, entraînant plus rapidement des ruptures.

Les fissures s'amorcent à partir des zones de concentration de contrainte, correspondant aux parties angulaires des corps d'épreuve, puis se propagent vers les zones centrales. Pour les éprouvettes de forme parallélépipédique, les fissures sont verticales. Pour les autres

formes, elles sont diagonales (Fig. 2.10).

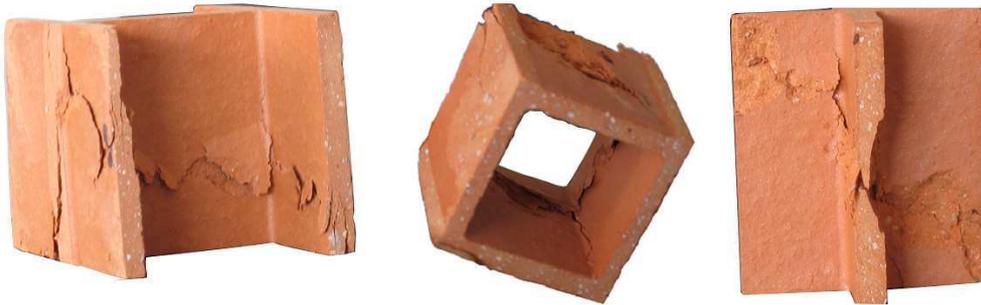


FIG. 2.10 – Fissures de ruptures des éprouvettes en compression.

Ces ruptures sont connues comme les ruptures engendrées par la faiblesse de résistance en traction des matériaux fragiles. Il est prouvé que c'est la déformation maximale en traction qui est à l'origine de la rupture [70] (voir Fig. 2.11).

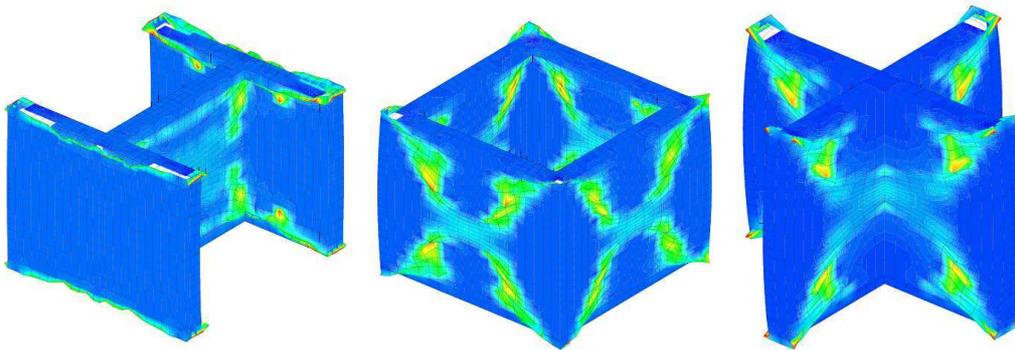


FIG. 2.11 – Prédiction de rupture des éprouvettes en terre cuite par critère de déformation maximale en traction [70, 71].

2.4.3 Comportement en flexion

La détermination de la résistance en traction des matériaux fragiles est réalisée par l'intermédiaire d'essai de flexion "trois points" ou "quatre points".

Les éprouvettes sont extraites de telle manière que la longueur suive le sens de l'extrusion (sens des alvéoles) des briques. Les dimensions sont de l'ordre de $l \times h \times e \approx 120 \times 20 \times 10 \text{ mm}^3$. L'application de charge est réalisée dans deux sens : sens de la hauteur et sens de l'épaisseur. Un exemple est illustré dans la figure 2.12.

Les essais donnent des relations force-flèche linéaires et montrent un comportement fragile, représenté par une rupture brusque. Les fissures de ruptures apparaissent en partie



FIG. 2.12 – *Essai de flexion "trois points" dont la charge est appliquée selon la hauteur de l'éprouvette.*

basse au milieu de l'éprouvette, où la contrainte en traction est plus grande (Fig. 2.13). La contrainte de rupture en traction est de 4,5 à 8 MPa. Elles sont proches dans les deux directions d'application de charge pour la brique étudiée.

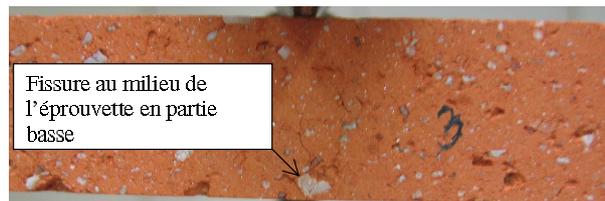


FIG. 2.13 – *Fissure de rupture de l'essai de flexion trois points.*

2.5 Comportement mécanique de la terre cuite à haute température

Lors de l'essai feu, en fonction du temps, la température dans le mur augmente et peut s'élever jusqu'à 1200°C. L'augmentation de température modifie les caractéristiques physiques, chimiques, thermiques et mécaniques.

Les essais de caractérisation sont alors réalisés pour déterminer les évolutions du module de Young, de la résistance en compression et de la résistance en traction de la terre cuite en fonction de température.

2.5.1 Essai de compression à haute température

2.5.1.1 Méthodologie

Les températures varient de 100 à 1000°C. La dernière correspond à la température dans la structure, côté chauffé, à partir de 60 min d'essai.

Les éprouvettes sont extraites des briques alvéolaires. Elles sont préparées sous forme de petits morceaux, ou sous formes de boîtes creuses. Avant la réalisation des essais, elles sont mises en étuvage à 110°C pour les sécher.

Deux méthodes d'application de la sollicitation thermique sont considérées. Pour la première, l'éprouvette est introduite directement dans le four déjà chauffé à la température de l'essai, puis maintenue pendant un certain temps jusqu'à l'homogénéité de température. En effet, cette simulation a pour but d'analyser la performance mécanique sous l'effet de choc thermique. Cette situation correspond à ce qui se passe du côté chaud, dans les premiers instants des essais sur murs, quand la température monte rapidement (Fig.1.4). Le deuxième cas consiste à chauffer lentement l'éprouvette à vitesse adaptée jusqu'à la température d'essai, puis la maintenir un certain temps avant l'application de la charge mécanique. La vitesse de chauffage est égale à celle de l'essai ATD, en général, $200\text{ }^{\circ}\text{C} \cdot \text{h}^{-1}$. Le temps de maintien de la température d'essai avant l'application de charge mécanique est pré-calculé numériquement [23].

La charge mécanique est appliquée comme dans le cas d'essai à température ambiante. La vitesse d'application de charge est de $0,5\text{ mm} \cdot \text{min}^{-1}$: chargement supposé statique.

Au cours de l'essai, les forces et les déplacements sont mesurés en continu.

2.5.1.2 Résultats de compression en cas de changement rapide de température

Pour ce type d'essai, 15 campagnes d'essais sont menées par le CTMNC en 2006 sur 15 produits différents de briques alvéolaires provenant de différents sites de fabrication en France.

Les résultats d'essai montrent que, même avec un changement brusque de température, les éprouvettes sont toujours intactes, i.e. il n'y a pas de rupture "apparente", avant l'application de charge mécanique. *La rupture par l'effet de choc thermique n'est pas observée pour toute valeur de températures étudiées.*

La figure 2.14 représente les courbes contrainte-déformation, aux différentes températures, des échantillons d'une brique de cloison mince, à perforation horizontale. Il est montré que, jusqu'à température 550°C, la relation contrainte-déformation est toujours linéaire, le comportement de terre cuite reste fragile, représenté par une rupture brusque. Au delà, la phase élastique linéaire est limitée à une valeur de contrainte qui correspond à

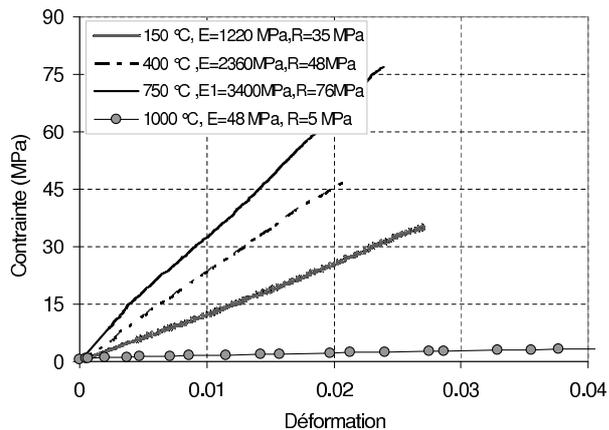


FIG. 2.14 – Relations contrainte-déformation en compression à différentes températures.

1/5 jusqu'à 1/3 de la contrainte résistante mesurée. Ensuite, une phase non-linéaire apparaît ; elle s'accompagne d'une diminution de la rigidité. Dans certains cas, il y a apparition d'un plateau de contrainte à partir de 750°C, traduisant ainsi une ductilité du matériau du fait de l'augmentation de température.

Les évolutions de la résistance en compression et du module de Young présentent des variations similaires. On obtient une augmentation dans l'intervalle de 20 à 550, ou/et 750°C, suivie d'une diminution au delà. Cette diminution peut s'expliquer par le changement de phase du quartz et par la décarbonation (Sect. 2.2).

A titre d'exemple, dans le cas présenté ci-dessus, la terre cuite devient plus rigide et résiste mieux à 750°C. Cependant, à 1000°C, elle perd presque totalement sa rigidité. Quant à la résistance à cette température, nous observons que la terre cuite résiste souvent mieux qu'à la température ambiante. Cependant à cette très haute température, la déformation de l'échantillon est énorme, de l'ordre de 20%.

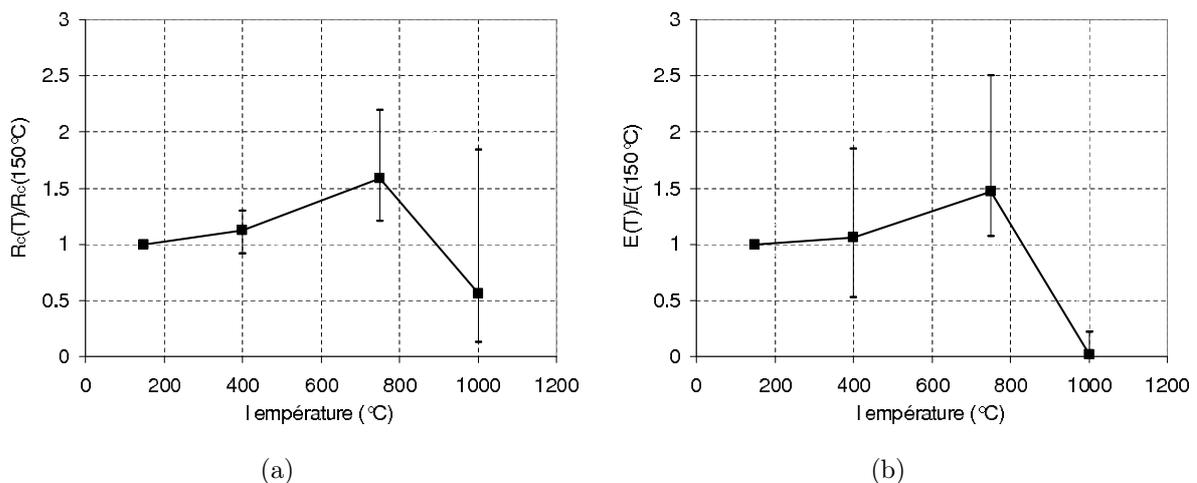


FIG. 2.15 – Variation moyenne de (a) résistance en compression et de (b) module de Young des 15 différents produits de brique en terre cuite, en fonction de la température.

La figure 2.15 présente les variations moyennes de la résistance à la rupture en compression et du module de Young, en fonction de température, pour les 15 produits différents de brique en terre cuite. La tendance de variation de résistance et de module de Young est de même allure, en moyenne : une phase d'augmentation jusqu'à 750°C, suivi par une phase décroissante. La résistance est plus stable par rapport à module de Young pour différents produits jusqu'à 750°C.

2.5.1.3 Résultats de compression en cas de changement lent de température

Le matériau est testé pour les températures de 20°C, 105°C, 250°C, 400°C, 600°C, 750°C et 900°C. Ces essais sont réalisés sur les tessons extraits des briques à perforation verticale à 48 alvéoles (Fig. 2.7). Les épaisseurs des parois sont de 8 mm pour la partie interne et de 10 mm pour la partie externe. Les dimensions des éprouvettes en compression sont $35 \times 9 \times 20 \text{ mm}^3$ (hauteur, épaisseur et largeur respectivement). Les éprouvettes pour essai de flexion ont la hauteur de 9 mm et la largeur de 20 mm. La distance entre deux appuis inférieurs est de 120 mm et celle supérieure est de 65 mm.

L'éprouvette est mise dans l'enceinte du four, puis chauffé jusqu'à la température souhaitée. La température est ensuite maintenue pendant 15 min pour assurer l'homogénéité de température. Pour les essais de compression, la vitesse de chargement est de $0,5 \text{ mm} \cdot \text{min}^{-1}$. Pour les essais de flexions 4 points, la vitesse est de $0,15 \text{ MPa} \cdot \text{s}^{-1}$.

Dans le cas de chargement monotone, les relations contraintes-déformations des essais en compression et charge-déflexion dans le cas des essais de flexion 4 points sont toujours linéaires jusqu'à 900°C. Le module de Young à 105°C est réduit à 60% de celui à température ambiante. Pour les autres températures, le module de Young est toujours de l'ordre de 70%. Le comportement est fragile pour toutes les températures testées, illustré par une rupture brusque. Pour cette campagne d'essai, le matériau travaille encore à 900°C, avec une rigidité de 2000 MPa et résistance doublée par rapport à celle à la température ambiante. Ces propriétés sont contraires à celles des 15 autres tests précédents, et sont aussi contraires à la norme Européenne [65], dans laquelle, *la température limite de travail de terre cuite est de 600°C*.

Afin de vérifier s'il y a endommagement mécanique lors de la charge-décharge, des essais cycliques sont menés. Après avoir déterminé la charge de rupture par chargement monotone, les cycles de charges-décharges sont effectués aux niveaux de contraintes de $1/3$ et $2/3$ de la charge de rupture (voir Fig. 2.16).

Les cycles charges-décharges montrent qu'au début de la décharge, la terre cuite est plus rigide qu'à l'état initial, c'est-à-dire que la pente de la courbe de décharge est plus grande que celle au début de la courbe. Ce phénomène peut être expliqué par le fait que les échantillons de terre cuite contiennent des fissures qui sont forcément fermées par la

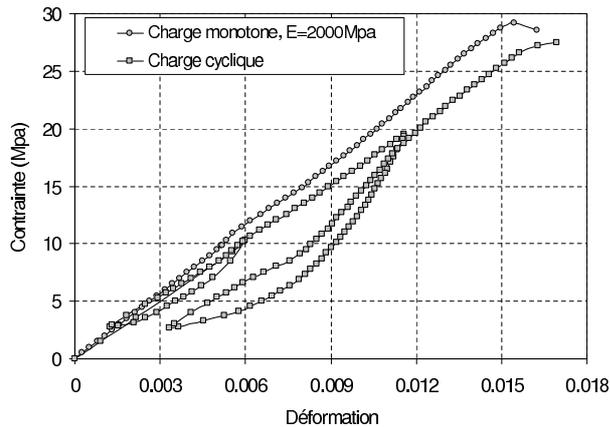


FIG. 2.16 – Relation contrainte-déformation des tessons en terre cuite extraits de brique à perforation verticale, à température de 250°C, dans le cas de chargement monotone et chargement cyclique.

charge mécanique pour rendre plus rigide le matériau. Par contre, à petite charge, ce système de fissure peut reprendre l'état initial et rend la rigidité égale à celle initiale.

Ces processus sont inverses pour la remontée de charge. Cependant, l'enveloppe de la courbe de chargement cyclique est similaire à celle de chargement monotone.

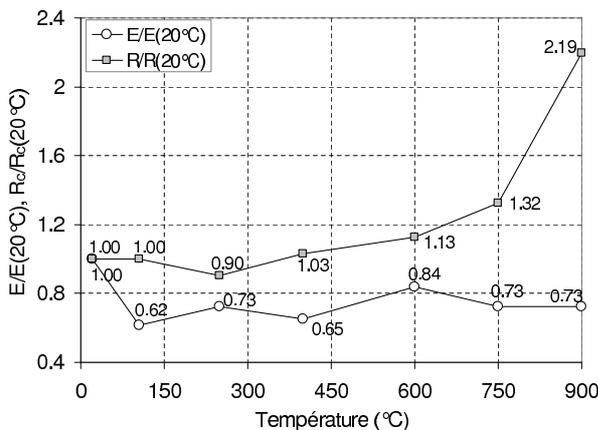


FIG. 2.17 – Évolution de la résistance de rupture en compression et du module de Young en fonction de la température des tessons extraits d'une brique structure en terre cuite, avec changement lent de la température.

La figure 2.17 représente la variation de contrainte résistante en compression et de module de Young de cet essai. Dans ce cas de changement lent de température, la rigidité du matériau ainsi que sa résistance ne sont pas beaucoup modifiées. De plus, nous observons que la résistance à 900°C est augmentée plus de 2 fois par rapport à celle en température ambiante. Cette augmentation de résistance ne relie pas à l'augmentation de la rigidité, mais relie à la déformation : à haute température, la plastification et la vitrification des matières comme la silice, permettent une grande déformation.

De plus, la rupture des tessons est toujours fragile jusqu'à 750°C, représentée par la fissure dans la direction d'application de charge (Fig. 2.18).

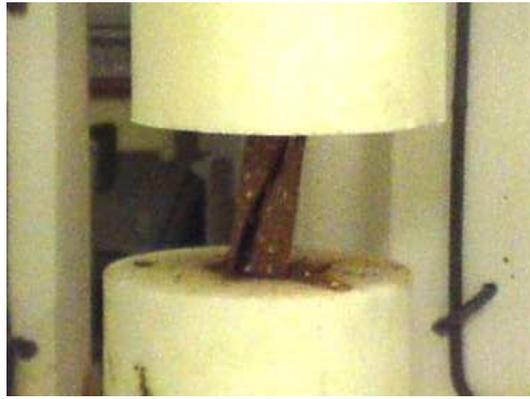


FIG. 2.18 – Rupture fragile d'un tesson à la fin de l'essai de compression à 750°C.

2.5.1.4 Commentaire sur les résultats de compression à haute température

Contrairement aux matériaux modernes de construction comme le béton et l'acier de faible tenue à partir de 600°C, la terre cuite résiste bien jusqu'à 750°C. De plus, bénéficiant du fait d'être cuite avant la mise en utilisation, la terre cuite est estimée stable avec la température, surtout, côté stabilité hygrique. Cette bonne propriété permet de bonnes caractéristiques mécaniques à haute température.

Le comportement de terre cuite à haute température est, en général, élastique et fragile. Les relations contrainte-déformation sont supposées linéaires. Cependant, comme la terre cuite n'est pas très homogène, due aux plusieurs facteurs, il est difficile, pour la variation de rigidité et résistance en fonction de température, de donner une loi commune pour tous les produits. Cependant, on peut conclure ici, à travers les essais, que la terre cuite a encore une bonne tenue à haute température.

L'explication de l'augmentation de résistance et de module de Young avec la température jusqu'à 750°C, est liée à la modification de structure cristalline dans le matériau terre cuite. Cependant, il n'y a pas d'étude approfondie sur ce sujet. Dans cette étude, nous ne cherchons pas à expliquer ce problème physique. Nous comprenons que la cuisson des briques à température aux alentours de 1000°C détruit tous les composants "sensibles et fragiles" à la température : cas des matières organiques, de l'eau chimiquement liée, de la silice, de l'illite. Les propriétés de retrait et de plastification des matières composantes ont renforcé la terre après la cuisson et l'ont rendue plus réfractaire, qui permettent la bonne stabilité aux températures inférieures à la température de cuisson (de 900 à 1200°C). A titre d'information, dans le produit contenant une grande quantité de silice, le module de Young augmente à partir de 500°C jusqu'à 1400°C.

Il semble que la résistance et la rigidité de la terre cuite à haute température dépendent de la vitesse de chargement thermique. Cette propriété est importante pour la partie modélisation. En effet, dans le mur exposé avec un côté au feu, la vitesse de montée de

température d'un point matériel à l'autre, est différente : celui à côté chaud qui subit une augmentation rapide de température, peut être dégradé plus rapidement que celui à côté froid où le matériau est plus stable à la température et se dégrade plus lentement. A cause de manque de matériel et de temps, une telle étude n'a pas été abordée ici.

2.5.2 Essais de flexion "quatre points" à haute température

Afin de caractériser la résistance en traction à haute température du matériau terre cuite, des essais de flexions 4 points sont menés, avec la même procédure que le cas de compression à chargement thermique lent.

La figure 2.19 montre le commencement d'un test à 750°C.

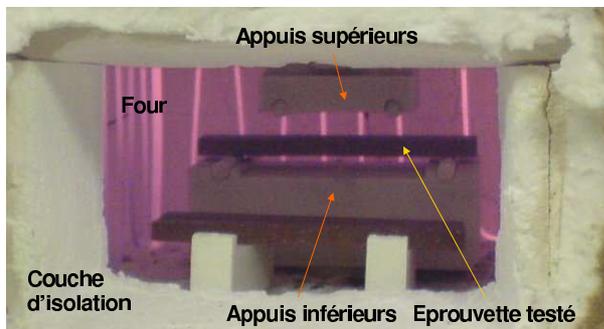


FIG. 2.19 – Essai de flexion 4 points à 750°C.

Les éprouvettes sont extraites des parois externes des briques à perforations verticales, dans la direction de l'extrusion.

La figure 2.20 montre la variation de contrainte maximale en traction mesurée par essai.

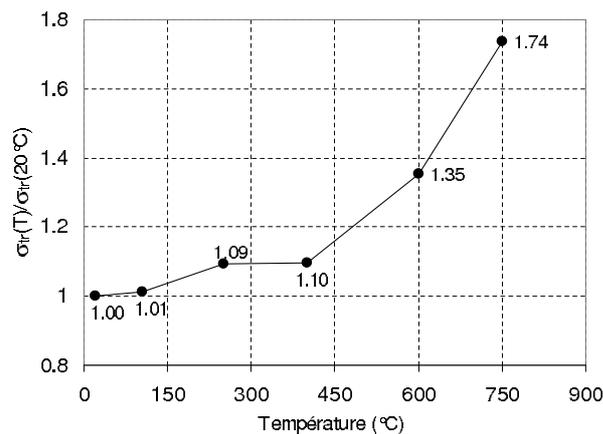


FIG. 2.20 – Variation de résistance en traction de la terre cuite en fonction de la température obtenue par essai de flexion "quatre points".

Contrairement au module de Young et à la résistance en compression qui ont subi une phase de réduction légère de 105 à 400°C, la terre cuite résiste mieux en traction à haute température. Cette bonne propriété peut être reliée à la caractéristique visqueuse de composant silice à haute température.

2.6 Propriétés du mortier traditionnel

Le mortier traditionnel est constitué de pâte de ciment hydraté et de sable. La formulation d'un mortier permet d'obtenir la qualité souhaitée. Par exemple, pour 80 litres de mortier ordinaire, il faut 35 kg de ciment, 80 litres de sable et 15 litres d'eau ainsi que des adjuvants si nécessaire. Ainsi le comportement en température du mortier est fortement affecté par la quantité d'eau mise en jeu. Après hydratation, l'eau dans le mortier existe sous forme vapeur, liquide (libre et adsorbée) ainsi que sous forme d'eau chimiquement liée. Il est donc nécessaire de prendre en considération cette eau pour analyser le comportement thermo-hygro-mécanique (THM) de la maçonnerie [3, 4, 9]. Nous présentons dans ce qui suit quelques propriétés principales intervenant dans la modélisation du comportement au feu du mortier traditionnel.

2.6.1 Propriétés physico-chimiques

Le mortier soumis à de hautes températures est le siège des processus physico-chimiques suivant [4] :

- entre 20°C et 105°C : départ de l'eau évaporable constituée de l'eau libre et l'eau adsorbée.
- entre 130°C et 170°C : occurrence d'une réaction endothermique correspondant à la décomposition du gypse $\text{CaSO}_4 - 2\text{H}_2\text{O}$.
- entre 180°C et 300°C : déshydratation des C – S – H par départ de l'eau chimiquement liée.
- entre 250°C et 370°C : décomposition et oxydation des éléments métalliques (ferriques).
- entre 450°C et 550°C : décomposition de la porlandite en chaux libre $\text{Ca}(\text{OH})_2 \rightarrow \text{CaO} + \text{H}_2\text{O}$.
- autour de 570°C : transformation du quartz α en quartz β accompagnée d'un gonflement pour les granulats quartziques et basaltiques.
- entre 600°C et 700°C : décomposition des C – S – H et formation de $\beta - \text{C}_2\text{S}$.
- entre 700°C et 900°C : décomposition du carbonate de calcium $\text{CaCO}_3 \rightarrow \text{CaO} + \text{CO}_2$, la réaction est fortement endothermique.
- entre 1300°C et 1400°C : début de la fusion de granulats et de la matrice.

2.6.2 Propriétés thermiques

2.6.2.1 Capacité thermique et conductivité thermique

La conductivité thermique et capacité thermique du mortier dépendent des composants et du taux ciment/sable/eau [90]. Pour les bétons, l'Eurocode 6 [65] donne les variations de la conductivité thermique λ et de la chaleur spécifique C_p en fonction de la température comme indiquée sur la figure 2.21. De telles relations peuvent également être adoptées pour le mortier. Il suffit juste d'adapter les valeurs remarquables.

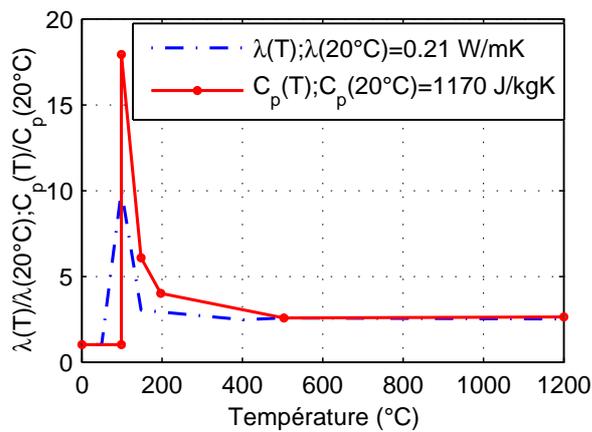


FIG. 2.21 – Évolution de la conductivité thermique et de la capacité thermique du mortier (norme Eurocode 6 [65]).

Cette figure montre que la variation de λ et C_p se produit essentiellement lors de l'évaporation de l'eau libre dans le béton (autour de 100°C). Ainsi, les variations induites par les autres processus physico-chimiques (voir Sect. 2.6.1) ne sont pas prises en compte par la norme.

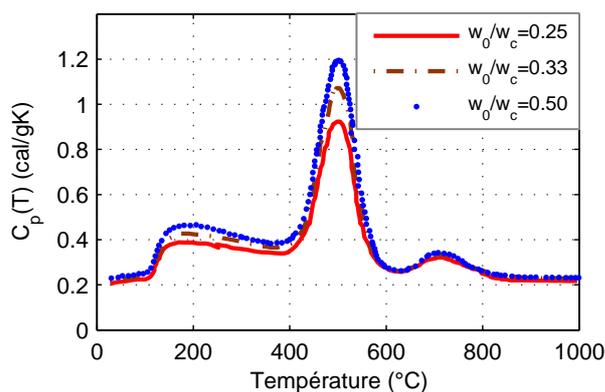


FIG. 2.22 – Variation de la capacité thermique en fonction de la température d'une pâte de ciment : w_0/w_c est le taux eau/ciment (d'après Harmathy-1970).

Par ailleurs, Harmathy (1970) montre que ces processus jouent également un rôle important dans la variation du C_p d'une pâte de ciment (Fig. 2.22). Une forte augmentation est observée entre 105 et 800°C. Cette augmentation est engendrée par la déshydratation du ciment. Le pic observé à 500°C est associé à la déshydratation de la portlandite

(hydroxide de calcium CH).

Contrairement à la norme, les essais sur différents types de bétons (Collet-1977, Kalifa-1998) montrent que la conductivité thermique diminue avec la température. Cette diminution est expliquée par le fait qu'au cours de l'augmentation de la température, l'eau s'échappe et est remplacée par l'air. L'air ayant une conductivité thermique ($3,4 \cdot 10^{-3} \text{W} \cdot \text{m}^{-1} \cdot \text{K}^{-1}$ à 20°C) inférieure à celle de l'eau $0,515 \text{ (W} \cdot \text{m}^{-1} \cdot \text{K}^{-1})$, alors la conductivité apparente diminue. D'autre part, les fissures créées par la dilatation diminuent aussi la conductivité thermique. La figure 2.23 représente l'évolution de la conductivité thermique en fonction de la température d'un béton ordinaire contenant des granulats calcaires et dont la résistance nominale en compression à 28 jours est de $34,9 \text{ MPa}$.

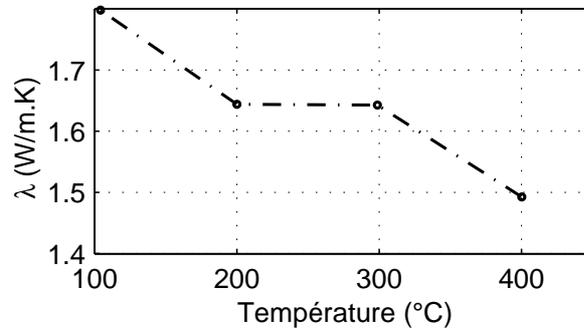


FIG. 2.23 – Variation de la conductivité thermique en fonction de la température d'un béton ordinaire (d'après Kalifa-1998, cité par Menou-2004 [54]).

2.6.2.2 Coefficient de dilatation thermique α_{th}

Le mortier est considéré comme un matériau isotrope dont le coefficient α_{th} est le même dans toutes les directions. La détermination de α_{th} est obtenue expérimentalement. Ce coefficient varie en fonction de la température, surtout autour du point de quartz (573°C). A 1000°C , sa valeur revient à celle en température ambiante.

L'évolution de α_{th} , obtenue par Toman [87], est présentée sur la figure 2.24.

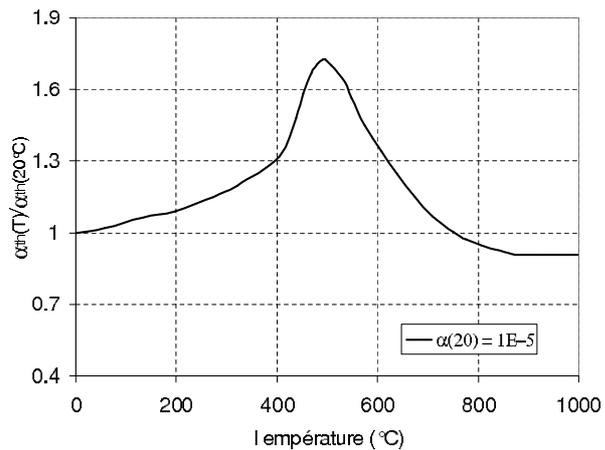


FIG. 2.24 – Variation du coefficient de dilatation thermique d'un mortier en fonction de la température [87].

2.6.3 Propriétés mécaniques

2.6.3.1 Propriétés mécaniques à température ambiante

En l'absence de sollicitations thermiques, le mortier est caractérisé mécaniquement par la résistance en traction et en compression, le module de Young et l'énergie de fissuration. En traction, le mortier présente un comportement quasi-fragile. Ses caractéristiques en traction sont déterminées indirectement par des essais de flexion trois points.

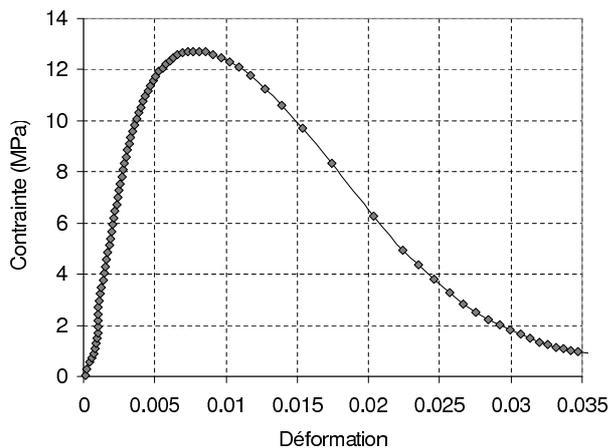


FIG. 2.25 – Relation contrainte-déformation en compression d'un mortier ordinaire à température ambiante, obtenue par essai, réalisé au CTMNC.

En compression, le comportement est légèrement plus ductile. Il présente un comportement élastique jusqu'au 80% de la résistance à la compression puis une phase à écrouissage positif jusqu'au pic de contrainte suivi de la phase adoucissante. Sur la figure 2.25, nous présentons un exemple de la relation contrainte-déformation d'un mortier ordinaire obtenue par essai, réalisé au CTMNC.

2.6.3.2 Propriétés mécaniques à hautes températures

Des études sur mortiers [19, 28, 42, 82, 91] montrent que la résistance en compression et le module de Young diminuent avec l'augmentation de la température.

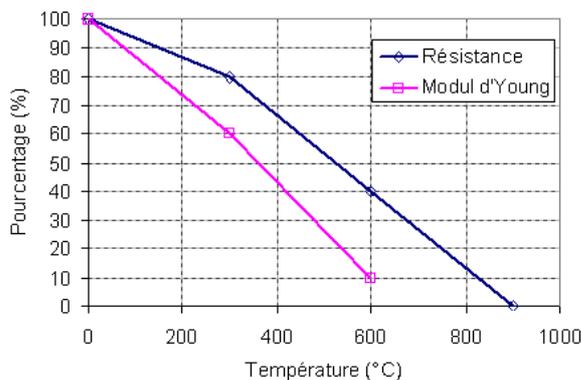


FIG. 2.26 – Dégradation de la résistance en compression et du module de Young en fonction de la température, d'après Cülfik-2002 [19].

Dias et al. [28] ont montré qu'à haute température (à l'ordre de 300°C), la résistance et le module de Young de pâte cimentaire diminuent nettement. N.Yüzer et al. [91] montre par expériences sur mortier ordinaire (sable avec silica de 2 mm maximal de taille des agrégats, ciment Portland, eau/ciment = 0,5) que la résistance de compression ne change pas jusqu'à 300°C. Puis à partir de cette valeur critique, la résistance se perd rapidement : environ de 65% à 900°C. Il est aussi observé qu'il n'y a pas de changement significatif à 1200°C par rapport à 900°C. La résistance en flexion diminue à partir de 100°C et à partir de 300°C, il n'est pas suffisant pour l'évaluation sous l'effet de température élevée. Cülfik et Özturan [19] montrent, sur un mortier à haute performance, une diminution de la résistance en compression. La résistance résiduelle à 300°C est égale à 80 % de la résistance initiale, alors qu'à 600°C elle n'est que de 60% pour presque s'annuler à 900°C. Ils ont aussi montré que le module de Young chute plus rapidement que la résistance : 70% à 300°C pour 20% à 600°C (Fig. 2.26).

2.7 Étude du comportement thermique d'une brique

Pour analyser le comportement des murs, l'analyse thermique à l'échelle de brique est la première démarche pour comprendre les phénomènes produits au cours de l'exposition au feu. L'objectif de l'essai est d'analyser le transfert thermique dans une brique isolée. Cet essai donnera l'évolution de température en fonction du temps. Cette évolution permet d'identifier l'isolation thermique **I**.

Les briques considérées sont alvéolaires, composées de 5 parois frontales. Le feu chauffe une face de la brique (face exposée) en suivant la courbe de température ISO (Eq. 1.1). La face opposée (face non exposée) est en contact avec l'air de l'ambiance. Les autres faces sont adiabatiques.

A cause de la difficulté de la production de la courbe ISO de température par le matériel du laboratoire d'essai (four électrique), l'enceinte du four est portée à une température de 1000°C avant la mise en place de la brique. Une nappe d'épaisseur 1 mm de fibre est donc installée à la face exposée pour ralentir l'évolution de température et pour produire une courbe de température à la face exposée ayant l'allure proche de la courbe normative.

Les faces latérales sont protégées par une nappe de fibre de 5 mm d'épaisseur pour limiter les pertes thermiques perpendiculairement à la face chauffée, i.e. assurer la condition adiabatique.

Les thermocouples sont installés sur toutes les parois frontales au travers des trous de diamètre 2 mm percés dans la brique. Une fois les thermocouples placés, chaque trou est rebouché par du ciment réfractaire pour éviter les pertes thermiques. Le schéma d'implantation est présenté sur la figure 2.27.

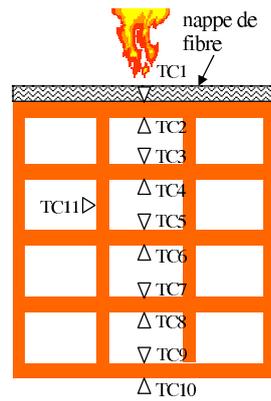


FIG. 2.27 – Schéma d'implantation des thermocouples dans la brique testée.

Les évolutions de température mesurées par les thermocouples sont présentées sur la figure 2.28. L'observation pendant l'essai montre que :

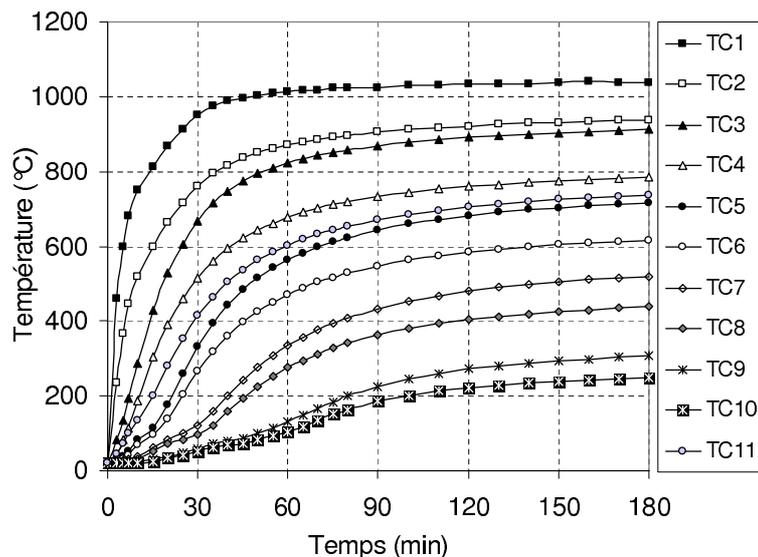


FIG. 2.28 – Évolution de température dans la brique

- Les températures sur les deux faces opposées (indiquées par les thermocouples TC2, TC3 par exemple) sont plus proches par rapport aux températures sur les deux faces d'une même paroi, surtout à haute température. C'est à dire que le transfert par le vide est plus rapide que celui par la paroi dense. En effet, le transfert dans les parois denses est effectué essentiellement par conduction, tandis que celui dans le vide est effectué plutôt par rayonnement. Cette observation permet de conclure que le rayonnement a un rôle important dans le transfert de chaleur à haute température dans les structures alvéolaires. Il convient avec le fait que le coefficient d'émissivité

de terre cuite est de l'ordre de 0,8 à 0,9 [22, 44].

- Il existe un palier caractéristique de la présence de l'eau : palier autour de 100°C sur les courbes à l'intérieur de la brique. Ces paliers n'apparaissent pas dans les courbes près de la face chaude car l'augmentation de la température est très rapide faisant vaporiser rapidement l'eau zéolithique. Ce palier correspond totalement au pic sur la courbe ATD à 92,4 °C dans l'analyse thermo-dilatométrique précédente (Sect. 2.2).
- Dès les premières minutes de l'essai, des sons audibles de craquement sont enregistrés, représentant perceptiblement la fissuration dans la brique. Cependant, cette fissuration s'effectue sans que les morceaux brisés se séparent de la brique. La brique se brise seulement au démontage du dispositif. En effet, au début de l'essai, le gradient de température dans l'épaisseur est très grand, provoquant la dilatation importante aux parois côté chaud, et aussi un gradient important de déformation. Ces dernières provoquent ensuite l'endommagement, caractéristiques de l'effet de choc thermique.

2.8 Conclusion

Ce chapitre est dédié à analyser et à comprendre les phénomènes physico-chimiques se produisant pendant l'augmentation de température, ainsi que les évolutions des propriétés thermiques, mécaniques, thermo-mécaniques en fonction de températures. La réponse thermique d'une brique alvéolaire est aussi analysée.

Comme le matériau terre cuite est déjà soumis à la cuisson à haute température, il est assez "inerte" sous l'effet de réchauffe. Les essais ATD-ATG, et les analyses expérimentales ont montré deux seuils de température qui ont des influences importantes :

- 100°C comme le seuil d'ébullition de l'eau adsorbée (libre) qui induit une perte de masse et une augmentation importante de la capacité thermique,
- 573°C comme le seuil de changement de quartz α en quartz β , qui induit une augmentation importante du coefficient de dilatation thermique.

En se basant sur les analyses expérimentales, dans ce chapitre, un simple protocole est proposé pour déterminer l'évolution de la capacité thermique. Il s'agit d'incorporer la chaleur latente pour l'évaporation d'eau déterminée par essai ATG, à la valeur de la capacité thermique à température ambiante.

En profitant des caractéristiques des parois minces des briques alvéolaires, une procédure expérimentale est proposée pour déterminer la variation de la conductivité thermique du matériau. Il s'agit de déterminer la température sur plusieurs positions dans la brique

sous régime stationnaire. Les relations entre les conductivités thermiques à plusieurs valeurs de températures (moyennes sur les parois) sont établies grâce à la relation de Fourier entre température et flux de chaleur.

Le comportement mécanique de la terre cuite est déterminé grâce aux essais classiques sur les tessons extraits des briques. A température ambiante, les relations contrainte-déformation en compression et force-déflexion en essai de flexion 3 et 4 points sont linéaires. Les comportements fragiles sont observés, représentés par des ruptures brusques et expliqués par le critère de rupture par déformation maximale en traction.

A haute température, les relations contrainte-déformation et force-déflexion sont aussi presque linéaires pour les températures en dessous de température de cuisson. La terre cuite résiste jusqu'à 750°C dans le cas de chargement rapide de chaleur et jusqu'à 900°C dans le cas de chargement lent. Le comportement est toujours fragile représenté par des ruptures perpendiculaires à la direction d'application de charge pendant les essais. A 1000°C, la terre cuite présente une phase plastique importante dont la déformation peut atteindre jusqu'à 20%. Un comportement élastique non-linéaire est peut être adopté pour décrire le comportement de ce matériau.

Contrairement à la propriété "inerte" de la terre-cuite, le mortier traditionnel est assez "sensible" avec l'augmentation de température. Les changements physico-chimiques sont plus complexes. La relation contrainte-déformation présente une phase plastique adoucissante à température ambiante. A haute température, une dégradation thermique est enregistrée : à partir de 600°C, le mortier perd presque totalement la rigidité.

Dans ce chapitre, l'essai sur une brique alvéolaire a été mené pour l'investigation de la réponse thermique. Il est montré que la brique supporte bien le choc thermique. Quant aux températures, l'effet d'eau est nettement montré par la présence de plateau de température à 100°C. L'analyse a aussi montré le rôle important de transfert de chaleur par rayonnement à haute température dans la brique alvéolaire.

ÉTUDE EXPÉRIMENTALE - ESSAI SUR MURS

3.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous allons analyser, à travers les essais standards, le comportement au feu de différents types de mur, pour comprendre les phénomènes thermo-mécaniques observés pendant les essais au feu. Une telle compréhension permettra de construire les hypothèses de calcul, servant aux études théoriques, à la modélisation et à la validation.

Le déroulement et les conditions d'essai sont déjà présentés au chapitre 1. Dans ce qui suit, 4 essais représentatifs seront analysés :

- Test No.1 : Mur non porteur mince¹
- Test No.2 : Mur non porteur épais²
- Test No.3 : Mur chargé $130 \text{ KN} \cdot \text{m}^{-1}$ verticalement, monté par joints traditionnels.³
- Test No.4 : Mur chargé $90 \text{ KN} \cdot \text{m}^{-1}$ verticalement, monté par joints minces (collés).⁴

Les essais sont réalisés conformément aux exigences générales de la norme NF-EN 1363-1 [61], ainsi que celles particulières de la norme NFEN1364-1 [62] dédiée aux essais sur murs non porteurs, et de la norme NF-EN 1365-1 [63], dédiée aux essais sur murs porteurs. Les essais ont été réalisés au Laboratoire Efectis France⁵.

¹En se basant sur les résultats d'essais existant au CTMNC, le terme "mince" signifie des murs dont l'épaisseur globale est inférieure à 12 cm. Ce mur est testé en 1999, sans participation de l'auteur.

²Le terme "épais" signifie des murs dont l'épaisseur globale est supérieure à 20 cm. Nous n'avons pas de résultats d'essais pour mur dont l'épaisseur se trouve entre 12 cm et 20 cm. Ce mur est testé en début 2008, mené par l'auteur.

³Ce mur est testé en fin 2008, mené par l'auteur.

⁴Ce mur est testé en 2006, sans participation de l'auteur.

⁵<http://www.efectis.com>

L'évolution de la température dans le four est donnée par l'Eq. 1.1.

Les thermocouples sont installés aux faces non exposées et aussi à l'intérieur des briques et des joints pour suivre les évolutions de températures. Ces dernières servent pour déterminer l'isolation thermique I , et pour estimer l'homogénéité de la distribution de la température dans le mur à une profondeur donnée. Les capteurs de déplacement sont installés pour mesurer les déflexions horizontales et les tassements verticaux pendant l'essai.

3.2 Description détaillée des tests

3.2.1 Test No.1 : Mur non porteur mince

L'élément testé est un mur non porteur en briques de terre cuite, à perforations horizontales. Aucune protection complémentaire de type enduit n'est appliquée sur ses deux faces. Les briques sont maçonnées de manière classique au mortier de sable/ciment, en décalant les joints entre briques d'un rang sur l'autre, d'une demi-longueur de brique.

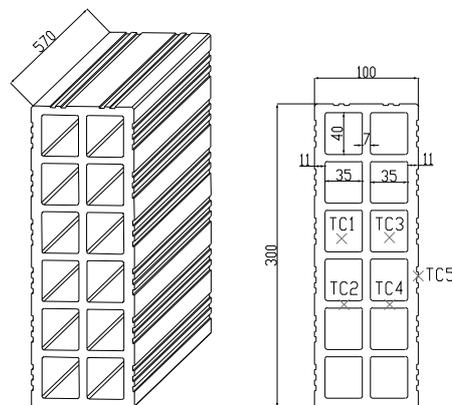


FIG. 3.1 – Schéma de brique et position des thermocouples internes du test No.1.

Le mur est monté sur 10 rangs de briques, avec un lit de mortier d'épaisseur comprise entre 20 à 25 mm environ. Le schéma global du test est présenté sur la figure 1.2. La forme géométrique, les dimensions, ainsi que les positions des thermocouples sont représentés sur la figure 3.1. Il est à noter que, l'équipement des thermocouples internes est réalisé seulement pour une brique au milieu du mur. Les thermocouples internes TC1 et TC3 se trouvent dans les cavités (dans le vide). Les thermocouples internes TC2 et TC4 se trouvent sur le joint vertical. Le thermocouple TC5 se trouve à la face non exposée.

3.2.2 Test No.2 : Mur non porteur épais

La conception du test est similaire à celle du test No.1. Les briques sont aussi à perforations horizontales, ayant comme épaisseur globale 200 mm. Elles sont constituées de 4 alvéoles. Le schéma de la brique, les dimensions et la position des thermocouples internes sont présentés dans la figure 3.2. Sur cette figure, le thermocouple TC1 est en contact avec le feu, celui TC10 se trouve à la face non exposée.

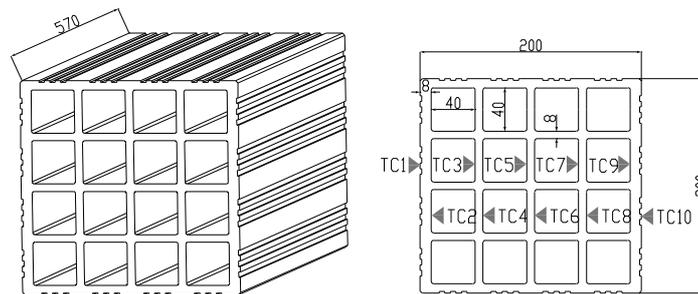


FIG. 3.2 – Schéma de brique et position des thermocouples internes du test No.2.

La longueur de brique entière est de 570 mm. Le mur se compose de 5 briques entières en dernière rangée. Il est constitué par 14 rangées de briques en total. Les joints sont en mortier traditionnel en sable/ciment. L'épaisseur moyenne des joints horizontaux est de 13 mm. Les joints verticaux sont remplis avec une épaisseur de 10 mm afin d'assurer la capacité d'isolation du mur, i.e. éviter le passage de flammes. Le mur remplit finalement le cadre en béton, de dimensions internes $3 \times 3 \text{ m}^2$. Le schéma global du test ainsi que la jonction entre le mur et le cadre sont présentés sur la figure 1.2. Les thermocouples et capteurs de déplacements sont installés en plusieurs positions pour mesurer la température et le déplacement du mur.

3.2.3 Test No.3 : Mur porteur, monté avec joints traditionnels

Les blocs sont à perforations verticales (Fig. 2.7) ; elles ont pour dimensions hors tout $560 \times 200 \times 274 \text{ mm}^3$. Les 48 cavités de dimensions $40 \times 40 \text{ mm}^2$ sont réparties en 4 rangées de 12 alvéoles. Des tenons filés sur les faces latérales et leurs décaissés correspondants créent une succession d'emboîtements de type tenon/mortaise sur toute la hauteur des briques, assurant l'alignement de ces dernières (Fig. 3.3).

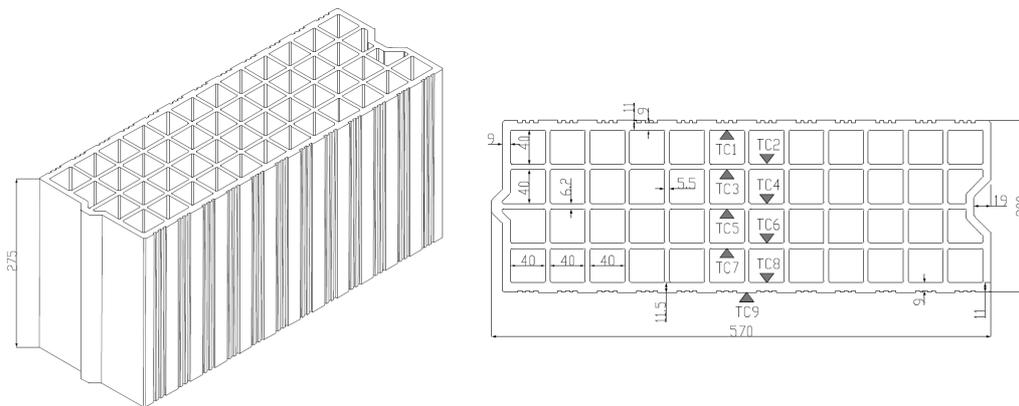


FIG. 3.3 – Schéma de brique et position des thermocouples internes du test No.3.

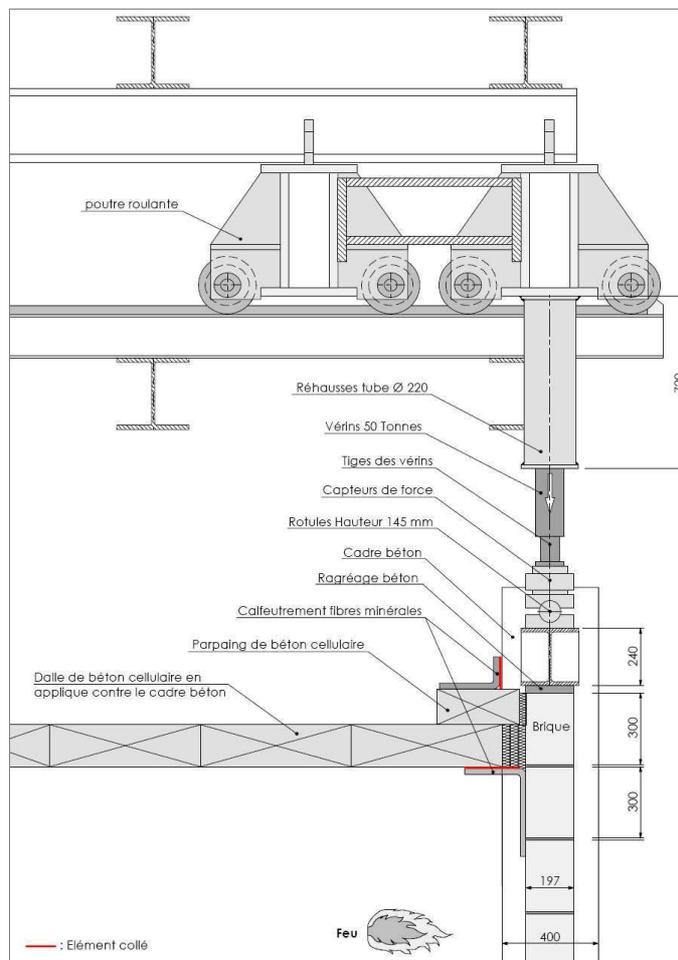


FIG. 3.4 – Schéma du système de chargement en haut du mur de test No.3.

Le montage du mur est obtenu par 11 rangées de cinq briques entières au premier rang. Les briques recoupées sont mises en œuvre alternativement, côté bord libre de droite puis bord libre de gauche, afin de croiser les joints verticaux. Les joints horizontaux et verticaux sont tous remplis de mortier traditionnel. Les deux bords latéraux du mur sont écartés du cadre du support en béton par des bandes de laine de roche, d'épaisseur 80 mm. Les dimensions du mur sont de $2840 \times 3300 \text{ mm}^2$ dont la hauteur exposée au feu est 3000 mm.

En haut du mur, deux vérins hydrauliques distribuent la charge verticale de $130 \text{ KN} \cdot \text{m}^{-1}$. La charge est transmise à travers une poutre en acier, qui est posée directement sur la chape de ragréage. Le système bloque le déplacement des vérins dans le plan perpendiculaire au mur, mais permet le déplacement vertical (Fig. 3.4).

3.2.4 Test No.4 : Mur porteur, monté avec joints minces

Les blocs utilisés sont les mêmes produits qu'au test No.3. Le mur est monté avec 12 rangées de briques. Les briques sont croisées verticalement. Le premier rang de briques est directement collé au mortier à joint mince sur le cadre support en béton. Les rangées de blocs sont collées entre elles avec le même mortier préfabriqué. Le mortier est appliqué au rouleau sur les joints horizontaux entre les rangées. L'épaisseur des joints est de 1 à 3 mm.

Les deux bords latéraux du murs sont désolidarisés du cadre béton par une bande de laine de roche de 40 mm d'épaisseur.

En tête du mur, une chape de ragréage d'environ 30 mm est coulée avec du mortier sable/ciment. Les dimensions du mur sont $3000 \times 3450 \times 210 \text{ mm}^3$ (largeur, hauteur et épaisseur respectivement) dont la hauteur exposée au feu est toujours de 3000 mm.

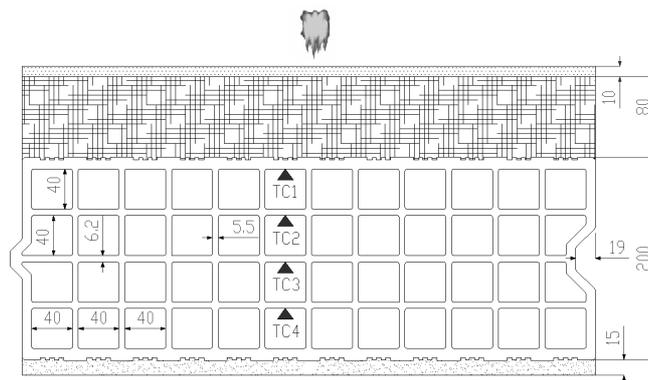


FIG. 3.5 – Schéma de brique et position des thermocouples internes pour le test No.4

A la face non exposée, un enduit extérieur monocouche d'épaisseur $15 \pm 1 \text{ mm}$ est mis en œuvre. A la face exposée, un doublage, composé d'une plaque de plâtre d'épaisseur

10 mm et de laine de roche d'épaisseur 80 mm, est collé par des plots de mortier adhésif, à raison de 10 plots/m². Le positionnement des thermocouples internes est présenté sur la figure 3.5. La brique équipée des thermocouples internes se trouvent au milieu du mur.

La charge verticale est de 90 KN · m⁻¹. Le fonctionnement du système de distribution de charge est le même que celui utilisé dans le test No.3.

3.3 Analyse normative

Le mur dans le test No.1 résiste structurellement jusqu'à 360 min depuis le début de l'expérience. Il empêche tous les passages de flamme. Cependant, à 43 min, la température maximale à la face non exposée dépasse 180°C par rapport à la température initiale. Le mur est donc classé **I 30** en terme de résistance au feu [59].

Dans le test No.2, le mur résiste aussi structurellement jusqu'à 360 min. Aucune flamme n'a traversé. Cependant, les premières parois de brique sur presque toute la surface exposée ont écaillé. A 104 min, la température maximale à la face non exposée a dépassé 180°C par rapport à la température initiale, i.e. le mur est classifié **I 90**.

Dans le test No.3 de mur monté par joints en mortier traditionnel, chargé verticalement, la ruine du mur intervient à 136 min. Avant ce temps, la température à la face non exposée n'a pas dépassé les valeurs limites (plus de 140°C pour la température moyenne et plus de 180°C pour la température maximale par rapport à la température ambiante), le passage des flammes est aussi empêché. La classification en terme de tenue au feu du mur est donc **REI 120**.

Dans le test No.4, le mur est moins chargé que celui de test No.3. De plus, les deux faces du mur sont renforcées par des isolations. Cependant, le mur perd sa stabilité structurale à 60 min, classifié résistance au feu **REI 60**.

En analysant les autres tests existants dans littérature [24], nous trouvons que, presque tous les murs non porteurs restent stable structurellement. En particulier, dans les cas d'épaisseur de moins de 12 cm, on ne voit pas d'écaillage local. La détermination de la résistance au feu est donc basée sur le critère de température, i.e. isolation thermique **I** (tests No1 et No2). Au contraire, dans presque tous les cas de murs porteurs, l'endommagement et la ruine structurale se produisent au cours de l'essai, conduisant naturellement à la perte de capacité d'isolation et d'étanchéité aux flammes (critères **I,E**) (tests No.3 et No.4).

Il est difficile d'interpréter quantitativement les relations entre les tenues au feu des maçonneries différentes en se basant seulement sur l'indice d'épaisseur du mur et de forme géométrique des blocs. Par exemple, le mur de test No.2 ayant l'épaisseur double de celle de test No.1, ayant les mêmes conditions aux limites, ayant subi un écaillage de la première

cloison du côté exposé, présente une résistance au feu, plus de deux fois supérieure à celle du mur dans test No.1. Dans les tests No.3 et No.4, la différence de la nature des joints (traditionnel ou colle) a conduit à une différence considérable en terme de tenue au feu : le cas de test No.3, monté avec mortier traditionnel, chargé de $130 \text{ KN} \cdot \text{m}^{-1}$, résiste 2,3 fois plus longtemps que le mur du test No.4, ayant la même épaisseur, protégé à la face exposée, chargé de $90 \text{ KN} \cdot \text{m}^{-1}$, mais construit avec joints minces en mortier colle.

3.4 Analyse du comportement thermique

3.4.1 Évolution de température

La transmission de chaleur du four au mur se fait par convection et rayonnement. Le transfert de chaleur dans le mur se fait par conduction dans les parois puis par convection et rayonnement dans les alvéoles [73].

La figure 3.6 montre les évolutions de température en fonction du temps, des points internes et à la face exposée du mur. Les étiquettes des thermocouples sur cette figure correspondent à celles présentées dans les figures 3.1, 3.2, 3.3 et 3.5. Au cours des essais, les évolutions de températures mesurées se distinguent, en général, par quatre phases principales :

- Phase 1 - Temps de transmission : le temps nécessaire pour que la chaleur arrive au point considéré.
- Phase 2 - Premier temps d'augmentation : la température commence à augmenter jusqu'à environ 100°C .
- Phase 3 - Temps de stabilité (plateau) : la température se stabilise ; un plateau est enregistré à environ 80°C à 100°C . Pendant cette phase, la vapeur d'eau, observée visuellement, se diffuse.
- Phase 4 - Deuxième temps d'augmentation : après la phase de stabilisation, la température continue à augmenter jusqu'à la fin de l'essai.

La durée de ces phases dépend de plusieurs facteurs, en fonction de la position du point considéré, la forme géométrique des briques, des caractéristiques thermo-mécaniques des matériaux et de type de mur (mur porteur ou non).

L'origine des plateaux dans la phase 3 est interprétée comme la conséquence de changement de phase de l'eau disponible dans les matériaux (brique et mortier). En effet, l'eau existant dans le mur sous deux formes : eau adsorbée dans les briques, eau adsorbée et chimiquement liée dans le mortier. L'eau adsorbée se détache facilement pour se transformer en vapeur quand la température atteint le point d'ébullition d'eau (100°C). La transformation de phase de l'eau, de liquide en vapeur, consomme de l'énergie (chaleur), décélère l'augmentation de température, puis forme des "plateaux d'évaporation". Le

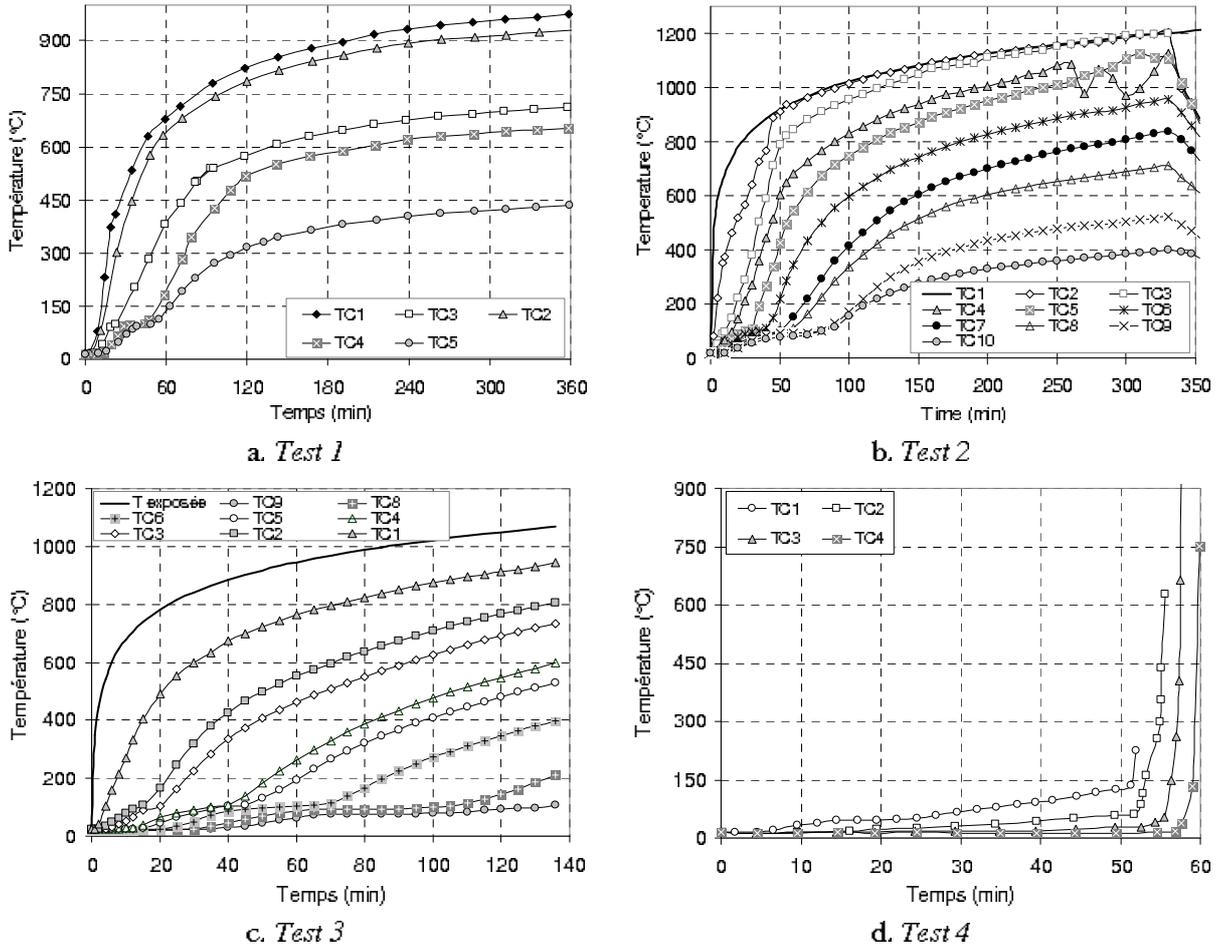


FIG. 3.6 – Évolutions de température obtenues par expériences

changement de phase de l'eau est observé expérimentalement par l'apparition de vapeur pendant les essais.

La durée de la phase 3 au niveau des joints de mortier traditionnel est plus longue que celle au centre des briques du fait de l'importance du flux de vapeur à proximité du mortier. De plus, la propagation de chaleur dans le mortier est assurée essentiellement par la conduction, qui est moins rapide que le couplage conduction-convection-rayonnement dans les briques alvéolaires, malgré la grande conductivité thermique du mortier (de l'ordre de $1,5 \text{ W} \cdot \text{m}^{-1} \cdot \text{K}^{-1}$). Il est aussi observé que, plus le thermocouple se situe loin du feu, plus la phase 3 est longue (Fig. 3.6). En effet, plus le thermocouple est loin du feu, moins l'augmentation de température est violente, permettant une durée longue d'évaporation. C'est grâce aussi au fait du transport de vapeur de la zone chaude vers la zone plus froide [4].

L'intervalle de température du deuxième plateau sur la figure 3.6 est d'environ 70 à

100°C. En réalité, le changement de phase de l'eau forme la vapeur chaude ; la dernière se diffuse ensuite aux parois alentour par le transfert convectif. Pendant le transfert, les parois plus froides peuvent réduire la température de vapeur, initialement chauffée à 100°C. La température se stabilise donc à une valeur inférieure à 100°C. La température indiquée par les thermocouples pendant la phase 3 pourrait ne pas être la température exacte des parois, mais la température de vapeur convective (voir Fig. 3.7) [73].

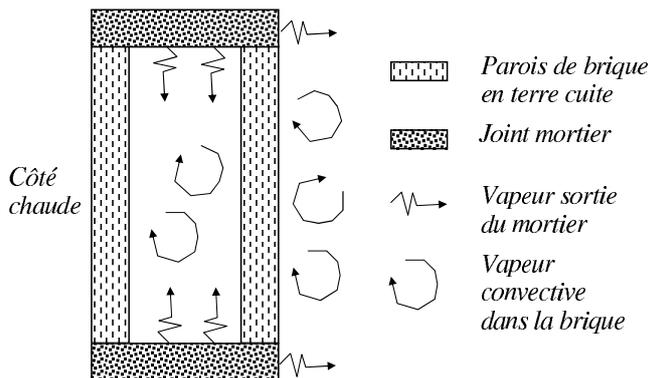


FIG. 3.7 – Influence de la vapeur échappée du mortier sur les autres faces de la brique

Dans le cas de test No.4, le mur est monté avec joints minces, d'épaisseur de 1 à 3 mm. Comme à la face exposée, le mur est protégé par un doublage composé de laine de roche et de plâtre, les températures montent de façon très lente par rapport au cas non protégé : à 50 min, la température mesurée à la première paroi près du feu est de 750°C pour le mur non protégé (test No.3), et est de 150°C pour le mur protégé (test No.4). La température à la face non exposée ne change pas et est égale toujours à la température initiale.

Dans les autres essais sur les murs montés avec joints minces (mortier colle), nous retrouvons le même comportement : le mur perd sa stabilité structurale rapidement. Sur les courbes de températures, il n'y a pas de plateau d'évaporation. Le plateau de la courbe TC1 observé sur la figure 3.6d), à partir de 15 min à 25 min, est en effet le résultat d'évaporation d'eau dans la couche en plâtre, constituant du doublage, qui contient une grande quantité d'eau [83]. Pour ce type de mur, la taille réduite des joints conduit à deux conséquences : *i*) l'eau libre s'échappe plus facilement pendant la période de séchage, *ii*) la quantité totale d'eau est petite. L'effet d'eau n'a donc pas d'impact significatif.

Dans la figure 3.6b, un "saut" de température est observé : la courbe TC2 rejoint la courbe de température du four TC1 à 45 min, puis la courbe TC3 la rejoint à 200 min. En effet, ces "sauts" montrent la rupture de la première cloison. Pour le temps qui reste, le mur reste stable structurellement et assure la continuité des courbes de température comme dans le test No.1.

L'écaillage est observé dans le test No.3. Cependant, ce phénomène est local, i.e. limité à quelques briques situées en partie basse du mur. Malheureusement, les briques cassées

ne sont pas équipées de thermocouples. Les thermocouples internes se trouvent sur la brique en haut, qui est toujours intacte. Les courbes de températures sont donc continues (Fig.3.6c), et nous ne pouvons pas identifier l'instant précis de l'occurrence d'écaillage avec les courbes de températures.

Dans le test No.4, on retrouve les "sauts" des courbes de températures à partir de 52 min, le moment où l'alvéole équipée de thermocouples est cassée.

3.4.2 Distribution de température à la face non exposée

L'hétérogénéité des températures dans les murs est considérée comme inévitable à cause de la différence entre les briques et les joints de mortier. Au commencement de l'exposition au feu, cette propriété n'est pas très marquée, une différence importante n'est observée qu'à partir de la phase 3, surtout à la fin du test (Fig. 3.8).

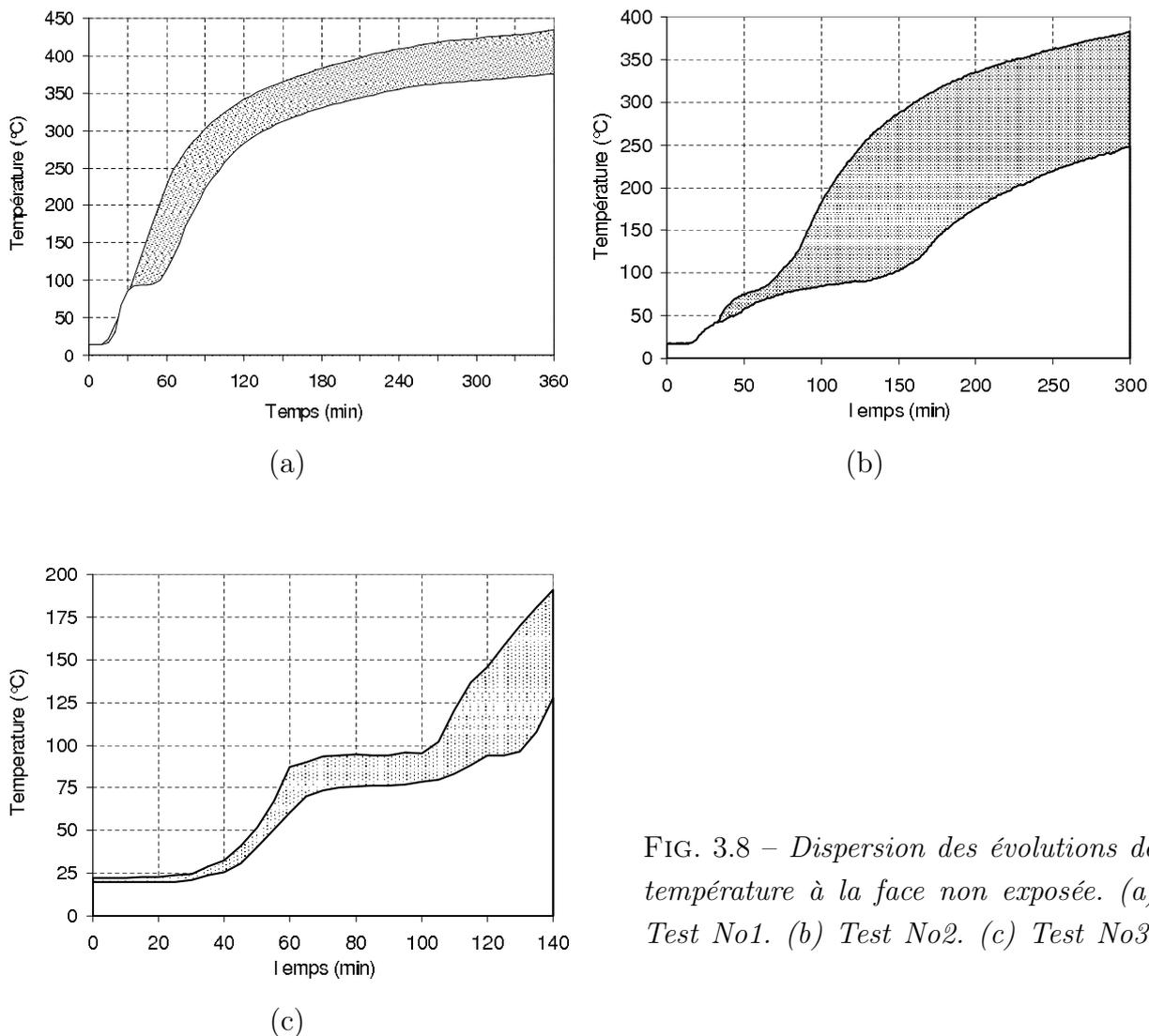


FIG. 3.8 – Dispersion des évolutions de température à la face non exposée. (a) Test No1. (b) Test No2. (c) Test No3.

Dans le cas de mur non porteur (No.1) où il n'y a pas d'endommagement important, la différence de température est observée essentiellement entre les briques et les joints de mortier. A cause de l'évaporation d'eau dans les joints de mortier, les régions les plus froides se trouvent aux alentours des joints. Les températures les plus élevées se trouvent en haut du mur, où la pression dans le four est plus haute, et au centre des briques, où l'effet convectif de vapeur d'eau n'a pas d'influence. Cependant, ces observations ne sont pas toujours valides parce que les fissures locales apparaissent souvent entre briques et joints : la chaleur peut traverser ces fissures et faire chauffer ces régions.

La différence de température à la face non exposée peut atteindre jusqu'à 70% (Fig. 3.8c).

Toujours dans les cas de murs non porteurs (tests No.1, No.2), quand un bord est séparé du support par une couche d'isolation (celui à droite dans la figure 1.2), la chaleur dans le mur n'est pas transférée au cadre en béton. Au contraire, aux autres bords, la chaleur est conduite à travers la couche de joint mortier, ayant la grande conductivité, au cadre, puis fait augmenter la température dans le support (Fig. 3.9) et fait refroidir la température dans le mur. Le champ de température est donc observé plus chaud au bord thermiquement isolé.



FIG. 3.9 – Écoulement d'eau dans le cadre du support dû à la conduction de chaleur du mur à travers la couche de mortier.

Dans le cas des murs porteurs (tests No.3 et No.4), constitués par des briques à perforations verticales, le phénomène d'écaillage locale est observé pendant l'essai. Ceci contribue à la perturbation de champs de température à l'intérieur du mur et aussi à la face non exposée (Fig. 3.10). Cependant, le mécanisme d'écaillage, de rupture, est complexe et fortement aléatoire [24]. Il est difficile de donner une tendance générale sur l'hétérogénéité pour un mur de ce type.

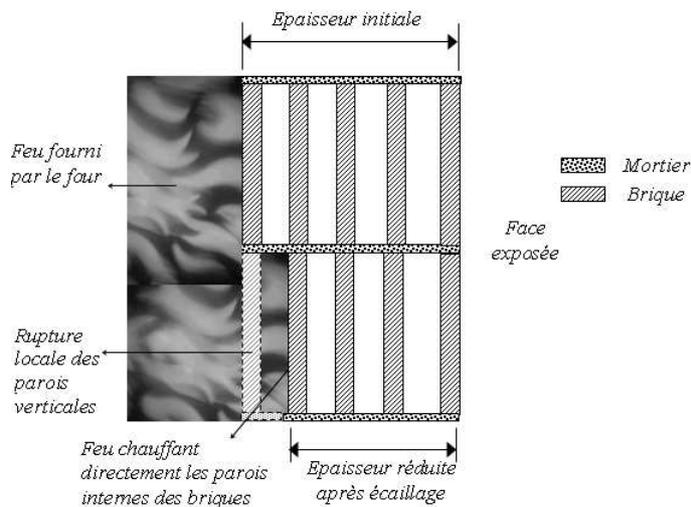


FIG. 3.10 – Écaillages locales perturbant le transfert thermique et la distribution de température dans le mur

3.5 Analyse du comportement mécanique

3.5.1 Comportement local

Dans tous les cas de tests, après environ 5 à 25 min, des craquements sont audibles, témoins de dégradation (fissuration, décohésion aux interfaces) dans la structure, qui est engendré par le choc thermique. Ce phénomène s'atténue progressivement lorsque le gradient de température dans le mur diminue avec l'avancement de l'essai.

A la face non exposée, les fissures sont observées après quelques moments d'exposition. Les fissures sont essentiellement verticales, passant à travers briques et joints verticaux. Dans le cas de mur monté avec joints minces, les fissures horizontales apparaissent dans la partie inférieure du mur. Elles se développent entre les joints horizontaux (Fig. 3.11b).

Le test No.1 représente les murs non porteurs minces, les fissures verticales (Fig. 3.11a) sont observées. Cependant, ces murs restent intacts jusqu'à la fin de test (à 360 min d'exposition au feu).

A l'inverse, les test No.2 No.3 et No.4 montrent un endommagement puis l'écaillage de façon assez rapide.

L'écaillage commence après environ 10 min et finit vers 2 heures d'exposition au feu. Dans le cas de test No.2, les premiers écaillages se produisent dans les parties au centre du mur, où la déflexion est la plus importante. Ensuite, les écaillages s'élargissent vers les zones à côté du bord isolé thermiquement, puis sur toute la surface exposée. Quand l'épaisseur du mur est suffisamment petite pour que le mur devienne "mince", la structure reste stable jusqu'à la fin de l'essai (Fig. 3.12a).



FIG. 3.11 – Familles des fissures observées à la face non exposée : (a) mur non porteur, (b) mur porteur monté avec joints minces.

De 10 min vers 30 min, l'écaillage se produit massivement à la zone centrale du mur. Puis après, aux bords latéraux, les parois chutent alternativement.

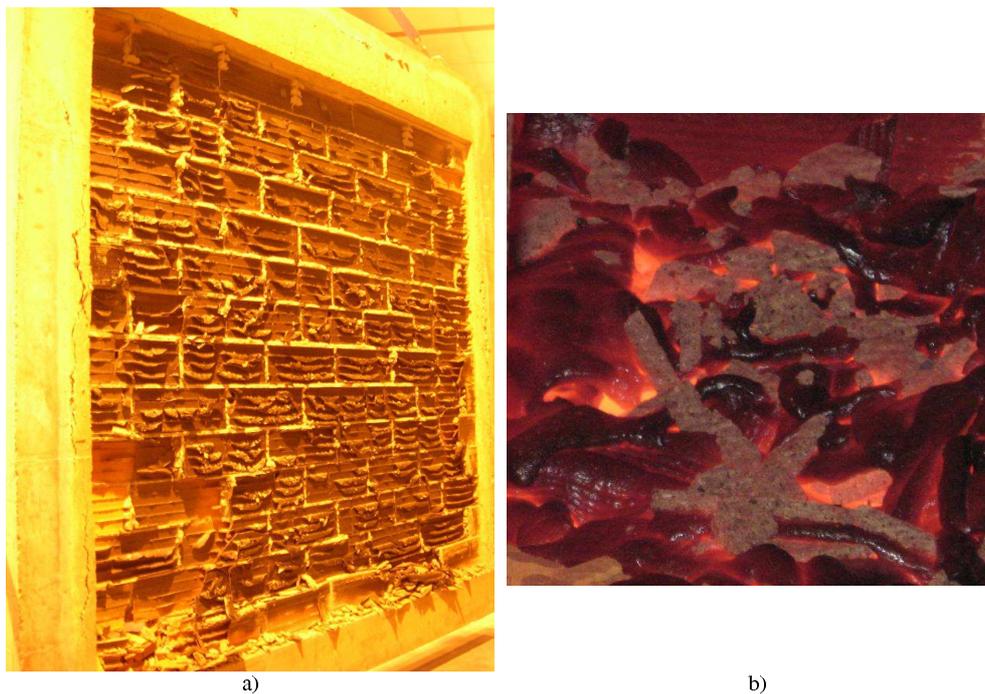


FIG. 3.12 – Mur non porteur épais après 360 min d'exposition au feu (test No.2) (a) vu à la face exposée, (b) la terre cuite se déforme comme du "chocolat" à haute température (observation à 180 min d'essai à l'intérieur du four).

L'observation montre aussi que l'écaillage des premières parois côté bord libre (mécaniquement) s'est produit avant celle côté bord vertical fixe. La raison possible est que

la déflexion côté bord libre est plus grande que celle de l'autre côté. Ceci contribue à l'explication de la température élevée à la face non exposée côté bord libre.

Après trois heures d'exposition au feu, les parois tombées coulent comme de la "lave" et se déforment comme du "chocolat" (Fig. 3.12b). La température correspondante est d'environ 1100°C . En effet, ces phénomènes concordent avec les résultats des tests menés sur les éprouvettes en terre cuite à 1000°C (Sect. 2.5) [23, 68] : le matériau coule, la déformation maximale en compression atteignait jusqu'à 20%, il n'y avait pas de rupture des éprouvettes.

Dans les tests No.3 et No.4 (murs porteurs), les premiers écaillages apparaissent souvent au deuxième ou/et troisième rang(s) en bas, puis s'élargissent vers la moitié inférieure du mur. Le cumul des écaillages amène la ruine rapide et brusque du mur. En effet, une fois l'écaillage apparu, la charge verticale appliquée initialement centrée, devient excentrée. L'excentricité de charge provoque un moment et une contrainte supplémentaires dans la section du mur, contribuant à la contrainte thermique engendrée par la température. De plus, le mauvais contact horizontal entre les briques dû au chevauchement des cavités, rend possible la chute des briques par leur poids propre, quand leurs voisines inférieures sont déjà parties (Fig. 3.13). Une fois le cumul des écaillages suffisant, sous l'action de charge mécanique, le mur connaît une ruine totale et brusque (Figs. 3.14, 3.15).

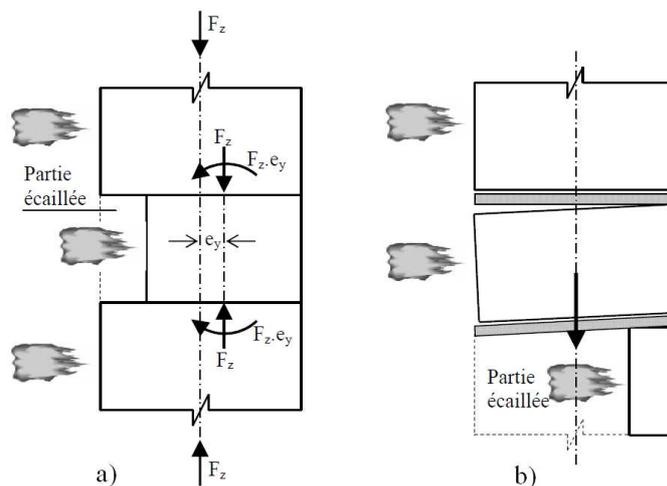


FIG. 3.13 – Schéma d'effet de l'écaillage sur la rupture rapide et brusque des murs porteurs en brique à perforation verticale lors de l'essai au feu : (a) le moment supplémentaire dû à l'excentricité peut entraîner la rupture plus rapide des briques déjà écaillées ; (b) la faiblesse de l'adhérence du joint peut entraîner la rupture rapide des briques voisines sous l'action de leur poids propre.

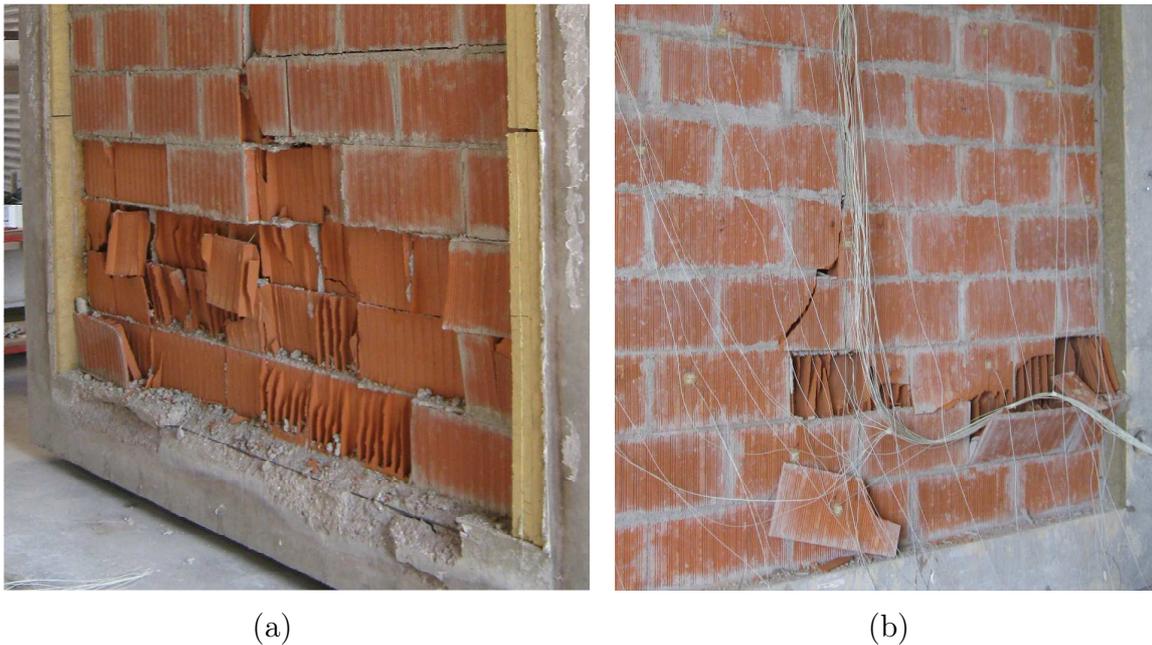


FIG. 3.14 – Test No3 : Rupture du mur à 138 min. (a) Vue en face exposée. (b) Vue en face non exposée.

Dans le test No.3, nous enregistrons des périodes de "pause" de l'écaillage : à partir de 30 min, les parois côté exposé ne tombent pas, ou de façon alternative, une par une. Vers 130 min, il y a des chutes massives des parois qui rendent rupture le mur à 136 min.

Pour les murs montés avec joints minces dont l'épaisseur est de 1 à 3 mm (test No.4), la ruine se produit plus rapidement. La stabilité structurale est réduite significativement par rapport au même type de mur, mais monté avec les joints épais en mortier traditionnel. Comme discuté précédemment (Sect. 3.4.1), l'eau adsorbé dans le mortier traditionnel réduit significativement la température à l'intérieur du mur, puis réduit la déformation thermique et la contrainte. De plus, les joints minces ne peuvent pas assurer une bonne adhérence entre les blocs et peuvent permettre facilement la chute des blocs quand les parties aux alentours sont parties. *La faiblesse de la tenue au feu des murs à joint mince est en effet, un des plus grands désavantages de cette nouvelle technologie de montage.*

Dans deux cas concrets analysés dans les tests No.3 et No.4, ces différences peuvent être montrées plus clairement :

1. les briques utilisées dans les tests No.3 et No.4 sont les mêmes ;
2. la charge verticale dans test No.3 est de $130 \text{ KN} \cdot \text{m}^{-1}$, tandis que celle dans test No.4 est de $90 \text{ KN} \cdot \text{m}^{-1}$;
3. la face exposée du mur dans test No.4 est protégée par un doublage qui réduit significativement la température (Fig. 3.6c,d), tandis que le mur dans test No.3 est



FIG. 3.15 – *Test No4 : Rupture du mur à la fin de l'essai ; à gauche : vue en face exposée ; à droite : vue en face non exposée.*

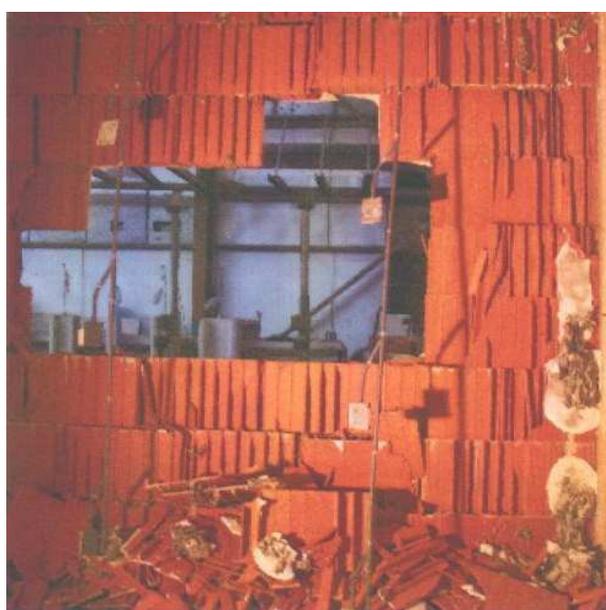


FIG. 3.16 – *Rupture d'un porteur, monté avec joints minces, sans protection aux deux faces : la rupture se produit en grande partie du mur.*

- exposé directement au feu ;
4. comme conséquence : le mur dans test No.3 se déforme horizontalement plus que celui de test No.4 ;
 5. mais le mur de test No.4 est touché par la rupture plus tôt et plus sérieusement que celui du test No.3 (Figs. 3.14 et 3.15)

Pour illustrer plus clairement la ruine importante des murs montés avec joints minces, nous extrayons une image de rupture lors de l'essai feu d'un mur porteur, et présentons sur la figure 3.16. Ce mur est monté avec des briques similaires avec celles du test No.4, sans protection aux deux faces.

D'après les analyses sur les autres essais menés par le CTMNC depuis 1987 sur les produits en terre-cuite, la forme finale du mur peut-être classifiée par les deux types principaux suivants, sachant que la durée maximale d'un essai est de 6 heures :

1. Le mur reste intact, même s'il est déformé. La résistance au feu du mur est estimée par le critère d'isolation thermique **I**. Ce type de comportement est souvent rencontré dans le cas des murs en briques pleines, même porteur ou non porteur ; murs non porteur en briques à perforations horizontales dont l'épaisseur est faible (inférieure ou égale à 12 cm), et monté par les joints épais (plus de 1 cm) en mortier traditionnel (de base sable, ciment).
2. Le mur est en rupture totale ou partielle. La ruine est souvent brutale, résultant de plusieurs ruptures locales cumulées. En réalité, la classification de résistance au feu des murs porteurs, montés par les briques à perforation verticale, n'utilise pas des formules prescrites (Sect. 1.2.3). Il s'agit du moment où le mur atteint la ruine totale, comme illustrée sur la figure 3.14.

A travers les analyses expérimentales des essais au feu des structures de briques en terre-cuite, nous observons en effet la complexité des comportements thermo-hydro-mécaniques de la structure ; surtout, les phénomènes *d'écaillage* des briques dans le cas de murs porteurs. *Il est considéré comme un problème majeur qui gouverne le comportement de mur et sa résistance au feu.*

3.5.2 Comportement global

Le comportement global, i.e. le champ de déformation, est représenté par les déflexions horizontales et déplacements verticaux, ainsi que leurs vitesses. Il dépend des conditions mécaniques aux bords, de l'épaisseur du mur, de la charge mécanique, etc. Les courbes représentatives de l'évolution de déplacement des murs sont présentées dans la figure 3.17. Il s'agit des déflexions hors-plan du point au centre des murs.

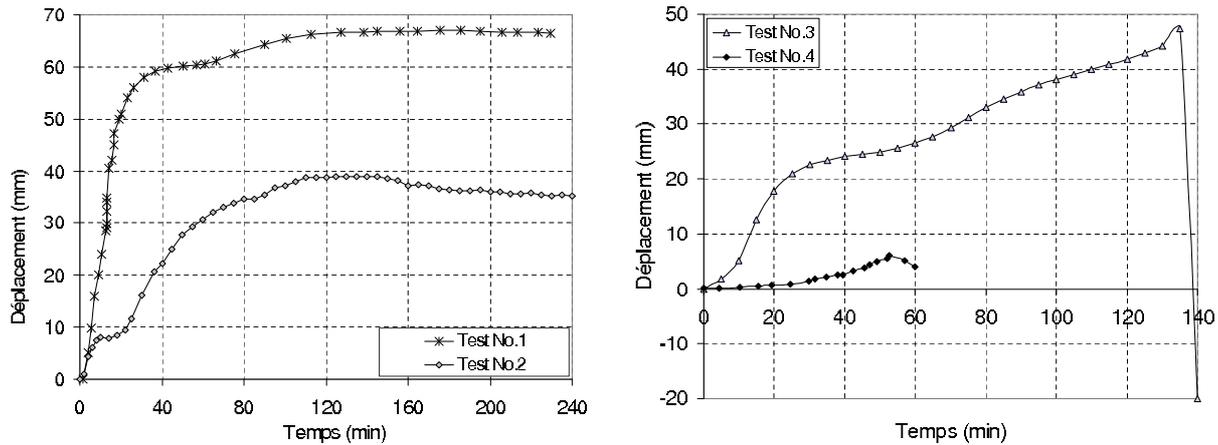


FIG. 3.17 – Évolutions du déplacement horizontal mesuré au centre des murs (le côté feu est positif sur l'axe de déplacement).

3.5.2.1 Mur non porteur mince

Le mur dans le test No.1, ayant l'épaisseur de 10 cm correspond aux murs non porteurs constitués de briques creuses et minces. Comme discuté précédemment, la faiblesse de la couche de mortier de contact à haute température permet le quasi-libre déplacement du mur, à l'exception des quatre coins.

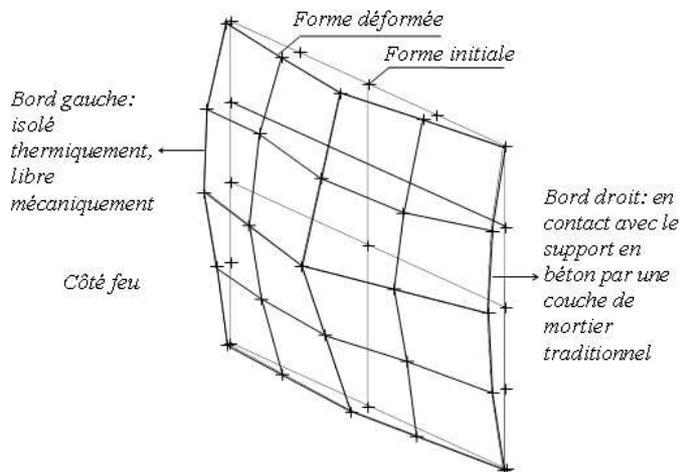


FIG. 3.18 – Déformée d'un mur non porteur : le mur se déforme comme une plaque fixée au quatre coins (test No.1)

La figure 3.18, représentant la forme de la déformée du mur pendant le test dont le bord à gauche est isolé thermiquement et libre mécaniquement ; le bord droit est en contact avec le cadre par une couche de mortier et illustre ces remarques.

Comme le feu chauffe une face du mur, son côté chaud est dilaté plus que le côté froid.

Le mur s'incurve donc vers le côté feu. Il se comporte comme une plaque.

A la face exposée, la température augmente rapidement avec la température appliquée (Fig. 1.4). La dilatation des parties près du feu est donc plus importante, alors que l'épaisseur faible du mur ne peut pas résister à la grande déformation thermique. Le déplacement horizontal augmente très rapidement au début de l'essai (Fig. 3.17), puis se stabilise suite à la stabilisation de température à l'intérieur du mur.

3.5.2.2 Mur non porteur épais

Le test No.2 représente ce type de mur. Comme illustré sur la figure 3.17, la déflexion augmente de façon plus "harmonisée". L'effet d'écaillage n'est pas montré clairement sur la courbe de déflexion. En effet, comme observé expérimentalement, avant écaillage, le son audible de craquement est émis du mur. Ces sons représentent en réalité l'apparition des micros fissures. En parallèle, les modifications dans la structure se produisent : la modification de rigidité i.e. module de Young du matériau, la modification de l'adhérence entre briques et joints mortier (plutôt affaiblie). Ces modifications font perdre l'énergie dans le mur. Comme il n'y a pas de charge mécanique et les conditions aux limites étant presque symétriques, tous ces phénomènes forment un mécanisme consécutif, qui entraîne ensuite des pertes "harmonisées" d'énergie : la déflexion semble continue comme dans le test No.1 où il n'y avait aucune rupture.

3.5.2.3 Mur porteurs

Dans le cas des murs porteurs, la charge verticale renforce l'adhérence entre les briques au pied du mur et le cadre de support. Le bord en bas du mur se comporte comme un encastrement.

Le bord supérieur peut se déplacer librement sauf aux positions d'application de la charge, qui limitent le déplacement hors-plan du mur (direction Oy dans la figure 1.3), à cause du blocage du système de vérin (voir Fig. 3.4). Cependant, la rotation du bord supérieur est possible.

L'allure de déformée du mur est donc plus complexe. La tendance générale peut être interprétée comme suivant : la partie en bas se déplace vers l'extérieur tandis que la partie supérieure s'incurve vers le feu. Cependant, à cause des ruptures locales qui modifient les mécanismes, cette tendance n'est pas toujours valide dans la réalité.

Sur la figure 3.17b, nous constatons que le mur monté avec joints minces se déforme lentement par rapport au cas du test No.3. Ce comportement est relié avec le fait de l'augmentation lente de température dans le mur, comme expliquée dans la section précédente (Sect. 3.4).

3.6 Phénomène thermo-hydro-mécanique des murs exposés au feu

A travers les analyses ci-dessus, du point de vue thermo-hydro-mécanique, en général, nous pouvons "classifier" les phénomènes suivants lorsqu'un côté du mur est exposé au feu.

1. La chaleur du four se transmet au mur via la face exposée par les transferts radiatifs et convectifs.
2. La chaleur et la masse (eau) traversent le mur par la conduction dans les parties pleines des briques et dans les couches de mortier. Dans le cas où les briques sont alvéolaires, la chaleur est transférée aussi par le rayonnement et convection dans les cavités.
3. La chaleur chauffe le mur, génère des réactions physico-chimiques et modifie les propriétés des matériaux constitutifs (Sects. 2.2 et 2.6.1). Surtout, la chaleur fait vaporiser l'eau adsorbée dans les matériaux, créant la "fumée de vapeur" observée à quelques moments de l'essai.
4. La chaleur génère la déformation thermique en chaque point de la structure. Cette déformation n'est pas uniforme.
5. La déformation thermique, se combinant avec la déformation mécanique (engendrée par la charge extérieure et par les conditions aux bords) déforme le mur.
6. La déformation non libre et non homogène dans le mur génère des contraintes (efforts internes) dans le mur.
7. La déformée ou la contrainte peuvent dépasser un seuil critique et provoquer l'endommagement, les fissures, les ruptures locales et même la rupture globale.
8. A leur tour, les ruptures locales, fissures locales, perturbent le transfert thermique, permettant un transfert plus rapide, voire le passage de la flamme à l'extérieur.
9. La résistance au feu est déterminée par la température, ou par le passage de la flamme, ou par la rupture globale du mur.

3.7 Conclusion et propositions

Dans ce chapitre, nous avons analysé expérimentalement le comportement des maçonneries soumises au feu. Les analyses ont donné une vue globale sur le comportement des murs, qui est le résultat de couplages thermique et mécanique avec des mécanismes complexes : transfert de masse et chaleur, modification des caractéristiques, écaillage et puis rupture de structure.

Pour la réponse thermique, quatre phases d'évolution de température sont distinguées en général. Parmi les facteurs qui influencent la réponse thermique, expérimentalement, nous observons que l'eau adsorbée présente une grande importance, qui limite significativement l'augmentation de température à la face non exposée, i.e. prolonge la durée d'isolation du mur.

Nous observons que la capacité d'isolation thermique dépend de plusieurs facteurs : type de mur, type de brique, charge mécanique et type de joint. Parmi eux, visuellement, le type de joint présente un grand impact : le joint mince qui n'assure pas un remplissage parfait entre les briques peut permettre le passage de la flamme et le manque d'eau dans la structure ne permet pas de ralentir la propagation de chaleur.

Pour la réponse mécanique, il est difficile de donner une prédiction générale pour tous les cas de maçonneries. Elle dépend de plusieurs conditions : charge mécanique, forme géométrique, qualité de construction, les conditions mécaniques aux bords... Dans ce chapitre, les essais concrets, représentés pour les différents types de murs sont analysés :

1. Mur non porteur construit par briques alvéolaires à perforations horizontales et joint par mortier traditionnel.
2. Mur porteur construit par briques alvéolaires à perforations verticales et joint par mortier traditionnel.
3. Mur porteur construit par briques alvéolaires à perforations verticales et joint par mortier collé (joint mince).

La performance au feu de ces types de mur peut être résumée comme ci-dessous :

1. Mur non porteur :
 - Si le mur est mince (épaisseur inférieure à 12 cm), il n'y a pas de rupture de matériau; le mur reste intact jusqu'à la fin de test (360 min). Seulement la température à la face non exposée est demandée pour déterminer la résistance au feu du mur (critère d'isolation). La détermination de tenue au feu peut donc être réalisée sur un élément représentatif.
 - Si le mur est épais (épaisseur supérieure 20 cm), l'écaillage se produit souvent aux premières cloisons sur toute la surface du mur. Le mur reste stable structurellement après le feu. Pour ce type de mur, le test doit être réalisé sur l'élément à dimension réelle.
2. Mur porteur monté avec mortier traditionnel : l'écaillage de matériau est remarqué partiellement à la première ou deuxième cloison sur presque toute la surface exposée. Le mur peut rester stable structurellement vis à vis du feu. Cependant, la détermination de la tenue au feu demande un test complet.
3. Mur porteur monté avec mortier mince : le type de structure présente une faiblesse de la stabilité structurelle. L'endommagement s'est produit dans tous les cas de tests.

L'écaillage commence localement en partie inférieure du mur puis se développe dans l'épaisseur, puis finit par une ruine totale. Le comportement présente un grand caractère aléatoire. L'essai est absolument requis.

SIMULATION ET MODÉLISATION

4.1 Introduction

Comme analysé dans les chapitres précédents, le comportement des murs sous l'action du feu est complexe du fait du couplage fort thermo-hygro-mécanique : *i)* la température modifie les propriétés thermiques, hydriques et mécaniques des matériaux ; *ii)* le comportement structural du mur influence le transfert thermique. Dans les études précédentes sur les maçonneries en terre cuite, ce couplage n'était pas encore pris en compte.

Pour traiter ce problème, ce travail présente une modélisation tridimensionnelle complète (Chap. 1, Sect. 1.5) pour pourvoir prédire la tenue au feu des structures en maçonnerie en terre cuite.

Dans ce chapitre, nous retiendrons des principes et des hypothèses principales pour décrire le comportement au feu des murs. Elles sont basées sur la prise en compte des processus thermique, hydrique et mécanique majeurs, en association avec les observations expérimentales (Chaps. 2 & 3). Sur le plan mécanique, en particulier, un critère d'écaillage original est défini et introduits dans la modélisation. Enfin, le schéma de résolution numérique par la méthode des éléments finis est aussi présenté.

4.2 Modèle de transfert de chaleur dans les structures alvéolaires

La détermination du champ de température est la première approche pour analyser la structure sous l'action du feu. Conformément aux résultats des essais ATD, ATG sur le matériau terre cuite (Chap.2, Sect. 2.2), et matériau mortier (et béton) [4,35], il est montré que plusieurs réactions soit endothermiques, soit exothermiques et des changements de

phase se produisent dans le matériau lorsque la température s'élève. En outre, il est bien connu que, sous l'action du feu, le milieu poreux saturé partiellement, comme la terre cuite et mortier, implique le transport de masse de phase fluide dans le réseau poreux. Le transfert de chaleur est alors affecté par le comportement hydrique transitoire. La modélisation par l'approche de couplage thermo-hygro-mécanique [4,33,35] pourrait alors être nécessaire afin de déterminer le champ de température à l'intérieur du mur, en prenant en compte l'interaction entre le transfert de chaleur et le transport de masse. Toutefois, ces approches de modélisation sont presque irréalisables pour l'échelle réelle de mur en raison des exigences en terme de calcul numérique : temps de calcul et capacité des machines, lorsque l'analyse tridimensionnelle est adoptée.

Pour simplifier, seul le problème de transfert de chaleur est considéré pour déterminer le champ de température dans la structure. Néanmoins, le changement local de phase dû à la vaporisation d'eau est pris en compte en modifiant la capacité thermique, selon les propositions dans le chapitre 2, la section 2.3.1. Par contre, les trois modes de transfert de chaleur, de la face exposée à la face non exposée du mur constitué par des briques creuses, sont pris en compte (Fig. 4.1) :

- la conduction dans les parois solides et dans les joints,
- la convection et le rayonnement à la face exposée et à la face non exposée,
- le rayonnement à l'intérieur des cavités.

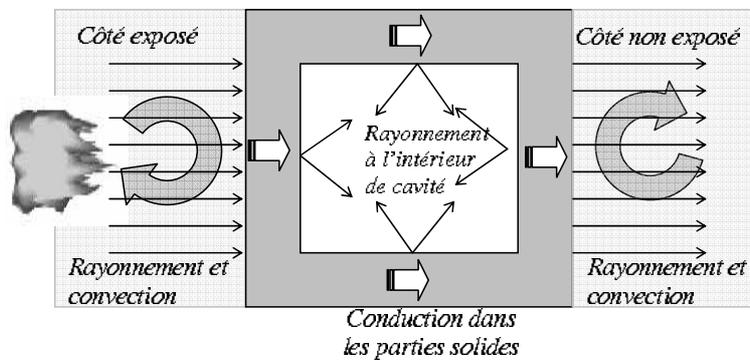


FIG. 4.1 – Schéma de transfert de chaleur dans le milieu poreux de la face exposée à la face non exposée

Comme la température appliquée à la face exposée du mur évolue en fonction du temps, et les propriétés thermiques dépendent de la température, la température $T(\mathbf{x}, t)$ en un point \mathbf{x} dans la maçonnerie, du domaine Ω et à temps t , est déterminée en résolvant les équations suivantes [36] :

$$\rho C_p(T) \frac{\partial T}{\partial t} = \nabla \cdot (\lambda(T) \nabla T) + r(T, t) \quad \text{dans } \Omega \quad (4.1)$$

qui est l'équation de la chaleur avec pour conditions aux limites, la condition de Dirichlet portant sur la température imposée :

$$T = \bar{T} \text{ sur } \Sigma_T \quad (4.2)$$

la condition de Neumann portant sur le flux imposé :

$$-q_i n_i = \bar{q} \text{ sur } \Sigma_q \quad (4.3)$$

et la condition initiale donnant :

$$T = \bar{T}^0 \text{ dans } \Omega \quad (4.4)$$

Ce problème est complété par la loi de Fourier, loi constitutive permettant de relier le flux à la température :

$$q_i = -\lambda(T) \frac{\partial T}{\partial x_i} \quad (4.5)$$

Dans les équations ci-dessus, \bar{T} et \bar{q} sont la température et le flux imposés sur la frontière $\Sigma = \Sigma_T \cup \Sigma_q$ du domaine Ω , \bar{T}^0 est la température initiale dans le domaine, n_i est la normale sortante à la frontière Σ , r est un terme source de chaleur, ρ est la masse volumique, $C_p(T)$ est la chaleur spécifique et $\lambda(T)$ est la conductivité thermique du matériau dépendant de la température.

Il est à noter que le flux imposé peut être un flux de conduction \bar{q}^{chal} sur Σ_q^{chal} , un flux de convection \bar{q}^{conv} sur Σ_q^{conv} ou un flux de rayonnement \bar{q}^{ray} sur Σ_q^{ray} , avec $\Sigma_q^{chal} \cup \Sigma_q^{conv} \cup \Sigma_q^{ray} = \Sigma_q$.

Le flux de convection \bar{q}^{conv} est calculé par :

$$\bar{q}^{conv} = h_c (T_\infty - T_{paroi}) \quad (4.6)$$

où h_c est le coefficient convectif, T_∞ est la température de l'ambiance et T_{paroi} est la température de la surface convective Σ_q^{conv} .

Le flux de rayonnement est calculé par :

$$\bar{q}^{ray} = \varepsilon \sigma (T_\infty^4 - T_{paroi}^4) \quad (4.7)$$

où ε est le facteur d'échange entre l'air ambiant et la surface radiative Σ_q^{ray} ($0 \leq \varepsilon \leq 1$) et $\sigma = 5.669 \cdot 10^{-8} W \cdot m^2 \cdot K^{-4}$ est la constante Stefan-Boltzmann.

Dans les structures alvéolaires, dès qu'il y a une différence de température entre les surfaces de cavité, il se produit des échanges radiatifs.

Supposons que les alvéoles dans les briques soient fermées aux deux extrémités par les couches de mortiers. Les échanges radiatifs entre les surfaces d'une cavité fermée sont calculées à partir des flux conductifs arrivant aux surfaces. Les surfaces sont considérées

comme les surfaces diffuse-grises qui absorbent une fraction fixée des radiations incidentes de n'importe quelle direction et de n'importe quelles longueurs d'onde. Elles émettent une fraction fixée de radiation du corps noir pour toutes directions et pour toutes longueurs d'onde. Donc les caractéristiques de radiation ne dépendent que de la température.

On considère une cavité dont la frontière est divisée en secteurs avec les conditions ci-dessous satisfaites :

1. la température est uniforme,
2. les flux d'énergie émis et réfléchés sont uniformes en chaque élément (secteur).

Considérons la $k^{\text{ème}}$ surface A_k de la cavité. Appelons q_i^{ray} et q_o^{ray} respectivement les taux entrée et sortie de l'énergie radiative par une unité de surface. Le bilan de chaleur à la surface donne l'équation :

$$Q_k^{\text{ray}} = q_k^{\text{ray}} A_k = (q_{o,k}^{\text{ray}} - q_{i,k}^{\text{ray}}) A_k \quad (4.8)$$

Le flux d'énergie sortie de la surface est composé de l'émission directe et de la réflexion :

$$\begin{aligned} q_{o,k}^{\text{ray}} &= \varepsilon_k \sigma T_k^4 + \rho_k q_{i,k}^{\text{ray}} \\ &= \varepsilon_k \sigma T_k^4 + (1 - \varepsilon_k) q_{i,k}^{\text{ray}} \end{aligned} \quad (4.9)$$

Le flux incident $q_{i,k}^{\text{ray}}$ est dérivé des parties d'énergie sortant des surfaces dans la cavité et arrivant à la $k^{\text{ème}}$ surface. L'énergie incidente est égale à :

$$A_k q_{i,k}^{\text{ray}} = A_1 q_{o,1}^{\text{ray}} F_{1-k} + A_2 q_{o,2}^{\text{ray}} F_{2-k} + \dots + A_j q_{o,j}^{\text{ray}} F_{j-k} + \dots + A_k q_{o,k}^{\text{ray}} F_{k-k} + \dots + A_N q_{o,N}^{\text{ray}} F_{N-k} \quad (4.10)$$

où A_j est l'aire de la surface j , F_{j-k} est le facteur de forme qui représente la proportion de flux radiatif émis par surface j et pris par surface k . Il dépend de la géométrie des surfaces et de la position entre elles [36, 84].

A partir de la relation réciproque de la configuration-facteur :

$$\begin{aligned} A_1 F_{1-k} &= A_k F_{k-1} \\ A_2 F_{2-k} &= A_k F_{k-2} \\ &\dots \\ A_N F_{N-k} &= A_k F_{k-N} \end{aligned} \quad (4.11)$$

l'équation (4.10) est écrite sous la forme ne faisant apparaître que le terme A_k

$$A_k q_{i,k}^{\text{ray}} = A_k F_{k-1} q_{o,1}^{\text{ray}} + A_k F_{k-2} q_{o,2}^{\text{ray}} + \dots + A_k F_{k-j} q_{o,j}^{\text{ray}} + \dots + A_k F_{k-k} q_{o,k}^{\text{ray}} + \dots + A_k F_{k-N} q_{o,N}^{\text{ray}} \quad (4.12a)$$

$$q_{i,k}^{\text{ray}} = \sum_{j=1}^N F_{k-j} q_{o,j}^{\text{ray}} \quad (4.12b)$$

A partir des Eqs. (4.8) et (4.9), nous obtenons la relation entre l'énergie radiative et la température ainsi que le flux sortant :

$$\frac{Q_k^{ray}}{A_k} = q_k^{ray} = \frac{\varepsilon_k}{1 - \varepsilon_k} (\sigma T_k^4 - q_{o,k}^{ray}) \quad (4.13)$$

En combinant les deux Eqs. (4.12b) et (4.8), nous obtenons :

$$\frac{Q_k^{ray}}{A_k} = q_k^{ray} = q_{o,k}^{ray} - \sum_{j=1}^N F_{k-j} q_{o,j}^{ray} = q_{o,k}^{ray} \left(\sum_{j=1}^N F_{k-j} \right) - \sum_{j=1}^N F_{k-j} q_{o,j}^{ray} = \sum_{j=1}^N F_{k-j} (q_{o,k}^{ray} - q_{o,j}^{ray}) \quad (4.14)$$

(en notant que $\sum_{j=1}^N F_{k-j} = 1$).

Le q_k^{ray} peut être considéré comme flux d'énergie provenant d'autres modes que le rayonnement interne (convection ou conduction à A_k) ou comme la perte nette par l'échange radiatif à l'intérieur de la cavité. Les Eqs. (4.13) et (4.14) sont écrites pour une des N surfaces dans la cavité. Il y a donc totalement $2N$ équations de $2N$ inconnues dont N inconnues q_o^{ray} et N autres inconnues soit q_k^{ray} soit T_k en fonction des conditions aux limites.

Par l'élimination des q_o^{ray} , nous écrivons le système des Eqs. (4.13) et (4.14) pour la $k^{\text{ème}}$ surface :

$$\sum_{j=1}^N \left(\frac{\delta_{kj}}{\varepsilon_j} - F_{k-j} \frac{1 - \varepsilon_j}{\varepsilon_j} \right) q_j^{ray} = \sum_{j=1}^N (\delta_{kj} - F_{k-j}) \sigma T_j^4 \quad (4.15)$$

Les N équations du système des Eqs. (4.15) peut s'écrire sous la forme matricielle :

$$\mathbf{A} \mathbf{q}^r = \mathbf{B} \mathbf{T}^* \quad (4.16)$$

où

$$\begin{aligned} A(k, j) &= \frac{1}{\varepsilon_j} [\delta_{kj} - F_{k-j} (1 - \varepsilon_j)] \\ q^r(j) &= q_j^{ray} \\ B(i, j) &= (\delta_{kj} - F_{k-j}) \sigma \\ T^*(j) &= T_j^4 \end{aligned}$$

L'équation (4.16) est exprimée sous une autre forme qui relie directement la relation entre les flux de chaleur et des températures :

$$\mathbf{q}^r = \mathbf{A}^{-1} \mathbf{B} \mathbf{T}^* = \mathbf{R} \mathbf{T}^* \quad (4.17)$$

où \mathbf{R} est appelée matrice de rayonnement.

Dans la résolution des Eqs. (4.17), le terme $T^*(j)$ au calcul $(n + 1)$ est souvent approché par le terme connu au calcul n :

$${}^{(n+1)}T^*(j) = {}^{(n)}T_j^3 \cdot {}^{(n+1)}T_j \quad (4.18)$$

qui permet d'écrire l'équation 4.17 sous une autre forme :

La relation (4.17) est approchée pour faciliter la résolution par l'expression de la forme :

$$\mathbf{q}^r = \mathbf{K}_{\text{ray}} \mathbf{T} \quad (4.19)$$

où \mathbf{K}_{ray} est appelée matrice de conductivité équivalent de l'alvéole.

Le transfert de chaleur dans la maçonnerie de briques creuses est le couplage de conduction et le rayonnement. A chaque instant t_n , le bilan d'énergie (flux) est établi : la chaleur entrée par convection et rayonnement à la face exposée est égale à la somme de chaleur pour chauffer le mur et la chaleur perdue par convection et rayonnement à la face non exposée vers l'ambiance.

Il existe en effet le transfert convectif dans les cavités [1, 6, 18, 45, 50, 78]. Cependant, à très haute température, comme le flux de rayonnement est proportionnel à la puissance 4 de la température, le flux convectif est donc mineur et négligeable [5].

4.3 Modèle mécanique

Dans le chapitre 2, nous avons établi expérimentalement les relations entre contrainte et déformation du matériau. Ces relations sont construites à plusieurs températures, de température ambiante jusqu'à 1000°C.

Depuis la température ambiante jusqu'à 750°C, nous observons toujours la propriété fragile du matériau : ruptures brusques dans les essais de compression et de flexion.

Les relations entre contrainte et déformation sont linéaires, en général. Sauf sur quelques produits (briques), ces relations présentent des phases plastiques à partir de 550°C.

Par ces analyses, pour décrire le comportement de la terre cuite, nous proposons ici d'utiliser le modèle mécanique *élastique fragile*. Dans ce modèle de comportement, le module de Young du matériau varie en fonction de la température. Dans cette étude, nous nous limitons aux produits de brique dont le matériau est isotrope. Ces hypothèses sont aussi utilisées pour les joints. Un tel modèle n'est peut-être pas suffisant pour le mortier traditionnel de base sable/ciment, à cause de l'endommagement mécanique [58] et du fluage thermique [80]. Cependant, à cause de la faible quantité de mortier dans le mur, une telle simplification est envisageable.

A cause du manque d'information et du manque d'études appropriées, l'effet du fluage thermique ne sera pas considéré dans cette étude.

Pour ce modèle, la relation entre contrainte à chaque point dans la structure et la déformation est donnée par [47, 81] :

$$\sigma_{ij} = \lambda \varepsilon_{kk} \delta_{ij} + 2\mu \varepsilon_{ij} - (3\lambda + 2\mu) \alpha_{th} (T - T_0) \delta_{ij} \quad (4.20)$$

où σ est le tenseur de contrainte, ε est le tenseur de déformation, α_{th} est le coefficient de dilatation thermique, T_0 est la température de référence, $\lambda(T)$ et $\mu(T)$ sont des coefficients de Lamé, dépendant de la température, et en relation avec le module de Young et coefficient de Poisson.

Pour chaque constituant, leurs variations seront déterminées expérimentalement comme présentées au chapitre 2.

Ce champ de contrainte doit satisfaire la condition d'équilibre

$$\sigma_{ij,i} + F_j = 0 \quad (4.21)$$

et le champ de déformation est relié au champs de déplacement \mathbf{u} par la relation suivante :

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2} (u_{i,j} + u_{j,i}) \quad (4.22)$$

Il est à noter que $\sigma_{ij,i} = \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_i}$ et $u_{i,j} = \frac{\partial u_i}{\partial x_j}$. Les champs de contrainte et déformation sont déterminés à partir des équations ci-dessus en ajoutant les conditions aux limites de contrainte (4.23), et/ou de déplacement (4.24).

$$t_i = \sigma_{ji} n_j = \bar{t}_i \text{ sur } \Omega_t \quad (4.23)$$

$$u_i = \bar{u}_i \text{ sur } \Omega_u \quad (4.24)$$

4.4 Résolution des équations thermo-mécaniques

Du fait de la complexité de la géométrie des briques, de la non linéarité des matériaux constitutifs et du changement de charge thermique, la recherche de solution analytique des équations ci-dessus est donc impossible. Nous nous orientons vers la recherche de solutions par la méthode approximative : méthode des éléments finis, dans laquelle, la structure est discrétisée en éléments finis sous domaine Ω_e (discrétisation spatiale) et le temps de calcul est discrétisé en plusieurs moments (discrétisation temporelle).

Le détail de cette méthode est présenté dans les ouvrages classiques de Zienkiewicz & Taylor [92, 93] pour le problème mécanique et Lewis *et al.* [48] pour le problème thermique. Le traitement du problème de rayonnement dans les alvéoles est détaillé dans l'ouvrage de Siegel et Howell [84] et dans [5, 49, 85].

L'essentiel est d'écrire et résoudre les équations ci-dessous sous forme matricielle :

$$\mathbf{C}_{\theta\theta}\dot{\boldsymbol{\theta}} + \mathbf{K}_{\theta\theta}\boldsymbol{\theta} = \mathbf{f}_\theta \quad (4.25)$$

$$\mathbf{K}_{uu}\mathbf{u} = \mathbf{f}_u + \mathbf{K}_{u\theta}\boldsymbol{\theta} \quad (4.26)$$

où : $\boldsymbol{\theta}$ et \mathbf{u} sont respectivement la température nodale et la variable de déplacement, $\mathbf{C}_{\theta\theta}$ est la matrice de capacité thermique, $\mathbf{K}_{\theta\theta}$ est la matrice de conductivité thermique, \mathbf{K}_{uu} est la matrice de rigidité, $\mathbf{K}_{u\theta}$ est la matrice de couplage thermo-mécanique correspondant à la dépendance de contrainte en température (Eq. 4.20), \mathbf{f}_θ est le vecteur de flux nodal pour les modèles de transfert thermique considérés et \mathbf{f}_u vecteur de la force mécanique externe. La construction de ces matrices est décrite en détail dans la littérature [21,52,92].

La thêta méthode est utilisée pour écrire l'équation différentielle (4.25) au temps $(n+1)$ sous forme des équations algébriques .

$$\frac{1}{\Delta t}\mathbf{C}_{\theta\theta}(\boldsymbol{\theta}^{n+1} - \boldsymbol{\theta}^n) + \mathbf{K}_{\theta\theta}(\alpha\boldsymbol{\theta}^{n+1} + (1 - \alpha)\boldsymbol{\theta}^n) = \mathbf{f}_\theta \quad (4.27)$$

ou

$$\left(\frac{1}{\Delta t}\mathbf{C}_{\theta\theta} + \alpha\mathbf{K}\right)\boldsymbol{\theta}^{n+1} = \left(\frac{1}{\Delta t}\mathbf{C}_{\theta\theta} - (1 - \alpha)\mathbf{K}_{\theta\theta}\right)\boldsymbol{\theta}^n + \mathbf{f}_\theta \quad (4.28)$$

avec $0 \leq \alpha \leq 1$

4.5 Étape de calcul

En résolvant les équations (4.28) pour déterminer le champ de température $\boldsymbol{\theta}^{n+1}$, la dépendance des caractéristiques en température est prise en compte : les paramètres de matériaux déterminés au temps n dont la température est déjà connue.

Une fois la température $\boldsymbol{\theta}^{n+1}$ déterminée, celle-ci est utilisée comme le paramètre d'entrée pour chercher la réponse mécanique. A ce stade, les propriétés mécaniques sont déterminées en fonction de la température $\boldsymbol{\theta}^{n+1}$ (Fig. 4.2).

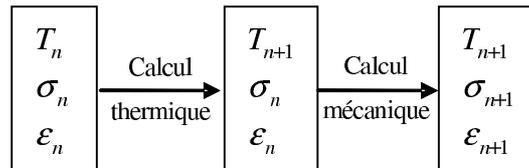


FIG. 4.2 – Étapes de calcul

4.6 Modélisation du contact brique-joint

A température ambiante, plusieurs modèles d'interface sont proposés [31,32,51,77,79]. Ces modèles demandent la connaissance des paramètres tels que le coefficient de frottement, l'angle de frottement de l'interface (modèle Coulomb), les paramètres d'endommagement, de viscosité, de rigidité, d'énergie, etc. Cependant, à haute température, ces paramètres ne sont pas encore déterminés.

Pour simplifier, nous proposons ci-dessous les modèles d'interface pour deux cas : cas de joints épais en mortier traditionnel et cas de joint mince en mortier colle.

4.6.1 Cas de joints épais en mortier traditionnel

Les briques alvéolaires ont souvent la forme tenon-mortaise pour faciliter le montage et renforcer la stabilité structurale entre les briques. Cette forme structurale permet de ne pas remplir les joints verticaux dans la construction réelle (joints vides ou joints secs). Dans les régions sismiques, on remplit les "poches" verticales entre les briques par du mortier traditionnel en sable/ciment, pour renforcer la tenue au séisme des murs. Cependant, en cas d'incendie, un joint vide, ou un remplissage partiel du joint, peuvent autoriser le passage des flammes de l'un à l'autre côté du mur.

Pour éviter ce risque, dans ce travail, nous nous intéressons seulement aux cas où les joints verticaux sont bien remplis.

L'observation expérimentale montre que, pour le cas de murs montés avec joints épais de mortier en sable/ciment, les fissures se trouvent non seulement aux interfaces brique-mortier, mais aussi dans les briques. Dans l'ensemble du mur, on observe que, côté froid, les briques et les joints sont bien collés (Fig. 3.11a) et côté chaud, les morceaux de briques s'écaillent avant leurs joints alentour (Fig. 3.12a).

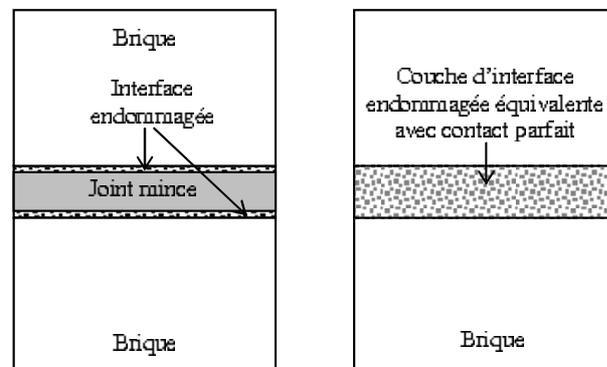
Par ces raisons, nous adoptons un modèle d'interface parfaite, i.e il n'y aura pas de fissure entre les briques et les joints. Les champs de températures, de déplacements sont continus à travers leurs interfaces.

4.6.2 Cas de joints minces en colle

La figure 3.11b illustre un exemple de la défaillance du joint mince entre les briques : une discontinuité importante entre un rang inférieur et son voisin supérieur du mur. En effet, à cause de sa petite épaisseur, de la discontinuité des briques collées (avec la présence de plusieurs vides internes), l'adhérence entre brique n'est plus parfaite comme dans le cas de joints épais de mortier traditionnel. Les briques se détachent facilement sous l'action de contrainte en traction ou/et en cisaillement.

A cause de la petite dimension des joints minces, au lieu de modéliser l'interface entre les briques et les joints, nous modéliserons le "matériau d'interface". L'endommagement de l'interface est modélisé par l'endommagement du "matériau d'interface". Dans cette démarche, les joints minces sont considérés comme les couches d'interface entre les briques. Au cas où la rupture ne s'est pas encore produite, ces couches travaillent avec toutes les propriétés du matériau colle. En cas d'endommagement de l'interface, nous continuons à considérer que l'interface est encore parfaite, mais le matériau de la couche d'interface est endommagé. L'endommagement de couche d'interface est donc constitué par son propre endommagement (sous forme d'endommagement thermique et mécanique), et l'endommagement de l'interface (sous forme d'endommagement mécanique supplémentaire) (Fig. 4.3).

FIG. 4.3 – Schéma de modélisation de l'endommagement de l'interface entre briques et joints minces : l'endommagement de l'interface est modélisé comme l'endommagement équivalent du matériau de mortier en colle.



A température ambiante, la colle séchée travaille en élastique linéaire et fragile. A haute température, nous n'avons malheureusement pas eu de moyen et de temps pour caractériser ses propriétés, ainsi que son comportement. Le comportement de l'interface à différentes températures est aussi inconnu.

Dans un premier temps, nous adoptons les caractéristiques évolutives du mortier traditionnel, en intégrant les propriétés du mortier colle à température ambiante. L'endommagement thermique est donc représenté par la dégradation du module de Young du matériau en fonction de la température. Cette dégradation est déjà décrite dans le chapitre 2, la section 2.6.3.2.

Quant à l'endommagement mécanique, nous considérons que l'endommagement mécanique ne se produit qu'en cas de traction. Quand la contrainte ou la déformation dépassent leurs seuils, le matériau est dégradé rapidement. Le seuil de traction dans ce modèle est la valeur minimale entre la limite de traction du matériau colle et la limite de l'adhérence colle-brique. Sachant que le module de Young d'un mortier colle commercialisé est de l'ordre de 7000 MPa, sa résistance en traction (déterminée par essai de flexion) est de 6 MPa et l'adhérence colle-brique est de 0,6 MPa. Il est bien évident que le seuil de traction est en effet l'adhérence colle-brique.

Comme le comportement de la colle est élastique et fragile, nous considérons qu'une fois que la contrainte ou la déformation dépassent leurs seuils, le matériau ne travaille plus. C'est à dire que la rigidité et la contrainte dans les zones endommagées s'annulent (Fig. 4.4).

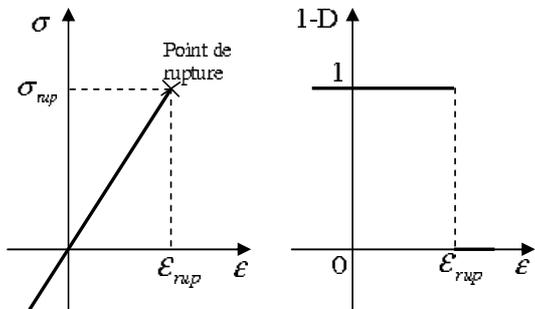


FIG. 4.4 – *Comportement du matériau d'interface (gauche) et évolution de l'endommagement (droite) en cas de joint mince.*

4.7 Modélisation de condition aux limites

Les conditions réelles aux bords des murs en cas d'incendie dépendent de plusieurs paramètres telles que l'épaisseur du mur et la charge. Pour chaque cas concret, il faut des études soigneuses pour modéliser, de façon exacte, les conditions aux bords.

Il n'existe malheureusement pas de donnée expérimentale concernant les conditions aux limites aux bords. Dans la modélisation classique [13, 51], on adopte souvent le modèle de contact de Coulomb, en considérant le frottement entre le mur et le support. Cependant, dans le cas à haute température, les paramètres de contacts (e.g. coefficient de frottement) ne sont pas connus. Dans cette étude, nous n'avons pas considéré ce modèle.

A haute température, comme discuté au chapitre 1, O'Gara [75] adopte le modèle d'encastrement en haut et en bas du mur. Cependant, l'observation expérimentale dans le cas des murs non porteurs minces a montré le contraire : les bords peuvent se déplacer dans la direction perpendiculaire au plan du mur [68].

Nous n'envisageons pas de modéliser de façon générale tous les types de conditions aux limites. Ce problème doit être analysé dans chaque cas concret, que nous allons traiter dans les chapitres qui suivent, en se basant sur les analyses expérimentales.

4.8 Critère d'écaillage

La rupture totale des maçonneries en terre cuite observée pendant les essais est le résultat du cumul des ruptures locales des briques par écaillage.

Comme analysée au chapitre 3, la rupture des briques commence d'abord côté feu. En fonction des conditions aux limites et de la forme des briques, la rupture se produit à des

régions différentes dans le mur.

En observant les pièces écaillées, nous constatons qu'il y a trois formes principales d'éléments écaillés (Fig. 4.5) :

- une paroi frontale de la brique,
- une partie de la paroi frontale,
- une cloison (paroi frontale et parois transversales).



FIG. 4.5 – *Formes des pièces écaillées côté exposé*

Il convient de noter que la dilatation thermique est plus importante côté chaud. Cette dilatation est limitée par les conditions aux limites ainsi que par la partie plus froide du mur dont la dilatation est moindre. Les contraintes dans les parois frontales, du côté chaud du mur, ont tendance à être en compression.

De plus, comme les parois locales des briques sont très minces par rapport aux autres dimensions, nous pouvons supposer que les contraintes dans le plan des parois sont les contraintes principales.

Suite à ces constatations, nous proposons ici les possibilités qui entraînent la rupture de matériau :

- La contrainte en compression dépasse le seuil de la rupture : **écrasement**.
- La contrainte maximale en traction sur les parois dépasse la contrainte limite de traction : **détachement**.
- les contraintes en compressions dépassent les seuils de stabilité dans les parois frontales : **voilement**. Cette hypothèse s'appuie sur la taille réduite des ces parois.

Comme les joints de mortier sont tombés après l'écaillage des parois frontales, nous pouvons considérer que les parois frontales s'appuient sur les appuis de mortier. Ces appuis peuvent permettre ou bloquer des rotations de la paroi frontale.

La figure 4.6 détaille une partie de paroi frontale et transversale et les contraintes correspondantes dans les directions Ox , Oy , Oz (Fig. 1.2). Les possibilités de rupture ci-dessus sont détaillées dans les parties qui suivent.

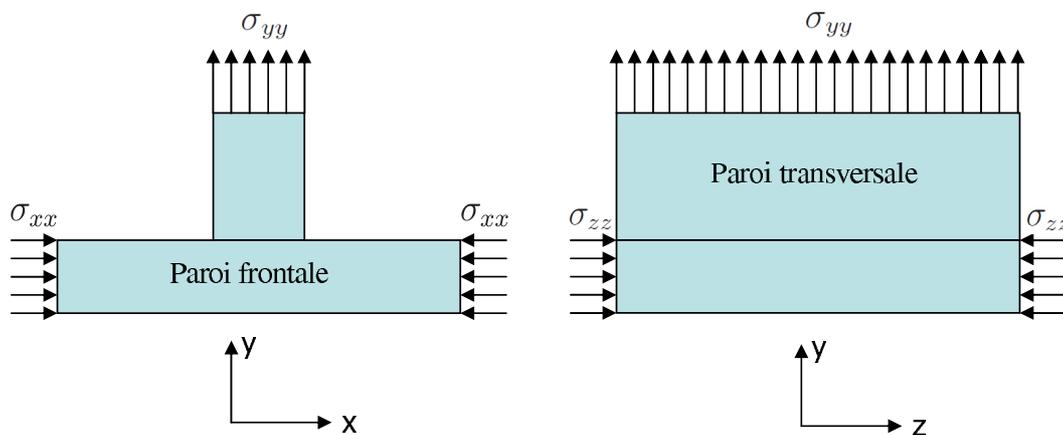


FIG. 4.6 – Composants des contraintes dans les parois de brique

4.8.1 Écrasement

Pour cette hypothèse, la rupture est supposée se produire quand la contrainte maximale en compression dans les parois excède la contrainte limite en compression :

$$\max(\sigma_{xx}, \sigma_{zz}) \geq \sigma_{uc} \quad (4.29)$$

où σ_{uc} est la contrainte de rupture en compression correspondante à la température dans la paroi.

4.8.2 Détachement

Pour cette hypothèse, la rupture se produit quand la contrainte en traction sur les parois dépasse le seuil de rupture en traction. Le détachement peut se produire entre la

paroi frontale et les parois transversales attachées¹ ou dans les parois frontales. Ces seuils sont en fonction de la température et déterminés par les essais de flexions 4 points.

Pour les parois transversales, la condition de détachement se produit si la contrainte σ_{yy} est en traction et :

$$\sigma_{yy} \geq \sigma_{ut} \quad (4.30)$$

Pour les parois frontales, la condition de détachement se produit si :

$$\sigma_I \geq \sigma_{ut} \quad (4.31)$$

où σ_I est la contrainte maximale en traction de la paroi. Dans les deux cas ci-dessus, σ_{ut} est la contrainte de rupture en traction correspondante à la température de la paroi considérée.

4.8.3 Voilement

Le calcul de la contrainte limite de voilement des plaques avec les conditions différentes aux bords est présenté dans les ouvrages de Q.S Nguyen [66] et Z.P.Balzant [7]. Pour chaque paroi, il faut bien étudier des conditions aux limites en vue de calcul des charges critiques, dans les deux directions x et z .

A titre d'exemple, dans le cas des plaques rectangulaires dont les bords de dimension H_p et L_p et d'épaisseur e_p s'appuyant sur des supports simples (Fig. 4.7), la force critique de voilement dans la direction z de la plaque (et de façon similaire pour la direction x), est calculée analytiquement par :

$$\lambda_{cr}(z) = \min_{m,n} \frac{A(m,n)}{B(m,n)} \text{ avec } \begin{cases} A(m,n) = \frac{R\pi^2}{L^2} \left(\left(\frac{m}{\lambda_p} \right)^4 + 2 \left(\frac{m}{\lambda_p} \right)^2 n^2 + n^4 \right) \\ B(m,n) = \left(\frac{m}{\lambda_p} \right)^2 + rn^2 \end{cases} \quad (4.32)$$

où :

$\lambda_p = \frac{H_p}{L_p}$ est le taux entre deux dimensions dans le plan de plaque; $r = \frac{\sigma_{xx}}{\sigma_{zz}}$ est le taux entre les contraintes dans les deux directions de compression dans le plan de la plaque; $R = \frac{Ee_p^3}{12(1-\nu^2)}$ est appelée rigidité de flexion de la plaque, en fonction de la température; m et n sont des modes de flambage dans les directions x, z respectivement (Fig. 4.8).

Nous considérons que, lorsque le premier mode de flambage se produit, i.e., $m = 1$ et $n = 1$ (Fig. 4.8a), l'élément atteint la rupture. Dans le cas où il y a une composante de

¹plusieurs parois transversales attachent à une paroi frontale

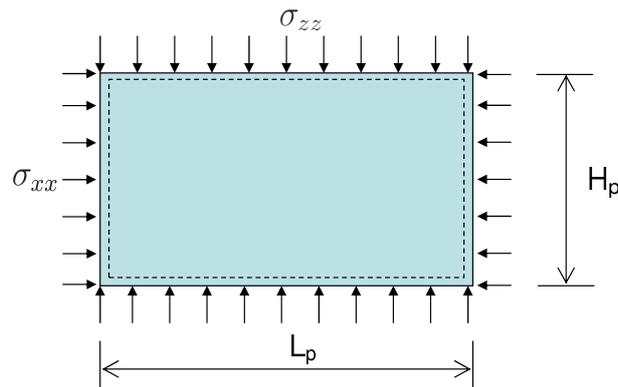


FIG. 4.7 – Schéma d'une plaque simple appuyée sous l'action de bi-compression dans le plan.

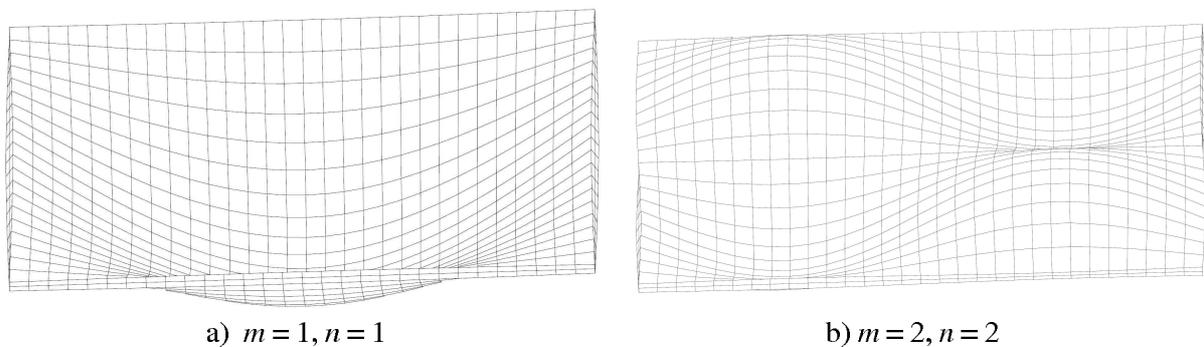


FIG. 4.8 – Exemple des modes de flambage élastique d'une plaque s'appuyant sur des appuis simples.

contrainte positive, i.e. une direction en traction, dans la formule de contrainte critique, le taux r est pris égal à 0.

Il arrive souvent que lors de chaque vérification, nous avons des informations sur les valeurs de contraintes σ_{xx}, σ_{zz} . Il faut ensuite vérifier si ces contraintes peuvent rendre instable la paroi. Pour cela, nous pouvons d'abord fixer le taux r des contraintes, ensuite, il faut calculer la charge critique λ_{cr} . Cette valeur est ensuite comparé avec la charge appliquée sur le bord. La vérification doit réaliser pour deux directions dans le plan de la paroi.

4.8.4 Conditions aux limites locales vis a vis du flambage des parois

Pour déterminer des conditions précises de bords des parois dans le mur, il faut des études approfondies et des mesures précises du champ de déplacements de chacune. En effet, les conditions aux bords dépendent de plusieurs paramètres, tels que :

- La position de la brique : celle aux bords du mur est différente avec celle à l'intérieur ; celle en haut est différente avec celle en bas, cette différence peut dépendre du niveau de la contrainte ou de l'état de déformation.
- La rigidité des joints :
 - cas de joints vides (non remplis) : les bords de la paroi des briques peuvent déplacer ;
 - cas de joints remplis : si les joints sont encore intacts, ils peuvent limiter les déplacements des bords de la paroi ; au contraire, si les joints sont dégradés ou endommagés (par l'effet thermique ou/et mécanique), ils peuvent permettre des déplacements.
- L'état des parois des briques alentours de la paroi considérée : si la paroi voisine de la paroi considérée est écaillée, le bord de la paroi considérée peut déplacer.

Comme la rigidité des joints évolue en fonction du temps sous les actions mécanique et thermique, les bords des parois de la briques sont plutôt des appuis déformables. Cependant, une telle précision ne peut être réalisée dans cette étude.

Par souci de simplification, nous adoptons les conditions suivantes pour l'évaluation de longueur de flambage local sous l'action du feu :

1. **Condition d'encastrement** : cette condition est retenue dans le cas où toutes les conditions ci-dessous sont satisfaites (Fig 4.9a) :
 - tous les joints (horizontaux et verticaux) aux alentours de la briques sont bien remplis par du mortier traditionnel ;
 - les parois alentours des briques voisines sont encore présentes ;
 - le mortier n'a pas encore perdu sa résistance sous l'action thermique. A titre d'exemple, le mortier ordinaire perd sa rigidité à partir de 600°C.
2. **Condition d'appui simple** : cette condition est adoptée pour tous les cas où les conditions ci-dessus ne sont pas satisfaites (Fig 4.9b).

Les **conditions d'appui simple** sont donc appliquées pour les cas suivants :

- Cas des parois des briques aux bords latéraux du mur si ces bords latéraux sont libres.
- Cas des parois où une des leurs voisines est écaillée.
- Cas des joints secs (vides).
- Cas des joints minces en colle. Cette hypothèse est prise pour ce type de joint à cause de la faible adhérence entre les briques.

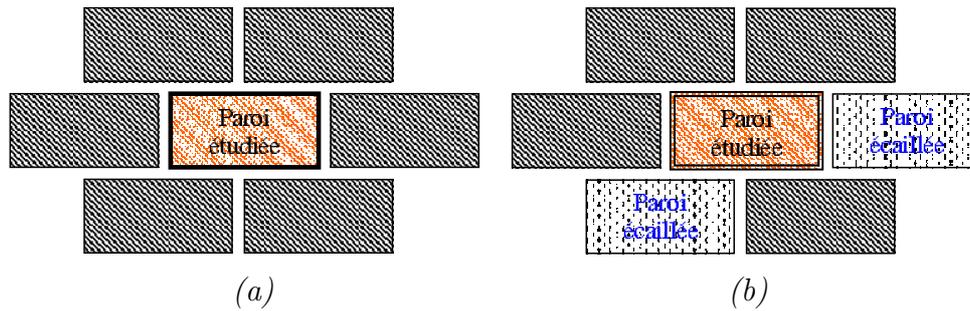


FIG. 4.9 – Conditions aux limites pour des parois en vue du calcul de la charge critique : (a) les bords sont des encastremements si la température dans les joints mortiers est inférieure à 600°C et aucune paroi alentours n'est cassée ; (b) les bords sont des rotules (appuis simples) si une des parois alentours est cassée ou la température des joints dépasse 600°C .

4.9 Modélisation numérique et procédure de calcul

En utilisant les hypothèses et les formules établies, la suite du travail consiste à modéliser les maçonneries sous l'action du feu par la méthode des éléments finis. Dans cette étude, le code Cast3M [16], développé par le Commissariat à l'Énergie Atomique (France), est utilisé.

Dans la modélisation numérique, le choix d'une modélisation tridimensionnelle est motivé par l'incidence de la géométrie des briques sur le comportement thermo-mécanique :

- Il est nécessaire de prendre en compte la répartition spatiale 3D des transferts de chaleurs (conduction, convection et rayonnement) dans les parois et alvéoles de la brique. Une homogénéisation de ces transferts en vue une approche bidimensionnelle n'aurait pas permis par exemple de retrouver des fronts de chaleur localisés aux parois verticales des briques.
- La modélisation 3D permet sur le plan mécanique de prendre en compte distinctement le comportement des parois frontales de ce lui des parois transversales pour une meilleure analyse des ruptures localisées.

Le calcul thermo-mécanique avec la prise en compte de l'écaillage s'effectue selon l'algorithme suivant :

1. Démarrer le calcul jusqu'au moment t_1 .
2. Arrêter pour vérifier les conditions d'écaillage pour chaque élément de base du mur.
3. Tester :
 - 3.1. S'il y a des écaillages :
 - 3.1.1. Enlever les éléments écaillés de brique, actualiser la surface exposée de chaque brique (la surface en contact avec le feu).

3.1.2. Actualiser les joints verticaux :

3.1.2.1. Si une des parois à gauche ou à droite du joint n'est pas encore écaillée, le joint reste toujours sur le mur.

3.1.2.2. Si les deux parois à gauche et à droite du joint sont parties, le joint doit disparaître : enlever une partie du joint vertical dont l'épaisseur est égale à celle des parois tombées, puis actualiser la face exposée de ce joint.

3.1.3. Actualiser les joints horizontaux :

3.1.3.1. Si une des parois en haut ou en bas du joint n'est pas encore écaillée, le joint reste toujours sur le mur.

3.1.3.2. Si les deux parois en haut et en bas du joint sont parties, le joint doit disparaître : enlever une partie du joint horizontal dont l'épaisseur est égale à celle des parois tombées, puis actualiser la face exposée de ce joint.

3.1.4. Les champs de température, de contrainte et de déplacement obtenus au temps t_1 sont réduits sur le nouveau maillage et utilisés comme des paramètres initiaux pour démarrer le nouveau cycle de calcul jusqu'à t_2 .

3.2. S'il n'y a pas d'écaillage : continuer le calcul jusqu'au temps t_2 en prenant les résultats de températures, de contraintes, de déplacements obtenus au temps t_1 comme les champs initiaux.

3.3. Revenir à l'étape 3

4. Arrêter le calcul si toutes les parois frontales d'une brique sont écaillées.

5. Déterminer la résistance au feu du mur en se basant sur les résultats de températures à la face non exposée et sur les critères de stabilité mécanique (voir Sect. 1.2.3).

4.10 Conclusion

Dans ce chapitre, en se basant sur les observations expérimentales, nous avons proposé des modèles théoriques pour résoudre des problèmes de transfert thermique et de couplage thermo-mécanique.

Le problème de transfert thermique dans la structure de maçonnerie est le couplage entre trois modes : conduction, convection et rayonnement, en considérant la variation des paramètres thermiques en fonction de la température, et aussi, l'effet hydrique.

Une partie du chapitre est dédiée à la description du problème de rayonnement dans des cavités fermées, en orientant l'approche numérique vers la construction de matrices de conductivité équivalente.

Le modèle mécanique est proposé en se basant sur les analyses des essais réalisés dans ce travail. Les observations expérimentales permettent d'adopter un modèle élastique avec rupture fragile dont les propriétés dépendent de la température. Cette modélisation simplifiée est complétée par un critère d'écaillage de type flambage local, écrasement et détachement. Des conditions aux limites, en vue du calcul de flambage local de chaque paroi de la brique, sont aussi proposées pour différents type de structure : joints minces, joints secs ou joints remplis.

Nous avons aussi proposé un modèle mécanique simplifié pour modéliser le comportement du contact brique-mortier colle. Dans ce modèle, nous supposons que, le mortier colle est totalement endommagé quand la déformation maximale en traction dépasse la limite de l'adhérence brique-colle en traction.

L'algorithme de résolution par méthode numérique (élément fini) est proposé enfin, en vue des applications dans les chapitres qui suivent.

VALIDATION NUMÉRIQUE - BRIQUE ET MUR NON PORTEUR MINCE

5.1 Introduction

Dans ce chapitre, des simulations numériques sont effectuées sur la base de la modélisation présentée précédemment. Tout d'abord, les capacités prédictives du modèle thermique sont analysées en modélisant un essai au feu réalisé sur une brique perforée. La confrontation avec les résultats expérimentaux permet ainsi de calibrer les paramètres du modèle thermique. Par la suite, les variations des paramètres géométriques et thermiques ainsi obtenus sont considérées de sorte à quantifier leurs influences sur le comportement thermique global de la brique, notamment sa capacité d'isolation. Allant toujours dans le sens de la complexité progressive, un assemblage de deux briques est également analysé pour étudier l'influence du mortier traditionnel sur le plan thermique. Il s'agit notamment de quantifier l'influence de la teneur en eau du mortier sur le comportement thermique global.

En suite, le comportement thermo-mécanique d'un mur non porteur mince est analysé en adoptant une approche thermo-élastique avec évolution des propriétés mécaniques en fonction de la température. L'objectif de cette partie est de voir si une telle approche simplifiée permet de retrouver les observations expérimentales. Une fois le modèle validé, des études paramétriques sont menées afin d'estimer l'importance des paramètres sur les réponses globales et locales du mur.

5.2 Brique alvéolaire

Dans cette partie, l'objectif est de modéliser le transfert thermique dans une brique isolée. Cette modélisation donnera la distribution de la température et son évolution en fonction du temps. Cette évolution permet d'identifier l'isolation thermique **I** de la brique. La configuration de calcul est basée sur l'essai présenté au chapitre 2, à la section 2.7, .

Les résultats de la modélisation seront comparés aux résultats expérimentaux. Une fois la simulation validée, une étude paramétrique permettra de déterminer l'influence des paramètres physiques et géométriques sur l'isolation thermique de la brique.

5.2.1 Modélisation

La modélisation de la géométrie est effectuée en se basant sur les éléments massifs à 6 et 8 nœuds et des éléments surfaciques à 3 et 4 nœuds. Il est à noter que la température côté exposé monte rapidement avec le temps, provoquant un gradient thermique important dans l'épaisseur de la brique. La densité de maillage à ce côté doit être plus dense pour assurer une bonne interpolation de température à l'intérieur des éléments finis. De plus, comme la variation de température est rapide dans les premiers temps, modifiant énormément les propriétés thermiques, il est nécessaire d'utiliser des pas de temps petits pour assurer la convergence pendant le calcul.

Les caractéristiques thermiques telles que la capacité calorifique et la conductivité thermique sont déterminées selon les procédures proposées en section 2.7. Le poids volumique du tesson en terre cuite est mesuré expérimentalement $\rho_{tc} = 1836 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$ et est supposé constant avec la température.

Dans cette modélisation, comme les propriétés de la couche de fibre qui protège la face exposée sont inconnues, nous étudions ici seulement le transfert dans la brique. Pour cela, la température à la face exposée mesurée expérimentalement (thermocouple TC1 dans les figures 2.28 et 5.1) est introduite dans le calcul comme la température imposée.

5.2.2 Résultat de calcul

La figure 5.1 représente les évolutions de température en fonction du temps dans les parois frontales de la brique. La comparaison entre les courbes d'évolution de température montre la bonne concordance entre le calcul numérique et l'essai. De plus, le plateau de température à 100°C , dû à la vaporisation d'eau, est décrit correctement. La figure 5.2 représente la distribution de la température dans la brique à 180 min. Il est observé que le transfert radiatif est dominant. En effet, les parois verticales sont à des températures plus grandes que celles horizontales où le transfert conductif est le mode dominant.

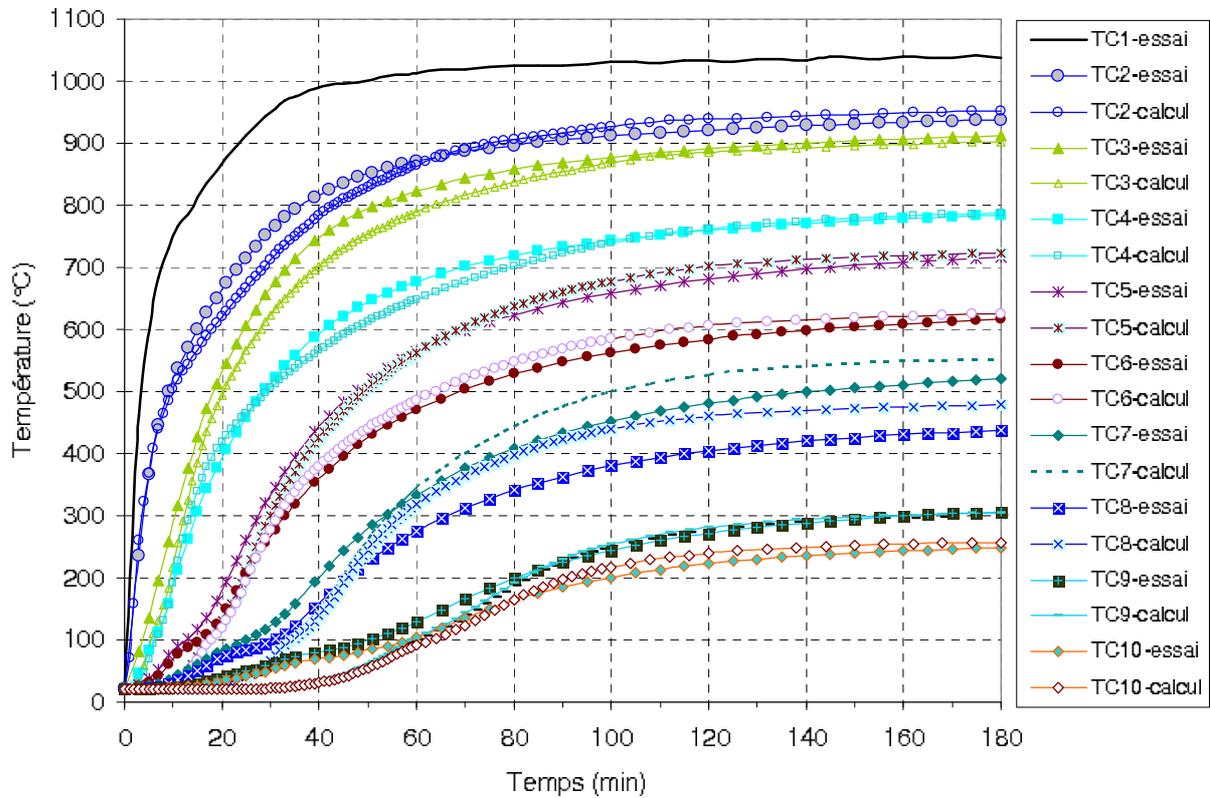


FIG. 5.1 – Comparaison entre essai et calcul des évolutions de la température dans les parois de la brique. Les thermocouples correspondent avec ceux illustrés dans la figure 2.27.

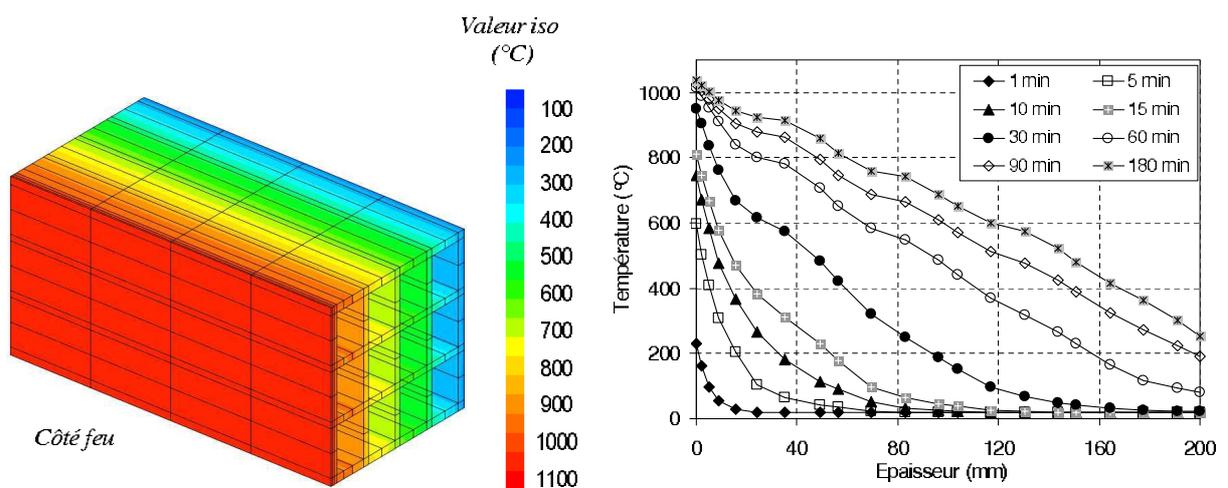


FIG. 5.2 – Isovaleurs de la température dans la brique à 180 min et son gradient dans l'épaisseur

Par ailleurs, le modèle donne une isolation thermique \mathbf{I} (voir Sect. 1.2.3) égale à 76 min tandis que la valeur expérimentale est égale à 78 min.

Cette bonne cohérence entre essai et calcul permet de confirmer la validité du modèle thermique proposé, pour les cas testés dans cette étude.

Pour ces raisons, le modèle de transfert thermique proposé, qui a montré des prédictions acceptables pour la terre cuite, est ensuite utilisé pour analyser le comportement thermo-mécanique de la maçonnerie pendant l'exposition au feu. Cependant, une étude paramétrique est d'abord menée pour déterminer l'influence de la variation de chaque paramètre thermique, potentiellement dû à la dispersion expérimentale, dans le modèle de prédiction. Cette influence est quantifiée en terme d'isolation thermique, qui représente une mesure globale pour la capacité prédictive du modèle.

5.2.3 Étude paramétrique

Les propriétés de terre cuite peuvent varier considérablement d'une catégorie de bloc à l'autre. L'hétérogénéité de matériau tend à induire une dispersion des propriétés dans un même bloc de terre cuite. Une analyse de sensibilité peut identifier les paramètres les plus influents qui gouvernent la propriété d'isolation des briques.

L'isolation thermique \mathbf{I} dépend de plusieurs paramètres :

- matériau : conductivité thermique et capacité calorifique,
- environnement : coefficient d'échange entre paroi et ambiance,
- géométrie : variation des distances entre les parois internes,
- autre : présence des joints en mortier traditionnel ou non.

5.2.3.1 Influence de la capacité thermique

Dans cette étude, nous gardons le même allure de la courbe " $C_p - T$ ", les mêmes valeurs pour les autres paramètres. Nous changeons seulement la valeur de base de C_p qui varie de $400 \text{ J} \cdot \text{kg}^{-1} \cdot \text{K}^{-1}$ à $1400 \text{ J} \cdot \text{kg}^{-1} \cdot \text{K}^{-1}$.

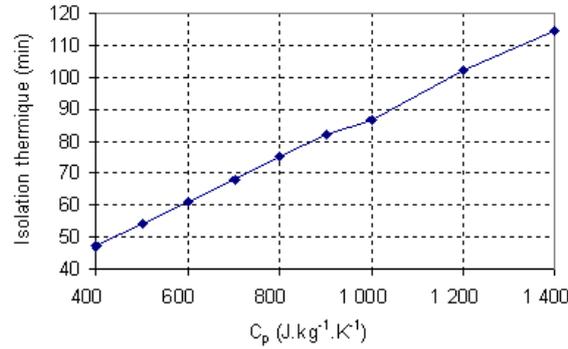
La relation $\mathbf{I} - C_p$ est linéaire (Fig. 5.3). Dans ce cas, cette relation est donnée par :

$$\mathbf{I} = 0,068C_p + 20 \quad (5.1)$$

où C_p est exprimé en $\text{J} \cdot \text{kg}^{-1} \cdot \text{K}^{-1}$ et \mathbf{I} est en minutes. Nous constatons que \mathbf{I} n'est pas sensible à la valeur initiale de C_p .

5.2.3.2 Influence de la conductivité thermique

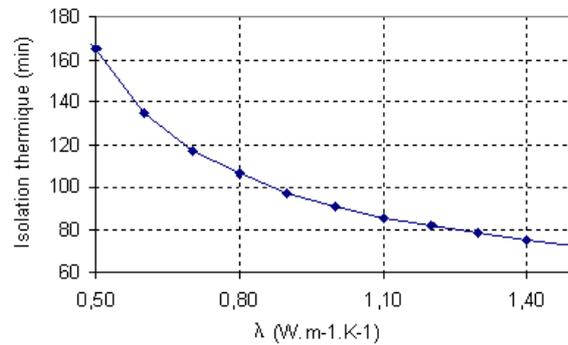
En fixant les autres paramètres et en faisant varier la valeur de référence de λ dans l'intervalle $0,5$ à $1,5 \text{ W} \cdot \text{m}^{-1} \cdot \text{K}^{-1}$, nous obtenons une relation non-linéaire de \mathbf{I} en fonction

FIG. 5.3 – Relation entre \mathbf{I} et C_p .

de λ . Dans ce cas, cette relation est donnée par :

$$\mathbf{I} = -122,51\lambda^3 + 470,17\lambda^2 - 629,88\lambda + 372 \quad (5.2)$$

où λ est exprimé en $\text{W} \cdot \text{m}^{-1} \cdot \text{K}^{-1}$ et \mathbf{I} est en minutes. La dépendance entre \mathbf{I} et la valeur de référence de λ est donc plus marquée.

FIG. 5.4 – Relation entre \mathbf{I} et λ .

5.2.3.3 Influence du coefficient d'échange

En convection naturelle, le coefficient d'échange h_c varie de 5 à 25 $\text{W} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{K}^{-1}$. Dans cet intervalle, la relation entre h_c et \mathbf{I} est linéaire avec une amplitude de variation de \mathbf{I} peu importante (Fig. 5.5). Cette relation est donnée, dans ce cas, par :

$$\mathbf{I} = H + 67,4 \quad (5.3)$$

où h_c est exprimé en $\text{W} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{K}^{-1}$ et \mathbf{I} est en minutes

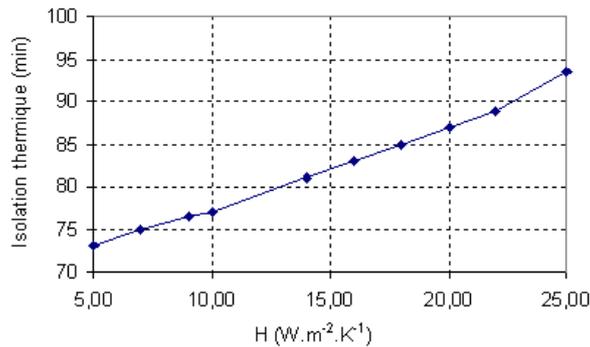


FIG. 5.5 – Relation entre **I** et **H**.

5.2.3.4 Influence de la géométrie

Dans cette partie, les distances entre les parois verticales sont étudiées pour voir si elles influencent sur la propriété d'isolation de la brique. Nous illustrons par deux cas de modification : parois excentrées et parois concentrées. La même épaisseur globale de la brique est conservée. Les résultats de calculs sont présentés sur les Figs. 5.6 et 5.7.

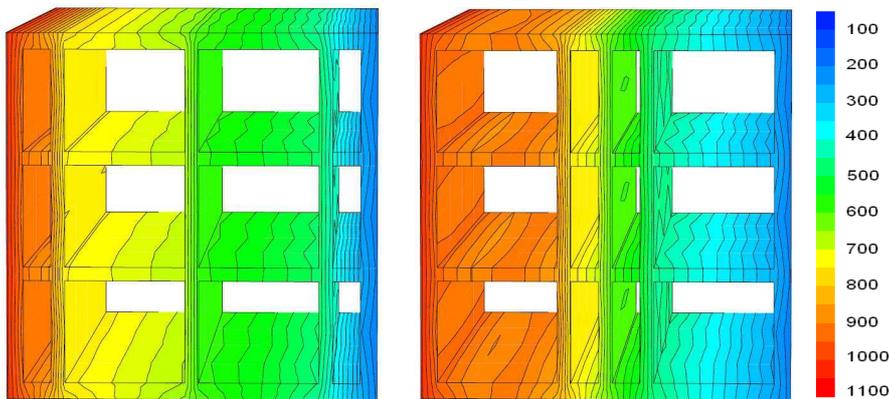


FIG. 5.6 – Distribution de la température dans les deux cas considérés.

La figure 5.6 montre la distribution locale de la température, à 180 min, pour les deux cas considérés. Nous observons que la position des parois redistribue la chaleur dans la brique. Les températures dans les cavités sont de même ordre de grandeur, même leurs dimensions différentes. Cette similitude est interprétée par l'effet de rayonnement dans les cavités.

Cependant, la figure 5.7 montre que, globalement l'isolation thermique varie peu (à peine 10%) entre les deux cas. L'influence de la géométrie est donc sans importance pour la propriété d'isolation thermique. Cependant, elle peut avoir un rôle important sur le comportement mécanique, à cause de la différente distribution de température, et doit donc être analysée dans ce cas également.

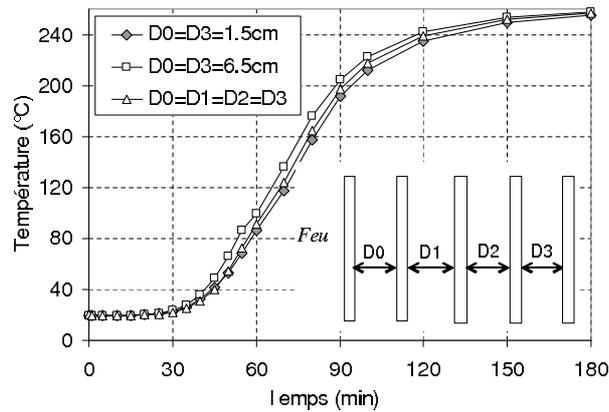


FIG. 5.7 – Évolution de la température sur la face non exposée.

5.2.3.5 Influence du mortier traditionnel

L'analyse de l'effet du mortier traditionnel sur l'isolation thermique est considéré à travers l'étude d'un assemblage de deux briques reliées par une couche de mortier. Deux épaisseurs de mortier sont considérées $e_m = 2\text{ mm}$ et $e_m = 10\text{ mm}$.

Les propriétés thermiques du mortier sont identifiées telles que précisé dans la section (2.3.1). Il s'agit notamment de prendre en compte l'effet de la présence d'eau dans le matériau.

Les résultats obtenus sont présentés dans les Figs. 5.8 et 5.9. La présence de mortier diminue la température à la face non exposée et augmente l'isolation thermique I . Dans ce cas, on obtient :

- $I = 98\text{ min}$ pour $e_m = 2\text{ mm}$, une augmentation de 12% par rapport à la brique seule,
- $I = 116\text{ min}$ pour $e_m = 10\text{ mm}$: une augmentation de près de 30%.

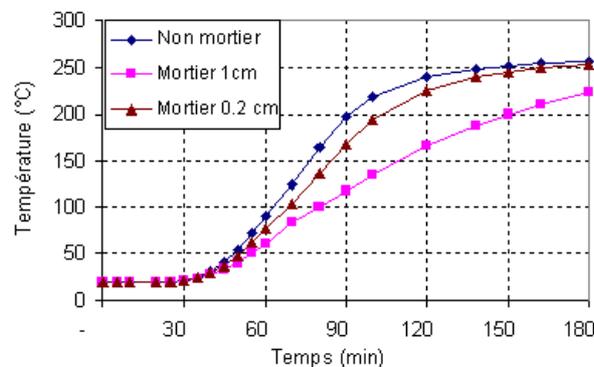


FIG. 5.8 – Evolution de la température à la face non exposée.

On observe sur la figure 5.9 qu'au milieu du mortier, il est moins chaud qu'au milieu de la brique, bien que la conductivité du mortier soit plus grande que celle de la terre cuite. En fait, la capacité thermique du mortier est plus grande du fait de la présence d'eau. De plus, le transfert thermique dans le mortier se produit par la seule conduction alors que le transfert dans la brique se fait essentiellement par rayonnement dans les cavités, ce qui permet au front de chaleur de se propager plus vite.

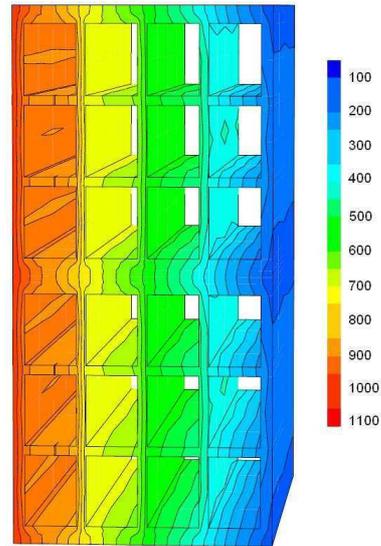


FIG. 5.9 – *Distribution de température à 180 min, $e_m = 10\text{ mm}$.*

5.3 Mur non porteur mince

Dans la section précédente, nous avons analysé les capacités du modèle proposé à prédire le transfert thermique dans une brique. La modélisation utilisée requiert essentiellement que la capacité thermique C_p et la conductivité thermique λ du matériau soient déterminées. Nous avons obtenu des résultats montrant une concordance satisfaisante entre les résultats expérimentaux et la modélisation. Nous pouvons donc considérer que le modèle thermique adopté pour la brique et pour le mortier est validé. Il s'agit alors de le coupler, dans ce qui suit, au comportement mécanique de la maçonnerie.

Dans cette section, nous étudions les murs non porteurs minces. Ce type de mur ne connaît pas la rupture pendant l'essai feu. L'expérience correspondante est le test No.1, dans le chapitre 3, la section 3.2.1.

5.3.1 Configuration

Nous reprenons dans cette modélisation la configuration réelle décrite dans la partie expérimentale (Sect. 3.2.1). Le mur est donc modélisé en 3D. Nous appelons respectivement les directions x , y et z , direction horizontale dans le plan du mur, direction horizontale perpendiculaire au plan du mur et direction verticale du mur.

Pour impliquer des conditions aux limites (mécanique), nous nous basons sur les

observations expérimentales. Nous trouvons que la surface de contact entre le mur et le cadre en béton est faible (égale à l'épaisseur de la brique). L'état de surface des briques et du cadre en béton est bon. Les joints de mortier subissent un retrait important suite au départ de l'eau restante dans le mortier non préchauffé. Ces conditions permettent le déplacement du mur dans la direction Uy , perpendiculaire au plan du mur.

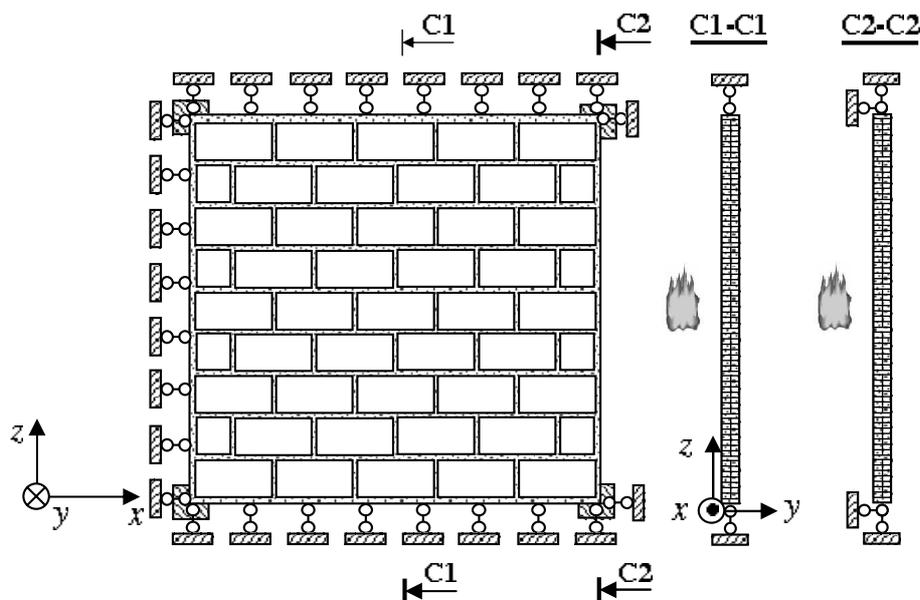


FIG. 5.10 – Modélisation de conditions aux limites d'un mur non porteur mince.

Dans le plan du mur, l'expansion du mur, à cause de la température, a tendance à pousser le cadre en béton. Les coins subissent donc des efforts dû à l'expansion dans deux directions. Ils peuvent être considérés comme fixés.

Les conditions aux limites modélisées sont présentées dans la figure 5.10.

5.3.2 Modèle mécanique

Dans un premier temps, nous allons adopter une modélisation simple du comportement mécanique comme présenté dans le chapitre 4, sans tenir compte de la rupture et analyser sa capacité de retrouver les observations expérimentales. Dans le cas contraire, une telle approche permettrait de voir quelles améliorations apporter au modèle pour arriver à l'objectif fixé.

Nous considérons ici, aussi bien pour la brique que pour le mortier, un comportement élastique avec un module de Young qui évolue avec la température. Ainsi, les phénomènes comme l'endommagement, la rupture et le comportement des interfaces ne sont pas encore traités. Les évolutions des modules élastiques en fonction de la température sont

déterminées expérimentalement tel qu'indiqué dans le chapitre 2. Les caractéristiques mécaniques des matériaux sont données dans le tableau 5.1

Notons que le coefficient de dilatation thermique est marqué par un pic à 575°C (point de quartz), de 40% supérieur à la valeur de référence (à température ambiante), suivi par une décroissance presque linéaire jusqu'à 1200°C.

TAB. 5.1 – *Caractéristiques des matériaux.*

Caractéristiques	Terre cuite	Mortier
Masse volumique ρ ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)	1836	1500
Conductivité thermique λ ($\text{W} \cdot \text{m}^{-1} \cdot \text{K}^{-1}$)	1,27	1,5
Capacité thermique C_p ($\text{J} \cdot \text{kg}^{-1} \cdot \text{K}^{-1}$)	870	1000
Module de Young E (MPa)	1220	15000
Coefficient de Poisson ν	0,22	0,25
Coefficient de dilatation thermique α_{th} ($^{\circ}\text{K}^{-1}$)	$5,25 \cdot 10^{-6}$	$10 \cdot 10^{-6}$

5.3.3 Évolution de la température

Dans la partie précédente, nous avons analysé de façon détaillée le champs de température dans une brique alvéolaire. Dans cette partie, nous n'analysons plus en détail. Seule la température à la face non exposée, qui sert à la détermination de la résistance au feu du mur selon le critère d'isolation **I**, est présentée.

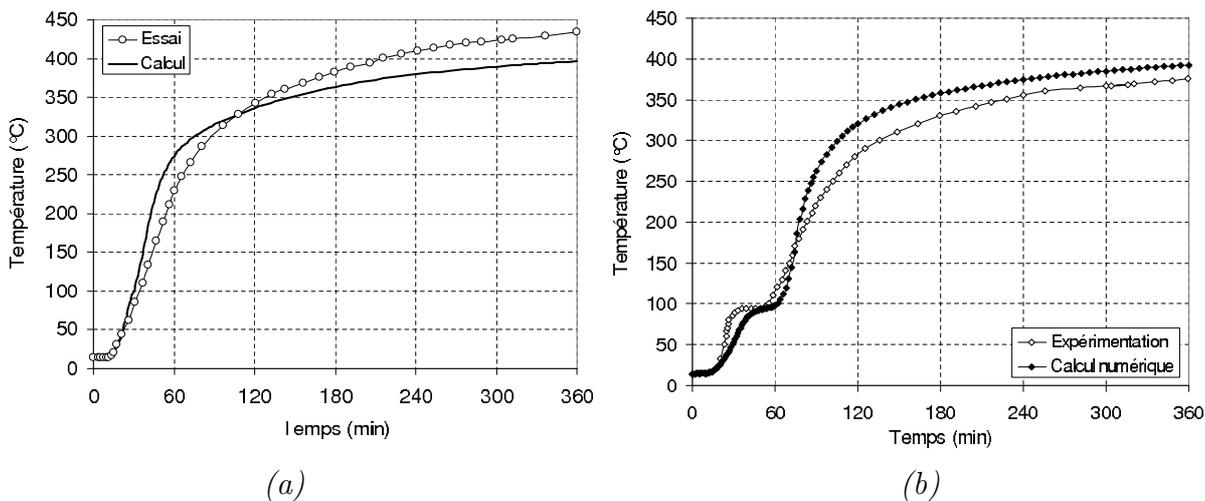


FIG. 5.11 – *Comparaison des évolutions de température en face non exposée : (a) sur la brique et (b) sur le joint mortier.*

La figure 5.11 représente la comparaison entre calcul et essai. Nous retrouvons en effet la concordance en deux courbes d'évolution de température. Un plateau d'évaporation est aussi retrouvé. La durée d'isolation obtenue par essai et par calcul, i.e, le moment où la température est supérieure 140°C par rapport à celle initiale, est la même de 72 min. Nous reconfirmons encore une fois la validité du modèle de transfert thermique.

5.3.4 Analyses de la déformée et du déplacement

La déformation du mur dans cette configuration est en élongation du côté feu. Cette tendance s'explique par le fait qu'à la face chaude, la température est plus élevée, entraînant une grande déformation thermique. A la face non exposée, la déformation thermique est plus faible. Dans ce cas, la déformée du mur peut ainsi être assimilée à celle d'une plaque (Fig. 5.12).

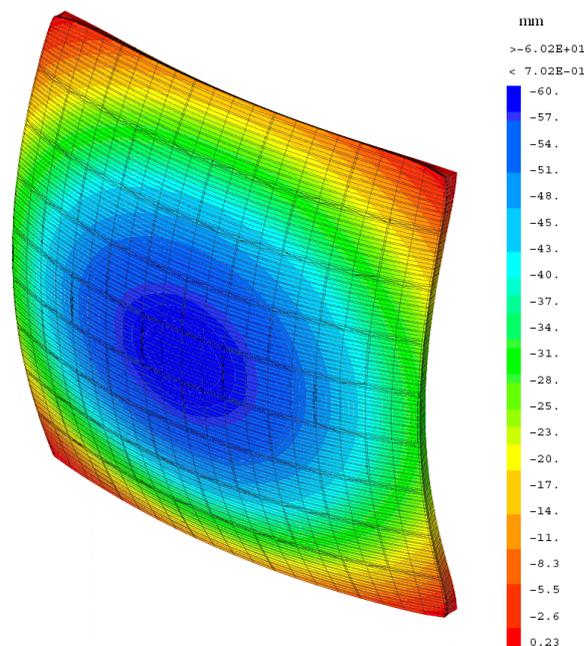


FIG. 5.12 – Iso-déformée horizontale du mur à 42min (U_y). Le mur s'incurve vers le feu.

En vue de comparaison avec l'essai, trois points dans le plan symétrique vertical du mur sont considérés :

- Point T : se trouve à mi-hauteur du dernier rang de brique en haut,
- Point C : se trouve au milieu de la brique au centre du mur,
- Point B : se trouve à mi-hauteur du premier rang de la brique en bas.

Au début de l'incendie, la déformation du mur est très rapide (Fig. 5.13). En effet, dans un premier temps, le gradient horizontal de température est très grand, générant le grand

gradient de déformation thermique : à la face froide, la déformation thermique est quasi nulle.

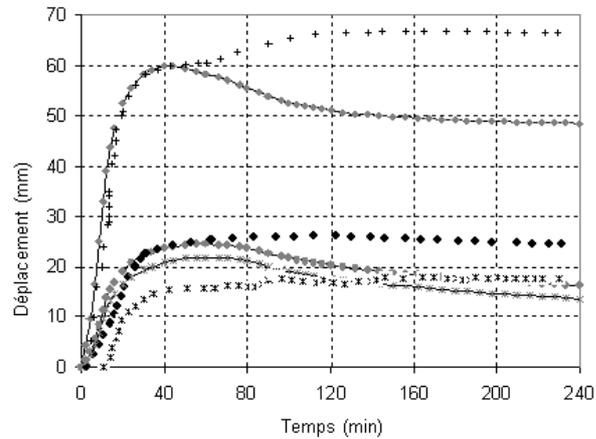


FIG. 5.13 – Comparaison des évolutions des déplacements entre calcul et expérience (valeur absolue).

— Point T - Calcul ◆ Point T - Essai — Point C - Calc.
 + Point C - Essai — Point B - Calcul * Point B - Essai

Par ailleurs, une fois la température à la face chaude élevée, le module de Young devient très faible (Fig. 2.15), permettant ainsi une grande déformation. La déformation tend à diminuer après avoir atteint un pic, à cause de la redistribution de température dans la structure ; le gradient de température diminue (Fig. 5.14).

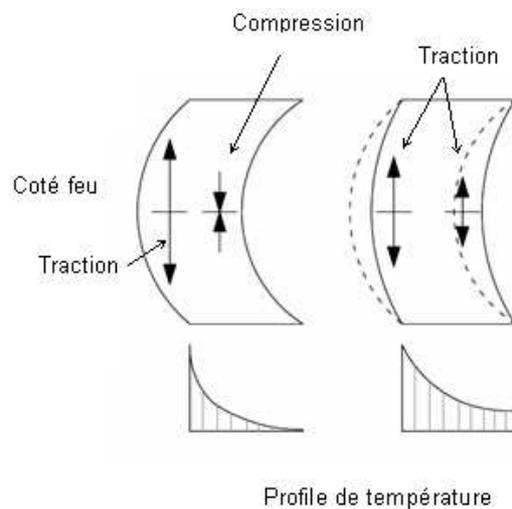


FIG. 5.14 – Schéma d'auto-équilibre de déformation : la structure tend à revenir à la position initiale à cause de la diminution du gradient de température.

Etant donné la symétrie de la géométrie, de la charge et des conditions aux limites, le déplacement maximal s'observe au centre du mur. Les évolutions des déplacements horizontaux sont exploitées et comparées aux résultats mesurés. En général, les évolutions des déplacements horizontaux, entre essai et simulation numérique, sont en bonne concordance (Fig. 5.13). Les différences s'observent à partir de 60 min : durant l'essai, les déplacements ont tendance à augmenter, au contraire de ceux calculés, qui diminuent.

Ces différences sont peut-être engendrées par l'endommagement local du matériau (briques et mortier), qui n'est pas pris en compte dans le calcul, par le fluage thermique ainsi que par l'effet secondaire de flexion engendré par les réactions d'appuis (Fig. 5.15).

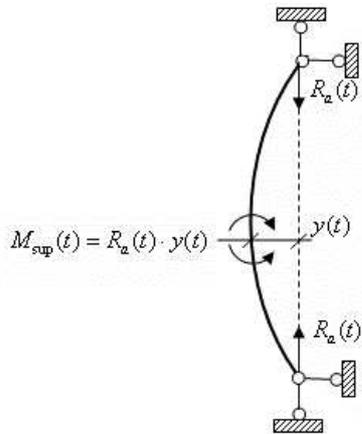


FIG. 5.15 – *Moment supplémentaire engendré par les réactions d'appuis peut augmenter des déplacements du mur.*

5.3.5 Analyse de la contrainte

Dans le cas d'un mur non porteur, les conditions aux bords génèrent des contraintes dues aux dilatations. De plus, l'hétérogénéité des températures dans la structure entraîne l'hétérogénéité des déformations. Cette dernière induit les contraintes internes (auto-contraintes) dans la structure.

La variation des contraintes est la combinaison de plusieurs paramètres tels que : la géométrie, la conductivité thermique, la capacité thermique, variations du module de Young, du coefficient de dilatation thermique, etc. Ces paramètres varient en fonction de la position du point considéré dans la structure.

Considérons la brique la plus déformée, au centre du mur. Les contraintes sont analysées dans les parois verticales et horizontales. En général, l'analyse montre que les directions x , y , z sont aussi les directions des contraintes principales dans les briques. L'état de contrainte dans les briques et dans le mortier est complexe (tridimensionnel).

Les parois à la face exposée subissent la compression dans trois directions (x , y , z) bien qu'elles se trouvent dans la "zone convexe d'une plaque en flexion". Ce phénomène est causé par l'auto-équilibre de contraintes dans la structure, quand la face chaude est très dilatée. C'est-à-dire que la dilatation thermique à la face chaude n'est pas libre, mais contrariée par les parties froides, qui ne sont pas encore ou sont moins dilatées.

A la face chaude, au début d'incendie, les températures augmentent rapidement, selon l'augmentation de la température normative (Fig. 1.4). Cette forte croissance entraîne l'augmentation rapide des dilatations d'une part. D'autre part, dans l'intervalle de 20°C à

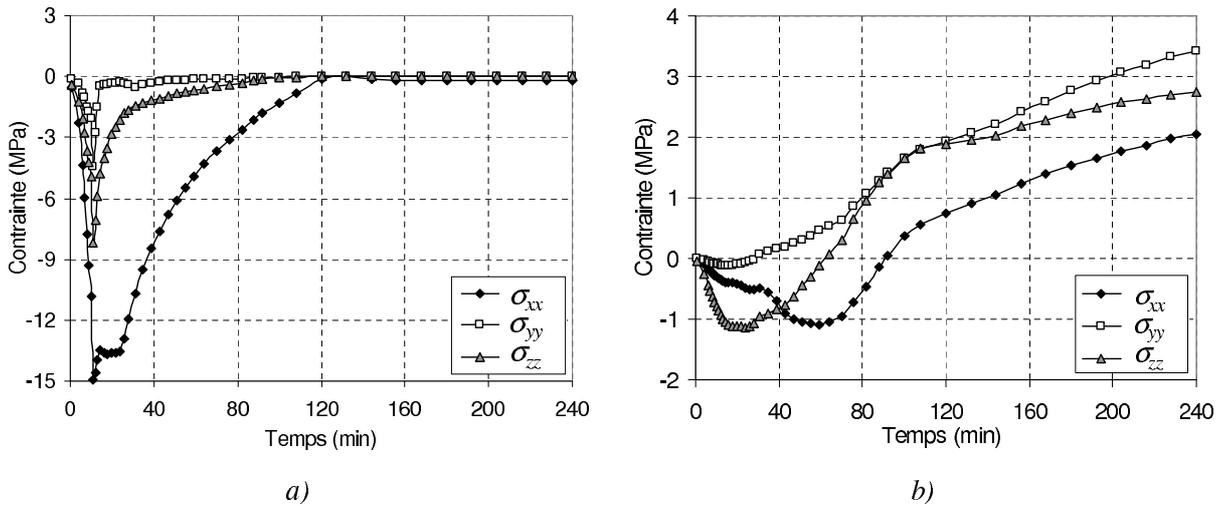


FIG. 5.16 – Évolutions des composantes de contraintes du point milieu du mur : (a) sur la face exposée, (b) sur la face non exposée. σ_{xx} , σ_{yy} , σ_{zz} sont respectivement les contraintes dans les directions x , y , z .

500°C, le module de Young augmente (Fig. 2.15). Les contraintes côté chaud croissent donc rapidement (Fig. 5.16a). Si le module de Young était constant, les contraintes varieraient proportionnellement aux températures. Cependant, la chute du module de Young à haute température (Fig. 2.15) entraîne la diminution rapide des contraintes quand la température à la face chaude est élevée (Fig. 5.16a).

A la face froide, une interprétation rapide de la déformée du mur, pourrait faire croire que les parois sont en compression. En effet, la partie froide se trouve dans la zone concave d'une plaque en flexion. Cependant, à cause de la grande dilatation côté chaud, du fait de la dilatation côté froid engendrée par la croissance de température, les membranes côté froid se trouvent en traction (Fig. 5.16b). Les contraintes tri-tractions à la face non-exposée sont très dangereuses et peuvent provoquer des endommagements locaux ainsi que des fissures.

Ces interprétations sont illustrées par les extraits des profils de températures, contraintes et déformations représentés sur la figure 5.17. Au début (voir Fig. 5.17, à 5 min), l'écart de température est faible; les températures sont aussi encore faibles. Les déformations sont petites et les contraintes restent encore petites.

Ensuite (voir Fig. 5.17, à 30 min), l'augmentation rapide de la température du four (Fig. 1.4) implique l'augmentation rapide de la température à la face chaude, plus importante que celles dans les autres parties. L'écart de température devient donc important. L'augmentation de température produit une forte dilatation et un grand écart de dilatation. En conséquence, déplacement (Fig. 5.13) et contrainte (Fig. 5.16a) augmentent rapidement.

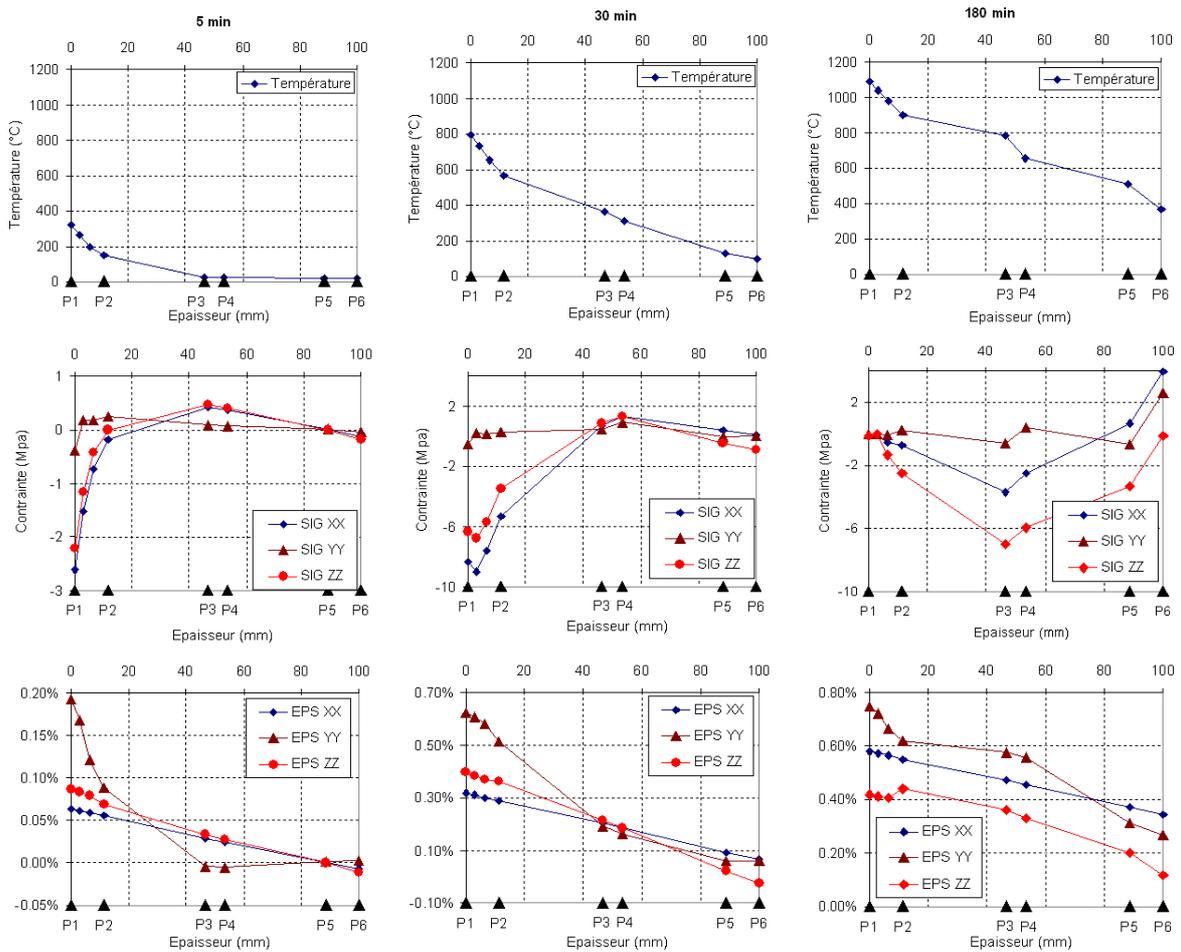


FIG. 5.17 – Profil dans la direction horizontale, de haut en bas : température, composantes de contrainte, composantes de déformation : les points P1, P2 sont sur la paroi exposée ; P3, P4 sur la paroi centrale ; P5, P6 sur la paroi non exposée.

Ensuite (voir Fig. 5.17, à 180 min), quand le profil de température se stabilise, les déformations sont stables. Cependant, la température élevée ($>1000^{\circ}\text{C}$) provoque la forte baisse du module de Young. Cette dernière fait diminuer les contraintes dans les parties chaudes, comme expliqué précédemment.

En général, les contraintes dans le mur ne dépassent pas la contrainte de rupture en compression. Les contraintes en traction, par contre, sont considérables côté froid, provoquant des fissures locales. Cette analyse prouve en effet la bonne stabilité du mur non porteur pendant l'incendie malgré des fissures locales qui peuvent apparaître. Les analyses montrent aussi que les contraintes maximales en compression sont à la face exposée, en traction à la face non exposée, excepté les coins où il n'y a pas de déplacement.

5.3.6 Étude paramétrique

Les propriétés thermiques et mécaniques de la terre cuite dépendent de plusieurs paramètres : matières premières, température de cuisson, durée de cuisson, compactage de l'argile, mise en œuvre, etc. Pour un même produit, la géométrie diffère aussi de l'un à l'autre, même légèrement.

La détermination exacte de tous les paramètres est quelques fois coûteuse et très longue. Il est nécessaire de connaître les paramètres "importants", c'est-à-dire les paramètres dominant les comportements thermiques et mécaniques du mur. La compréhension de la sensibilité du mur aux paramètres est ainsi exigée.

Dans l'étude thermique, nous avons montré que la conductivité thermique et la capacité thermique du matériau sont les deux paramètres qui influencent fortement le critère d'isolation thermique **I**. Ces paramètres sont aussi analysés dans le cas du couplage avec le problème mécanique. Le module de Young, le coefficient de dilatation thermique sont aussi étudiés. Dans cette étude, le déplacement horizontal maximal et les contraintes majeures sont considérés. Pour ces dernières, comme montré précédemment, seules les contraintes en face chaude (la plus grande en compression) et en face froide (la plus grande en traction) et au centre du mur sont traitées. En face chaude, la troisième contrainte principale (σ_{33}) et en face froide, la première contrainte principale (σ_{11}) sont analysées.

5.3.6.1 Étude de la conductivité thermique

La conductivité thermique de la terre cuite varie en fonction de plusieurs paramètres. Les règlements thermiques donnent souvent les valeurs en fonction de la masse volumique du matériau [22, 44, 65]. Comme la masse volumique de terre cuite varie entre 1400 et 2300 kg · m⁻³, la conductivité thermique λ varie entre 0,35 et 1,5 W · m⁻¹ · K⁻¹.

Comme discuté précédemment (Sect. 5.2.3.1), la conductivité thermique joue un rôle important dans le transfert thermique, la variation de λ influence directement la distribution ainsi que l'évolution de température dans la structure. C'est évident que plus la conductivité thermique λ est grande, plus le transfert est rapide. Les différences de températures dans la structure entraînent différentes distribution de dilatation et de module de Young. En conséquence, les contraintes dans la structure sont aussi différentes.

Il est montré que, plus la conductivité thermique est grande, moins le mur est déformé et plus les contraintes sont petites. En effet, la petite conductivité thermique induit le fort gradient de température. Ce dernier entraîne le fort gradient de déformation et fait augmenter la déformée. Le fort gradient de déformation signifie aussi que les parties internes de la brique sont davantage contraintes, c'est-à-dire que les contraintes sont plus élevées que dans le cas de grande conductivité.

Les résultats de calculs montrent que l'augmentation de 500% de λ fait diminuer de

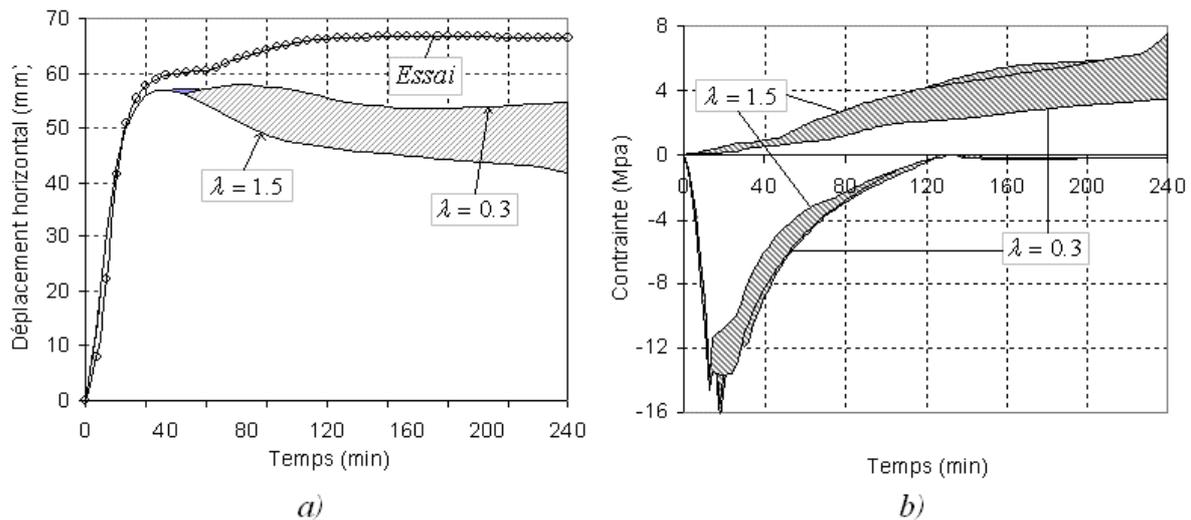


FIG. 5.18 – Études de la conductivité thermique : (a) bande de déplacement horizontal au centre du mur ; (b) bande de contrainte, en haut : contraintes maximales en traction à la face non-exposée σ_I , en bas : contraintes maximales en compression à la face exposée σ_{III} .

20% le déplacement maximal à 240 min. Cette observation permet de conclure que la conductivité thermique n'est pas un paramètre influent sur le comportement mécanique global du mur. Ces analyses sont illustrées sur la figure 5.18

5.3.6.2 Étude du module de Young

Restons toujours dans l'hypothèse de non rupture et de non endommagement. En théorie, si le matériau est homogène et élastique, le changement du module de Young influencera fortement les contraintes. Cependant, les déformations sont toujours identiques. La présence des joints de mortier, même si le taux de surface n'est pas considérable, rend hétérogène la structure. La déformation du mur est plus ou moins touchée. L'analyse sur les résultats montre que la déformée du mur est légèrement influencée par la valeur du module de Young tandis que les contraintes varient proportionnellement. Cette variation se produit en même temps en zone compressive et en zone de traction. En zone compressive, les contraintes observées sont toujours en dessous de la limite de rupture. Par contre, les contraintes en zone de traction (côté froid) dépassent énormément la limite de rupture. Ces remarques suggèrent que, les matériaux rigides peuvent ne pas donner une bonne tenue au feu du mur (Fig. 5.19).

Les résultats présentés dans la figure 5.19 montrent que le comportement local (contrainte) est très sensible aux variations du module de Young. Les grandes valeurs de contraintes en traction empêchent le modèle non linéaire élastique sans endommagement,

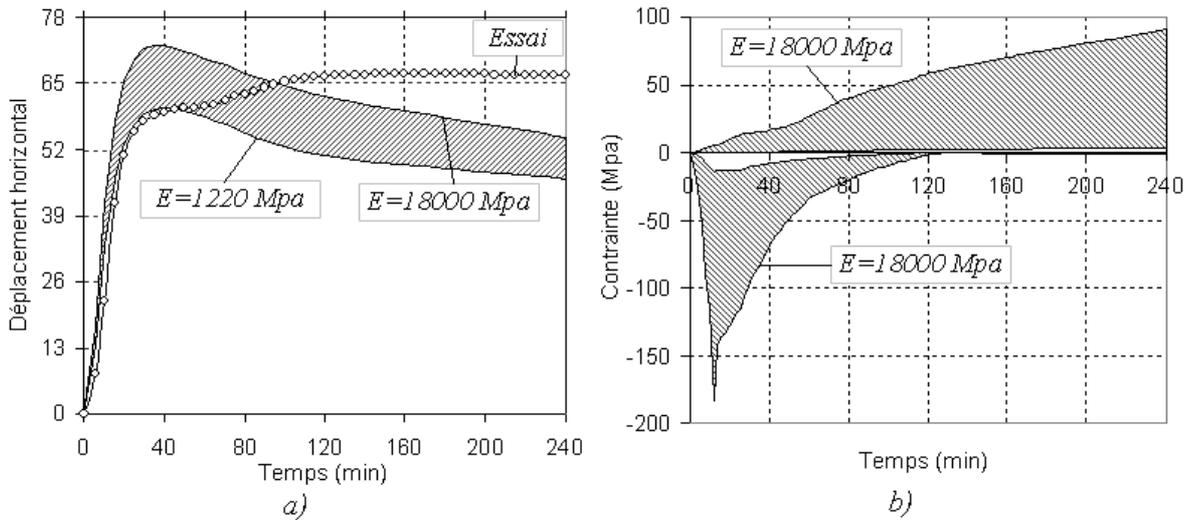


FIG. 5.19 – Études du module de Young : (a) bande de déplacement horizontal au centre du mur ; (b) bande de contrainte, en haut : contraintes maximales en traction à la face non-exposée σ_I , en bas : contraintes maximales en compression à la face exposée σ_{III} .

sans rupture, de prédire exactement les comportements globaux du mur. Il est nécessaire de considérer le cas avec présence de fissures en zone de traction.

5.3.6.3 Étude du coefficient de dilatation thermique

Le coefficient de dilatation thermique et son évolution influencent directement les résultats de déformation. Dans le problème thermo-mécanique où il n'y a pas de charge mécanique, c'est la déformation thermique qui domine le comportement global.

Plus le coefficient de dilatation thermique est grand, plus le mur se déforme sous l'action de la température. Les contraintes augmentent donc. Comme montré sur les résultats de déplacement, une variation de 175% de la valeur du coefficient de dilatation thermique entraîne une variation correspondante de 170% de la valeur maximale de déplacement horizontal (linéaire). La variation des contraintes maximales est presque dans la même proportion (Fig. 5.20).

5.3.6.4 Étude du changement d'épaisseurs des parois

Le procédé de fabrication des briques implique des variations dimensionnelles. Des "défauts" suite à par exemple, des retraits pendant le séchage, la cuisson, etc. peuvent modifier les dimensions des éléments dans les briques. Pour estimer l'influence de ces "défauts", trois profils modifiés sont proposés et testés.

Pour ces modifications géométriques, les épaisseurs des parois verticales varient de

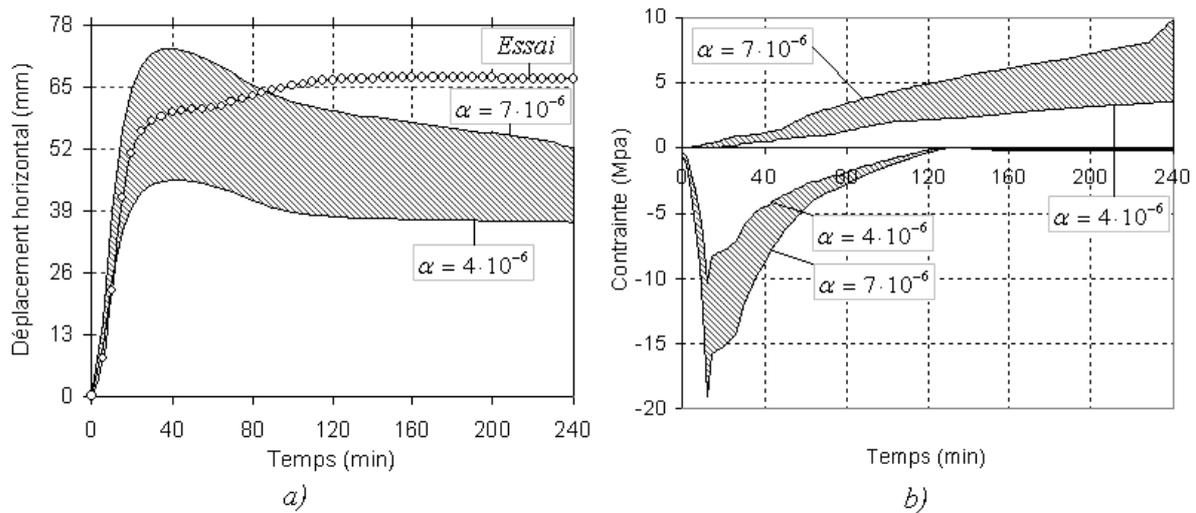


FIG. 5.20 – Études du coefficient de dilatation thermique : (a) bande de déplacement horizontal au centre du mur ; (b) bande de contrainte, en haut : contraintes maximales en traction à la face non-exposée σ_I , en bas : contraintes maximales en compression à la face exposée σ_{III} .

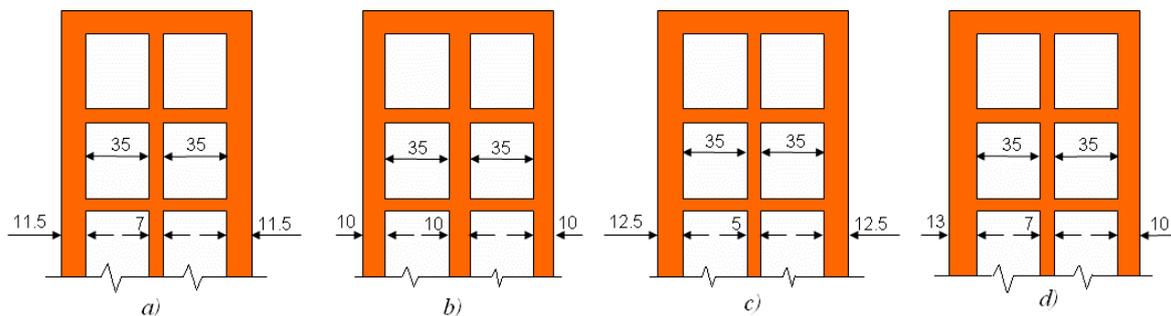


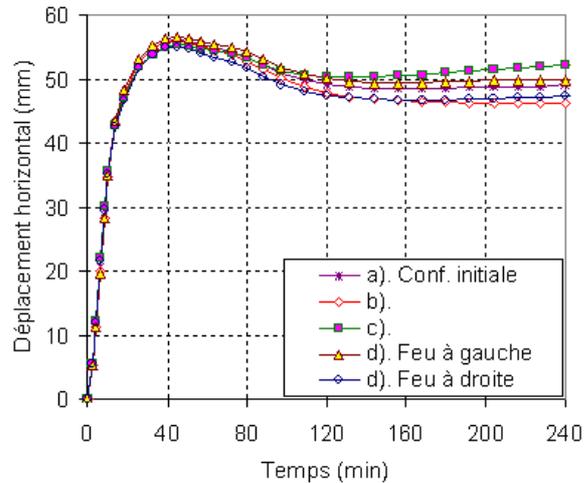
FIG. 5.21 – Différentes modifications de l'épaisseur des parois de la brique : (a) configuration initiale ; (b), (c), (d) configurations modifiées.

manière telle que, la largeur globale de la brique soit constante, les largeurs des cavités soient identiques et les surfaces réelles des briques soient constantes.

Comme discuté dans l'étude précédente sur la brique (Sect. 5.2.3.4), les évolutions de température à la face non exposée sont identiques dans tous les cas mais la distribution dans l'épaisseur de la brique est plus ou moins différente. Cette différence entraîne des changements du comportement global, représentés par le déplacement horizontal du mur. Cependant, ces changements ne sont pas considérables. Sur la figure 5.22, les courbes d'évolution coïncident bien. On trouve bien que le comportement local, représenté par les contraintes, reste aussi le même pour tous les cas.

En conclusion, la modification géométrique, dans la mesure où la surface de la brique

FIG. 5.22 – Évolutions de déplacement horizontal au centre du mur, pour différentes configurations géométriques, représentées sur la figure 5.21.



est constante, ne change pas les comportements thermo-mécaniques du mur non porteur.

5.4 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons modélisé le transfert thermique à travers une brique et le comportement thermo-mécanique d'un mur non porteur, constitué de briques à perforations horizontales, sous l'action d'un feu conventionnel. Le modèle non linéaire élastique de la terre cuite est intégré pour la simulation.

Il exige des évaluations expérimentales des 5 propriétés principales : tenue en eau, conductivité thermique, capacité thermique, évolution de module de Young et évolution du coefficient de dilatation thermique avec la température.

Pour cet aspect, l'effet de l'eau est considéré explicitement pour l'évolution de la capacité thermique des matériaux. Il permet une simplification significative à l'égard d'une analyse thermo-hydrrique. L'utilisation de la simple méthode de détermination d'évolution de la conductivité thermique en fonction de la température, comme présenté dans le chapitre 2, a montré son efficacité.

Le modèle thermique proposé dans les chapitres précédents est validé par calcul numérique par méthode des éléments finis. Ceci est montré par la comparaison entre les évolutions de températures calculées et celles mesurées. Les résultats obtenus montrent la bonne concordance entre la simulation et l'expérimentation dans le cas des briques considérées, ce qui permet une évaluation fiable de l'isolation **I** du mur.

Par la suite, une analyse thermo-mécanique est réalisée afin de prédire le comportement au feu d'un mur non porteur. Il a été montré que seule une combinaison simple thermo-élastique, avec une analyse complète en trois dimensions du modèle de transfert de chaleur, est suffisante pour retrouver le comportement global des murs non porteurs minces.

L'évolution des paramètres concernés est identifiée à partir de tests expérimentaux qui montrent une importante dispersion. Une étude paramétrique est réalisée afin d'étudier l'incidence de cette dispersion sur les résultats précédents.

Parmi les paramètres thermiques, les études paramétriques thermiques ont montré l'importance de la conductivité thermique sur le transfert thermique, surtout sur la distribution de température dans la brique ainsi que la durée d'isolation. Cependant, l'étude mécanique montre que la conductivité thermique influence peu les comportements mécaniques des murs.

Pour les paramètres mécaniques, nous avons étudié l'influence des paramètres sur le comportement global, i.e. le déplacement hors-plan de mur. Nous constatons que les paramètres, hormis le coefficient de dilatation thermique, ont peu d'influence sur le comportement global du mur. Par contre, le module de Young est très sensible aux comportements locaux, surtout au niveau de contraintes.

Le changement mineur de la géométrie, à condition que la qualité du matériau est toujours assurée, n'a pas d'influence importante sur le comportement du mur.

VALIDATION NUMÉRIQUE - MUR NON PORTEUR ÉPAIS ET MUR PORTEUR

6.1 Introduction

Dans le chapitre 5, nous avons utilisé le modèle élastique, décrit au chapitre 4, pour simuler des murs non porteurs minces. Dans ces calculs, nous n'avons pas considéré les phénomènes de rupture locale des parois des briques. Les résultats de calculs ont montré la bonne capacité du modèle en vue de la prédiction du comportement au feu de ce type de structure.

Cependant, dans le cas des murs non porteurs épais ou des murs porteurs, comme discuté au chapitre 3, section 3.5, le processus d'écaillage local a des influences importantes qui gouvernent le comportement et la résistance au feu des maçonneries. La non prise en compte de ce phénomène dans les calculs ne peut donner de résultats fiables.

Dans ce chapitre, nous allons modéliser ces murs en prenant en compte des ruptures locales. Nous utilisons toujours le modèle mécanique élastique isotrope dont le module de Young évolue en fonction de la température. Au cours des calculs, des vérifications de rupture locale selon les critères proposés en section 4.8, chapitre 4 sont effectuées afin de tester si les parois des briques sont en rupture. Des procédures de calcul sont déjà proposées à la fin du chapitre 4, en section 4.9.

Nous considérons donc dans ce chapitre trois cas concrets, étudiés expérimentalement au chapitre 3. Il s'agit du mur non porteur épais (test No.2), du mur porteur monté avec joints épais en mortier traditionnel (test No.3) et du mur porteur monté avec joints minces en mortier colle (test No.4).

Pour faciliter la compréhension, nous repérons les rangées des briques en les numérotant de 1 à n_r (nombre total des rangées). La première rangée se trouve en bas et la

dernière est en haut.

Pour une brique, nous numérotions les parois frontales de 1 à n_p (nombre total des parois). La première paroi est en contact avec le feu et la dernière se trouve à la face non exposée.

6.2 Mur non porteur épais

Dans cette section, le comportement au feu du mur décrit dans le test No.2 (voir Sect. 3.2.2) est modélisé.

6.2.1 Caractéristiques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux à température ambiante sont déterminées expérimentalement et données dans le tableau 6.1.

TAB. 6.1 – *Caractéristiques des matériaux à température ambiante du mur correspondant au test No.2.*

Caractéristiques	Terre cuite	Mortier
Masse volumique ρ ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)	1836	1500
Conductivité thermique λ ($\text{W} \cdot \text{m}^{-1} \cdot \text{K}^{-1}$)	0,7	1,5
Capacité thermique C_p ($\text{J} \cdot \text{kg}^{-1} \cdot \text{K}^{-1}$)	870	1000
Module de Young E (MPa)	11000	3000
Résistance en traction σ_{ut} (MPa)	6	N/A
Coefficient de Poisson ν	0,22	0,25
Coefficient de dilatation thermique α_{th} ($^{\circ}\text{K}^{-1}$)	$5,25 \cdot 10^{-6}$	$10 \cdot 10^{-6}$

Pour ce mur, les caractéristiques des matériaux à haute température ne sont pas déterminées expérimentalement. Elles sont collectées dans la littérature pour le cas de mortier (Sect. 2.6.1). Pour la terre cuite, les caractéristiques à haute température sont identiques à celles considérées avec celles dans le cas de mur non porteur mince. Ce choix est basé sur la similitude de forme et de la procédure de fabrication des deux produits.

6.2.2 Configuration et conditions aux limites

Dans l'essai au feu du mur non porteur, les bords en haut, en bas et un bord latéral sont reliés avec le cadre par des couches de mortier. Le reste est isolé du cadre par une couche d'isolation.

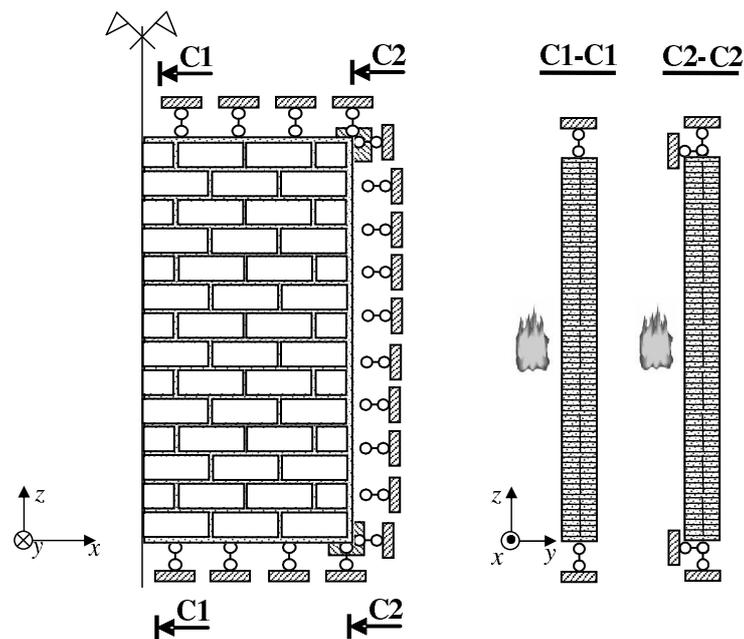


FIG. 6.1 – Configuration de modélisation du mur non porteur épais.

Comme la couche d'isolation thermique est beaucoup plus souple par rapport au mortier traditionnel en sable/ciment, les conditions mécaniques des deux bords latéraux ne sont pas totalement symétriques (Fig.1.2).

Cependant, le résultat des mesures montre que les déplacements hors-plan du mur sont presque pareils à deux côtés du plan central du mur.

Pour réduire le temps de calcul numérique, nous adoptons une configuration symétrique pour la modélisation théorique. Les conditions aux bords sont présentées sur la figure 6.1. Le plan symétrique est aussi le plan central du mur.

Il est à noter qu'au bord gauche, le mur est en contact direct avec le cadre. Il ne peut pas se déplacer dans la direction Ox . Tandis qu'à droite, le mur peut se déformer dans cette direction. Il est donc nécessaire d'ajouter des conditions supplémentaires dans la configuration symétrique pour prendre en compte cette différence. Une limitation de déplacement de 7 mm dans la direction Ox est donc adoptée (Fig. 6.1). Cette valeur est égale à la moitié du déplacement maximal (de l'ordre de 14 mm), obtenu par un pré-calcul, en cas de condition libre pour tous les deux bords latéraux, sans prise en compte de l'écaillage.

Les conditions de ruptures locales des parois sont conformes aux propositions présentées en section 4.8.

Comme les joints horizontaux et verticaux du mur sont bien remplis, des conditions aux limites de la paroi en vue du calcul de flambage local sont prises identiques à celles décrites en section 4.8.4.

6.2.3 Analyse de la déformée

Comme dans le cas du mur non porteur mince, le mur se déforme vers le feu à cause de la dilatation importante côté chaud.

Dû à la symétrie des conditions aux limites (thermiques et mécaniques), le déplacement est maximal au centre du mur.

Par le calcul, nous détectons des écaillages locaux des parois au cours du temps. La figure 6.2 présente la déformée et l'état du mur, pour quelques instants représentatifs. Le scénario d'écaillage est le suivant :

- A 28 min : le premier écaillage se produit sur la brique centrale de la dernière rangée (en haut) du mur.
- A 29 min : la première paroi de la brique centrale à la 2^{ème} rangée est écaillée.
- A 30 min : les premières parois côté feu des briques centrales sont toutes écaillées. La brique centrale en haut est écaillée à la 2^{ème} paroi.
- De 32 à 34 min : l'écaillage de la première paroi s'élargit sur toute la surface du mur.
- A 35 min : seules les briques localisées aux bords latéraux du mur restent intactes.
- A 180 min : l'écaillage de la première paroi des briques *entières* localisées aux bords latéraux du mur se produit.
- A 360 min : des briques *en moitié*¹ localisées aux bords du mur restent toujours intactes.

Le calcul montre que la cause principale de l'écaillage est le détachement des parois frontales. Ce détachement a lieu du fait de la séparation entre parois frontales et parois transversales des briques (Sect. 4.8.2).

La figure 6.3 présente l'évolution de la déflexion évaluée au point central du mur. Nous retrouvons le même ordre de grandeur et la même tendance entre les deux courbes : expérimentale et simulée.

Sur les courbes d'évolution de la déflexion, nous enregistrons des "*plages*" qui présentent des "*sauts*" de déplacement. Celles de la courbe expérimentale se situent entre 10 et 21 min puis autour de 80 min alors que pour le calcul, les sauts sont dans l'intervalle entre 28 et 35 min. Ces saut caractérisent les périodes avec une la chute massive des parois écaillées en partie exposée du mur.

Nous trouvons que les "*sauts*" sont de type "retours" : le mur a tendance à revenir partiellement à la position initiale suite à un écaillage. Après un écaillage, comme le mur est plus faible structuralement et le feu est appliqué directement sur les parois intérieures des briques, le mur se déforme plus rapidement, i.e la vitesse de déplacement est plus

¹Pour croiser les joints verticaux de l'une à l'autre rangée, des briques recoupées en moitié (appelant "briques en moitié") sont mises alternativement aux bords du mur.

rapide qu'avant l'écaillage.

Malgré la grande vitesse de déformation après la première rupture d'une paroi, si une autre rupture se produit juste après, le mur revient (partiellement) encore à sa position initiale. Une série d'écaillage sur un temps court produit donc des "plages" sur la courbe de déflexion comme indiqués ci-avant.

Le retour partiel du mur suite à un écaillage est expliqué comme suit : quand le mur est chauffé à un côté, les parois côté chaud ont tendance à "tirer" le mur vers le feu (car le matériau est dilaté), tandis que les parois côté froid résistent à cette traction, i.e, retient le mur. Si une paroi côté exposé est donc détachée, la tension disparaît. Nous appelons ce phénomène "perte de tension". Son schéma est présenté sur la figure 6.4.

6.2.4 Analyse de la contrainte

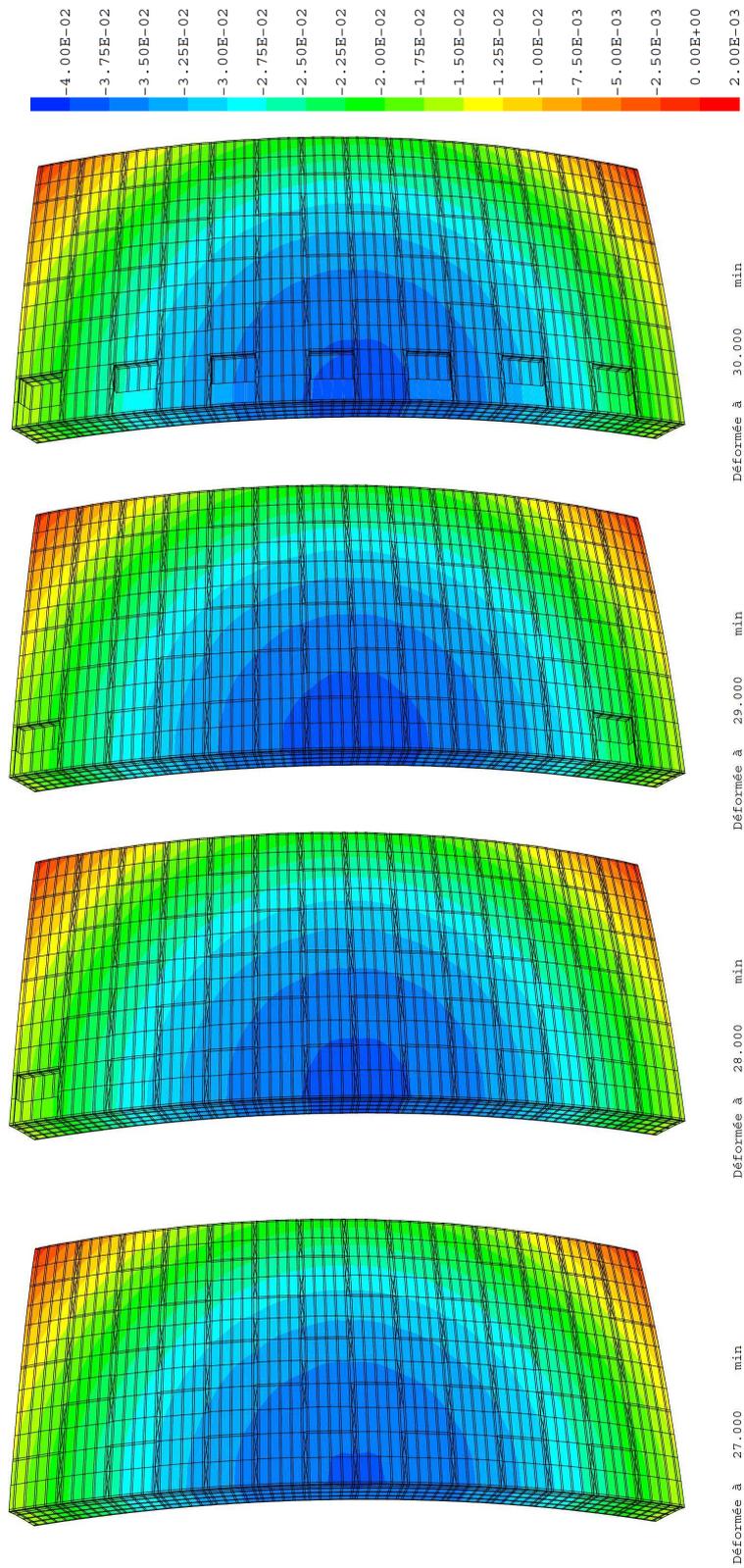
Le calcul montre que dans ce cas de mur épais non porteur, les contraintes σ_{zz} , σ_{xx} sont toujours en dessous de la limite en compression et de la limite de flambage. La cause des ruptures correspond au fait que la contrainte en traction σ_{yy} dans les parois transversales atteint la valeur limite (critère de détachement).

Sur la figure 6.5, nous présentons les évolutions de la valeur moyenne de contrainte σ_{yy} sur les parois transversales de la brique au milieu de la 6^{ème} rangée de brique et la valeur limite correspondante à la température simulée. Nous trouvons qu'à 30 min, la condition de détachement est violée sur la première paroi tandis que, pour les autres parois, la valeur moyenne de la contrainte σ_{yy} est toujours en dessous de la valeur limite. Ceci explique pourquoi seule la première paroi s'est écaillée.

A travers cette analyse, nous trouvons que le fait que la résistance en traction augmente avec l'augmentation de la température, limite le processus d'écaillage par détachement, ce qui assure la bonne tenue au feu du mur.

6.2.5 Analyse de la température

Les températures de la brique au milieu du mur sont présentées sur la figure 6.6 et sont comparées aux courbes expérimentales. La comparaison montre que la température, obtenue par calcul, approche de façon satisfaisante à celle obtenue par essai à différentes positions du mur. Une bonne concordance entre les courbes de températures à la face non exposée (TC10) permet de confirmer le scénario théorique d'écaillage. Elle permet aussi de déterminer la durée d'isolation du mur. Comme la température initiale est de 21°C, le moment où la température moyenne à la face non exposée atteint 161°C (21 + 140°C) est de 90 min. Cette valeur est aussi obtenue par l'essai, en calculant la moyenne des courbes mesurées à la face non exposée.



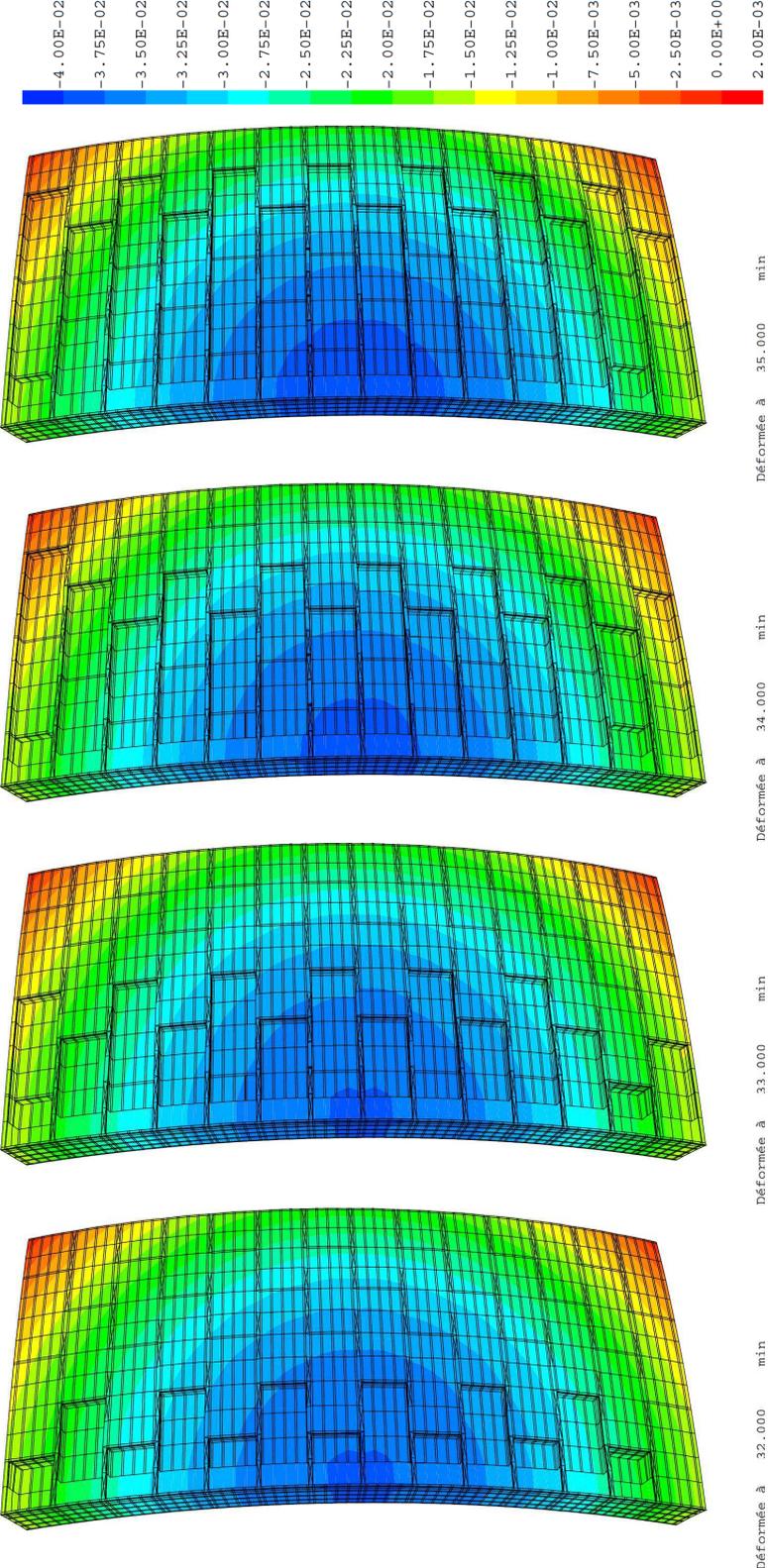


FIG. 6.2 – Formes de la déformée et iso-valeurs de déplacement U_y .

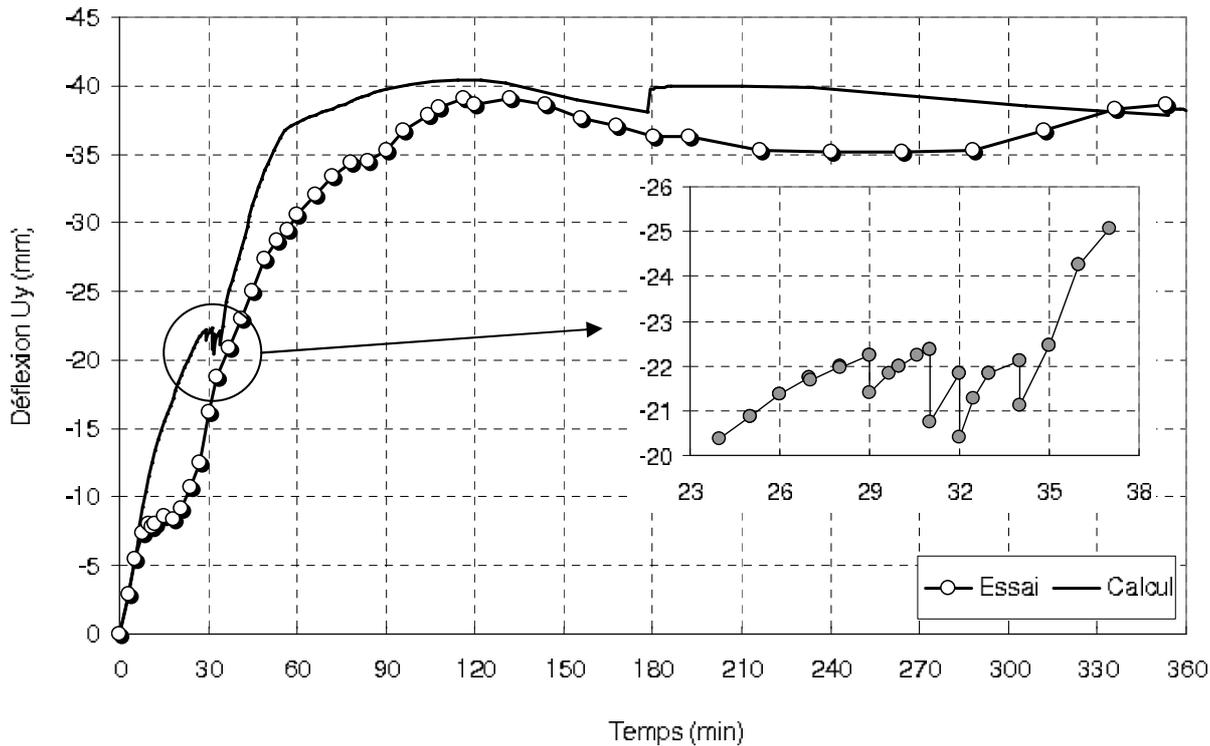


FIG. 6.3 – Évolution de la déflexion du mur obtenue par calcul et essai.

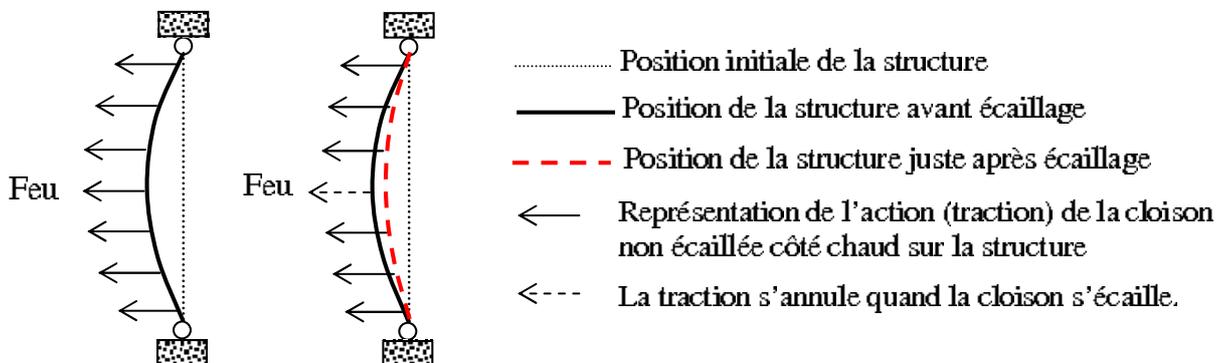


FIG. 6.4 – Schéma de l'effet de la "perte de tension" dû à l'écaillage côté chaud : retour partiel du mur vers sa position initiale après la chute d'une cloison.

Sur les courbes de températures, l'effet d'écaillage des cloisons est nettement visible par les thermocouples TC1, TC2, TC3 et TC4. Cet effet est représenté par le changement de la pente des courbes. Le TC1 est en contact avec le feu, et suit donc l'allure de la courbe normative (Eq. 1.1). Le TC2 est séparé du feu par une paroi dont la température calculée suit bien celle expérimentale jusqu'à 30 min. Ensuite, la courbe expérimentale TC2 rejoint rapidement la courbe TC1 tandis que la courbe calculée TC2 s'arrête.

La deuxième paroi près du feu devient la paroi exposée au feu après l'écaillage de la

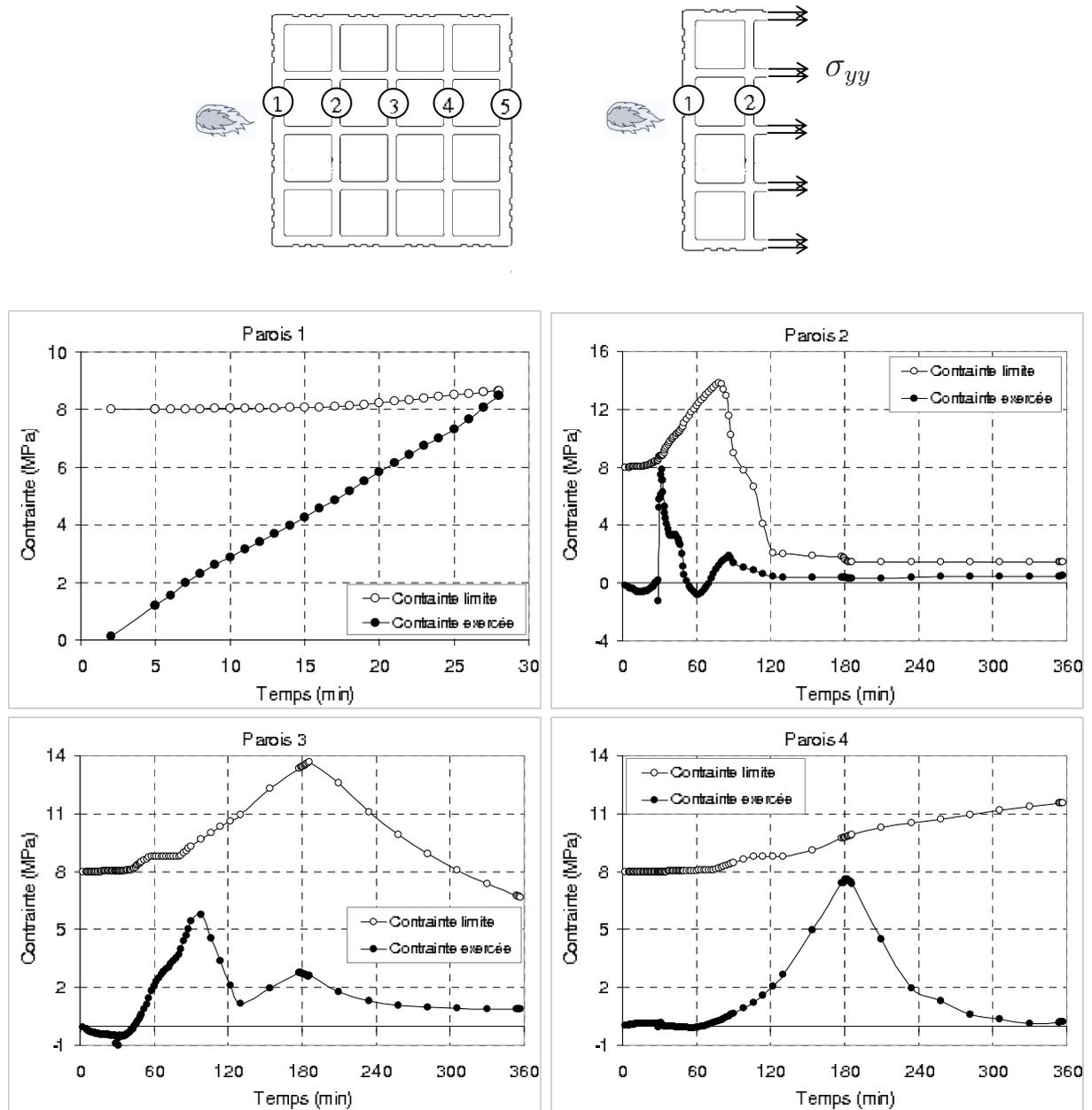


FIG. 6.5 – Évolution de la contrainte σ_{yy} dans les parois transversales de la brique au milieu de la 6^{ème} rangée de briques.

première cloison. La courbe calculée TC3 rejoint donc rapidement la courbe TC1. Par contre, pour la courbe expérimentale TC3, nous constatons qu'elle rejoint la courbe TC1 avec un retard à 150 min. En effet, dans l'essai, le thermocouple est collé sur la paroi de la brique par une colle céramique : cette colle empêche aussi le contact direct avec le feu.

A cause de l'effet d'écaillage, le champ de température en face exposée est hétérogène. Comme les briques aux bords latéraux s'écaillent plus tard que celles au centre du mur,

la zone centrale du mur est donc plus chaude, surtout au niveau des briques dont les deux premières parois sont cassées, la température y est nettement plus grande (Fig. 6.7).

Par ailleurs nous trouvons aussi que les zones aux alentours des joints en mortiers sont moins chaudes que les zones centrales de chaque brique du fait de l'effet d'eau dans le mortier et du facteur de forme dans le rayonnement. Cette observation est aussi trouvée expérimentalement (Sect. 3.4.2).

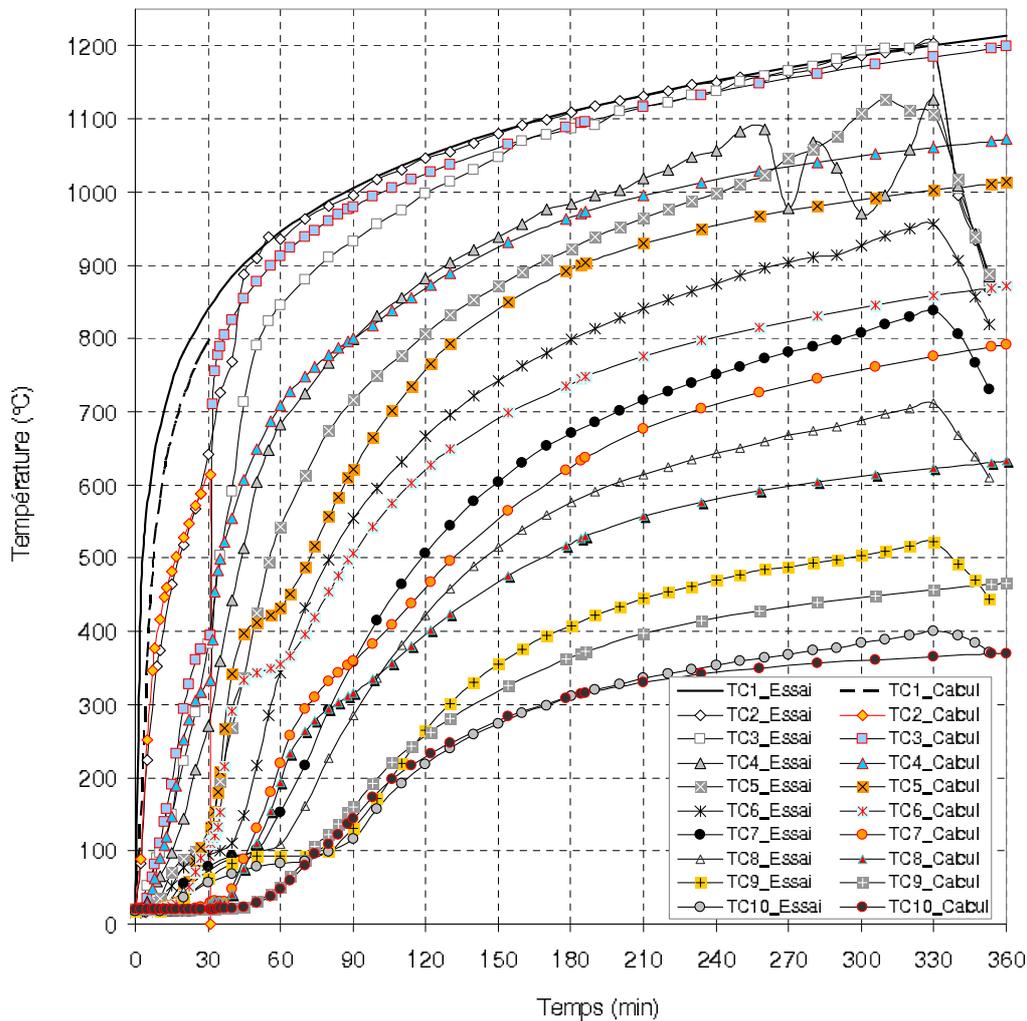


FIG. 6.6 – Comparaison des évolutions de la température, expérimentale et simulée, dans la brique du mur non porteur épais. Les noms des thermocouples sont précisés sur la figure 3.2

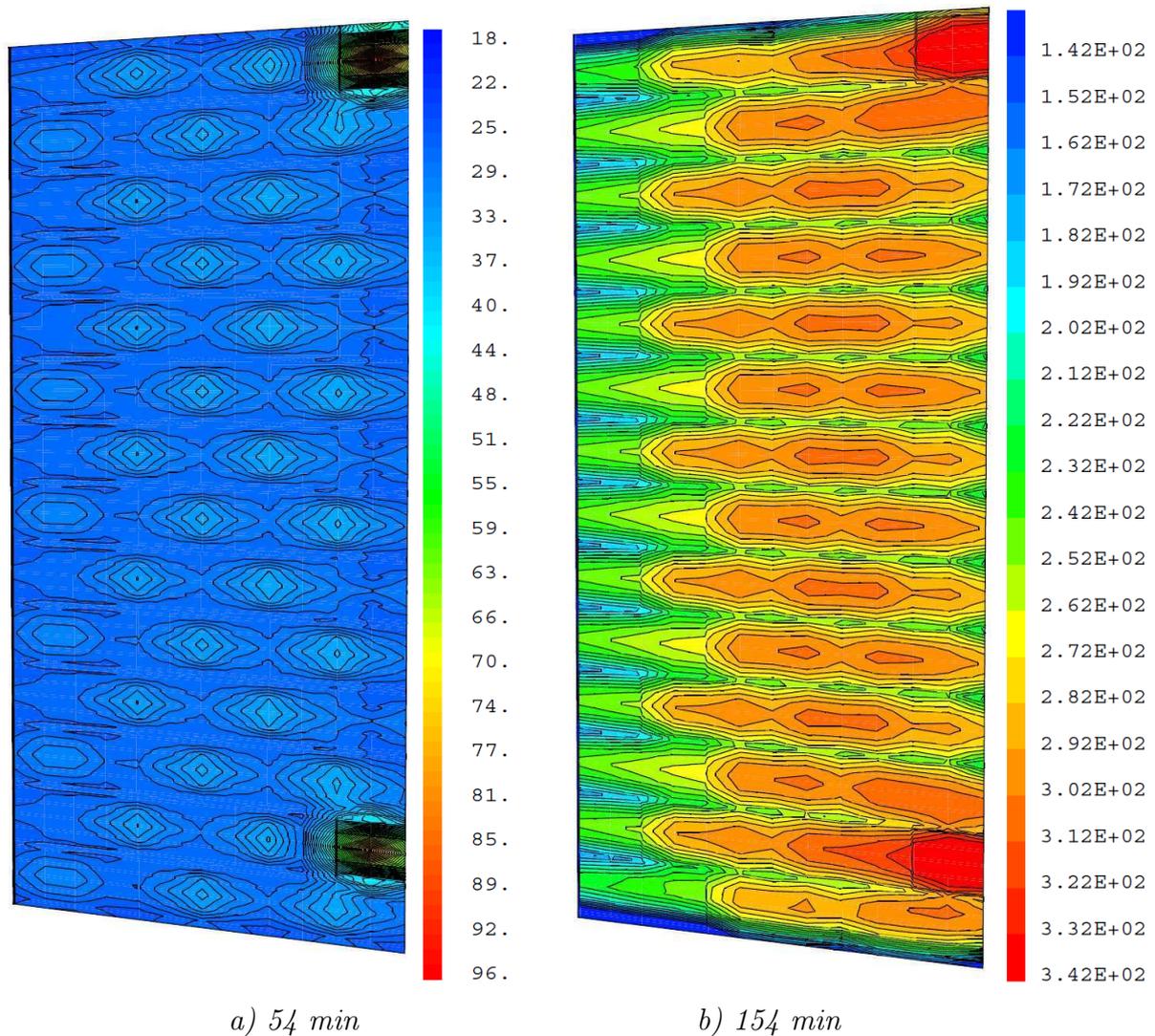


FIG. 6.7 – Hétérogénéité de la température en face non exposée obtenue par simulation (les figures présentent la moitié de la face non exposée dont le bord latéral est à gauche).

6.3 Mur porteur monté avec joints épais en mortier traditionnel

Dans cette application, nous simulons le mur utilisé dans le test No.3 (voir Sect. 3.2.3).

6.3.1 Caractéristiques des matériaux

Les caractéristiques du matériau terre cuite et du mortier à température ambiante sont déterminées expérimentalement et données dans le tableau 6.2.

TAB. 6.2 – *Caractéristiques des matériaux à température ambiante.*

Caractéristiques	Terre cuite	Mortier
Masse volumique ρ ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)	1836	1500
Conductivité thermique λ ($\text{W} \cdot \text{m}^{-1} \cdot \text{K}^{-1}$)	0,4	1,5
Capacité thermique C_p ($\text{J} \cdot \text{kg}^{-1} \cdot \text{K}^{-1}$)	870	1000
Module de Young E (MPa)	2700	3000
Résistance en traction σ_u^{tr} (MPa)	5	NA
Coefficient de Poisson ν	0,22	0,25
Coefficient de dilatation thermique α_{th} ($^{\circ}\text{K}^{-1}$)	$4,36 \cdot 10^{-6}$	$10 \cdot 10^{-6}$

Les évolutions, en fonction de la température, de la capacité thermique, de la conductivité thermique et de la dilatation thermique de terre cuite, sont prises conformément aux Figs. 2.2. 2.4 et 2.6.

Les évolutions, en fonction de température, du module de Young et de la résistance en traction du matériau à haute température sont prises conformément aux Sects 2.5.1.3 et 2.5.2.

6.3.2 Configuration et conditions aux limites

Comme les conditions aux bords sont symétriques, nous ne modélisons qu'une moitié du mur (Fig. 6.8).

Les conditions mécaniques aux bords sont modélisées comme suit :

- Le bord inférieur : comme le mur est chargé verticalement, la charge externe et le poids propre du mur renforcent l'adhérence entre le mur et le support. Le bord inférieur est considéré comme encasté.
- Les bords verticaux à gauche et à droite : ils sont libres à cause de la souplesse de la couche d'isolation thermique.
- Le bord supérieur : ce bord est en contact simple avec la poutre de distribution de charge. Dans le calcul, nous modélisons aussi la poutre de distribution de charge en acier. Le contact entre la poutre et la couche de mortier de ragréage est modélisé comme présenté sur la figure 6.8. Il s'agit d'un modèle "cut-off" : le matériau ne travaille pas en traction.
- La poutre de distribution de charge est fixée horizontalement aux points d'application de charge : deux points symétriques se trouvent à 1/4 de la longueur du mur, et à l'extrémité.

Comme présenté en section 4.8, la paroi est considérée comme écaillée quand une des

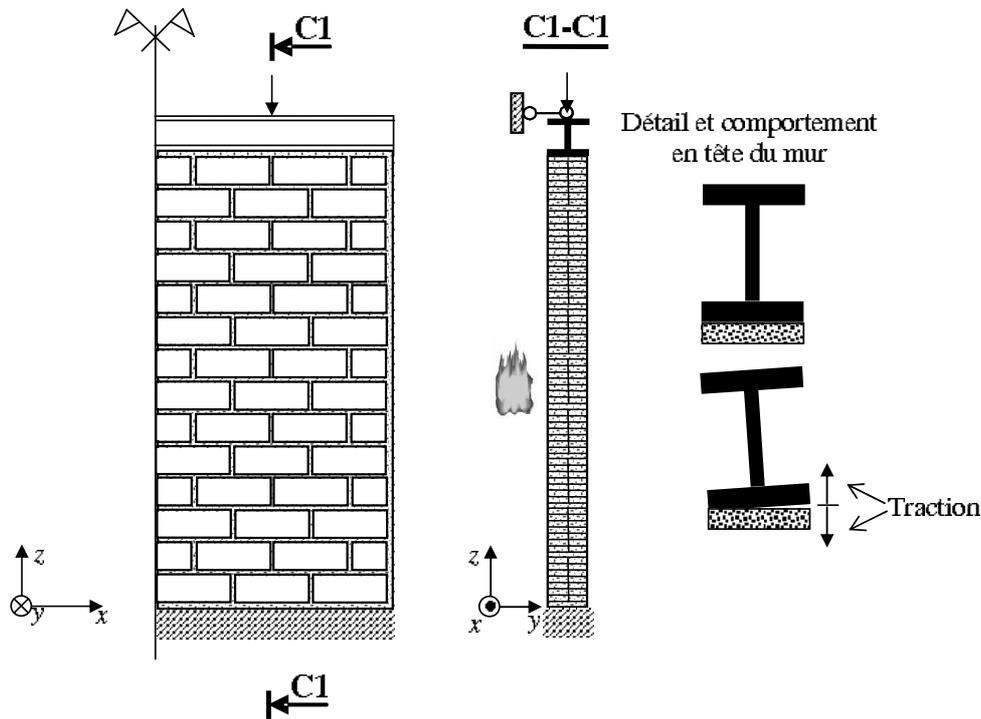


FIG. 6.8 – Configuration de calcul du mur porteur

conditions de rupture est violée. Quand l'écaillage est détecté, nous enlevons la paroi frontale correspondante ainsi que toutes les parties côté chaud de cette paroi (Fig. 6.9).

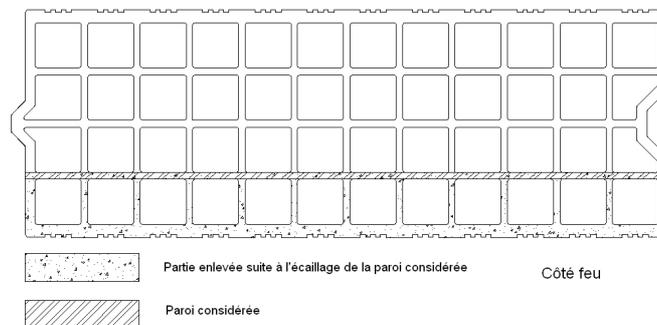


FIG. 6.9 – Schéma d'enlèvement des parois de la brique lorsque l'écaillage est détecté dans une paroi frontale.

Ce mur est monté avec du mortier traditionnel. Les joints verticaux et horizontaux sont bien remplis. Il convient de noter que nous avons appliqué des filets plastiques sur la surface de chaque rangée de brique avant la mise de mortier. Ces filets empêchent la chute du mortier frais à l'intérieur des cavités des briques. La bonne qualité du joint de mortier est bien vérifiée avant l'essai.

Les conditions aux limites pour calculer le flambage local sont prises exactement

comme décrites en section 4.8.4.

6.3.3 Analyses de la déformée et du déplacement

Le calcul montre classiquement qu'avant écaillage, le mur s'incurve vers le feu du fait de la dilatation de la partie exposée.

Comme la partie basse est encastrée et la partie haute est plus libre, la partie en bas se déforme moins que celle en haut. La déflexion maximale est enregistrée vers le 2/3 de la hauteur du mur au niveau du plan de symétrie.

La figure 6.10 présente la déformée et de l'état du mur au cours du temps ainsi que son état d'écaillage.

Les premiers écaillages sont détectés à 15 min, au niveau des briques du milieu et à la première et deuxième rangée. La rupture de ces parois est induite par le voilement.

A 21 min, la première paroi de la brique au milieu de la troisième rangée est écaillée par détachement (condition de contrainte en traction dans les parois transversales). La deuxième paroi de cette brique est ensuite écaillée à 24 min.

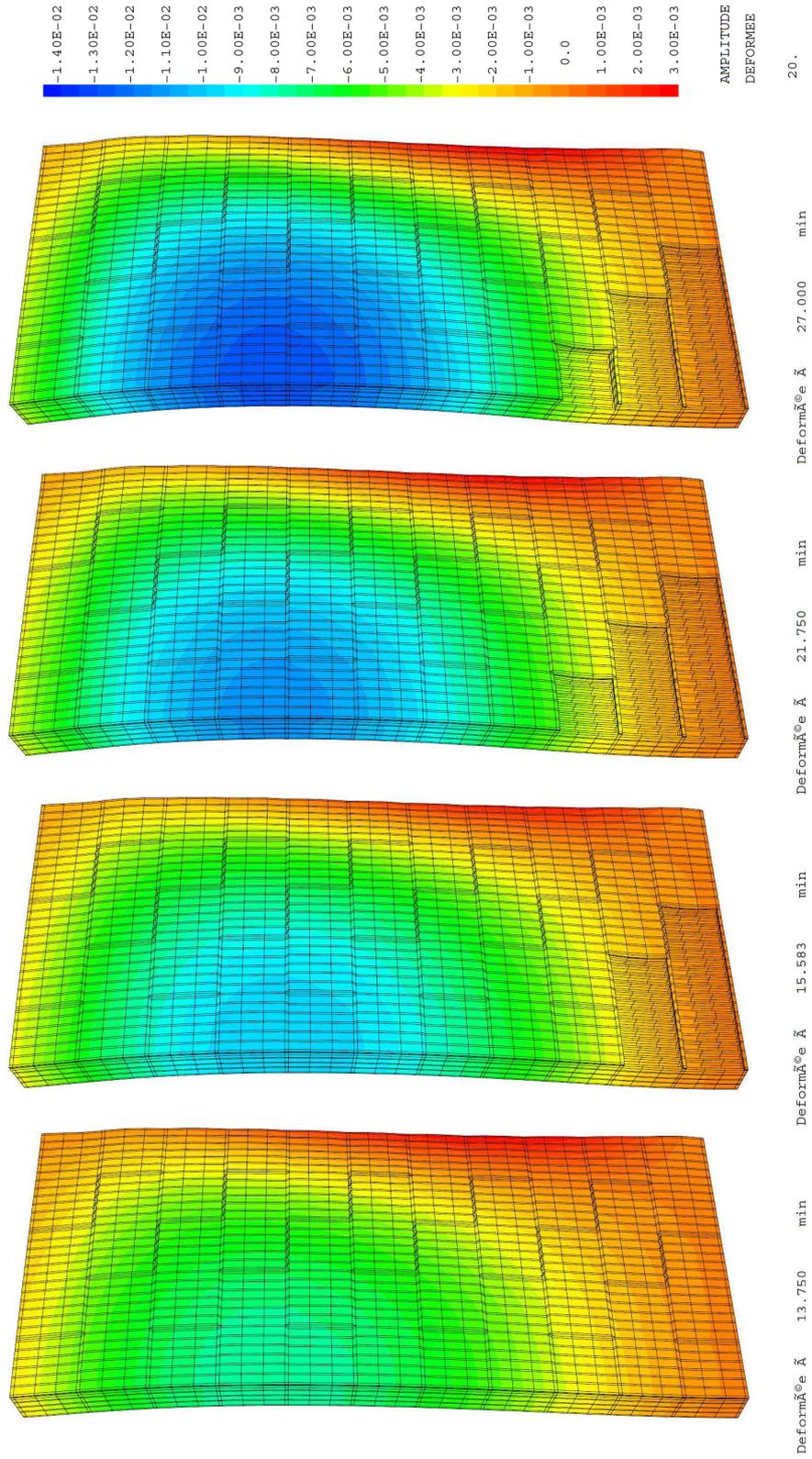
Toujours au milieu du mur, à 28 min, aux alentours du plan de symétrie, les briques de la cinquième et dixième rangées sont écaillées par voilement.

A partir de 32 min, la rupture n'est plus détectée jusqu'à 122 min. Des parois côté non exposé (cinquième paroi) des briques situées en bas du mur sont en rupture détachement dans la direction verticale Oz . Ce type de rupture s'étend ensuite aux parois intérieures (quatrième paroi) à 125 min. En réalité, suite à la chute des parois côté non exposée, le mur ne résiste plus structuralement (voir Fig. 3.14). Nous arrêtons le calcul ici en adoptant la valeur de 125 min comme la durée de résistance au feu du mur, i.e **R** 120.

A travers ce calcul, nous trouvons que le scénario d'écaillage et de rupture du mur est similaire avec l'observation expérimentale. Les écaillages se produisent de façon progressive. Ce comportement est conforme à l'hypothèse des conditions aux limites du calcul de flambage local : les encastremements ne permettent pas aux parois de chuter massivement. Ce comportement est aussi observé pendant l'essai (test No.3, Sect. 3.5).

La figure 6.11 présente l'évolution de déflexion Uy maximale du point au milieu de la septième rangée de brique. Sur cette courbe d'évolution, nous remarquons un saut à 14 min. Ce saut est de type "avant" et correspond à une déformée plus importante. A la fin, nous remarquons des sauts "avants" à cause de la rupture des parois côté non exposé. Ces sauts sont aussi observés sur la courbe expérimentale.

En effet, la chute des parois provoque toujours des effets "perte de tension" comme expliqués sur la figure 6.4. Cependant, si la paroi est en bas, comme elle est peu déformée, l'effet de l'excentricité de la charge verticale (Fig. 3.13) est plus important que la "perte de tension". Pour cette raison, le mur continue à se déplacer vers le feu. Par contre, si



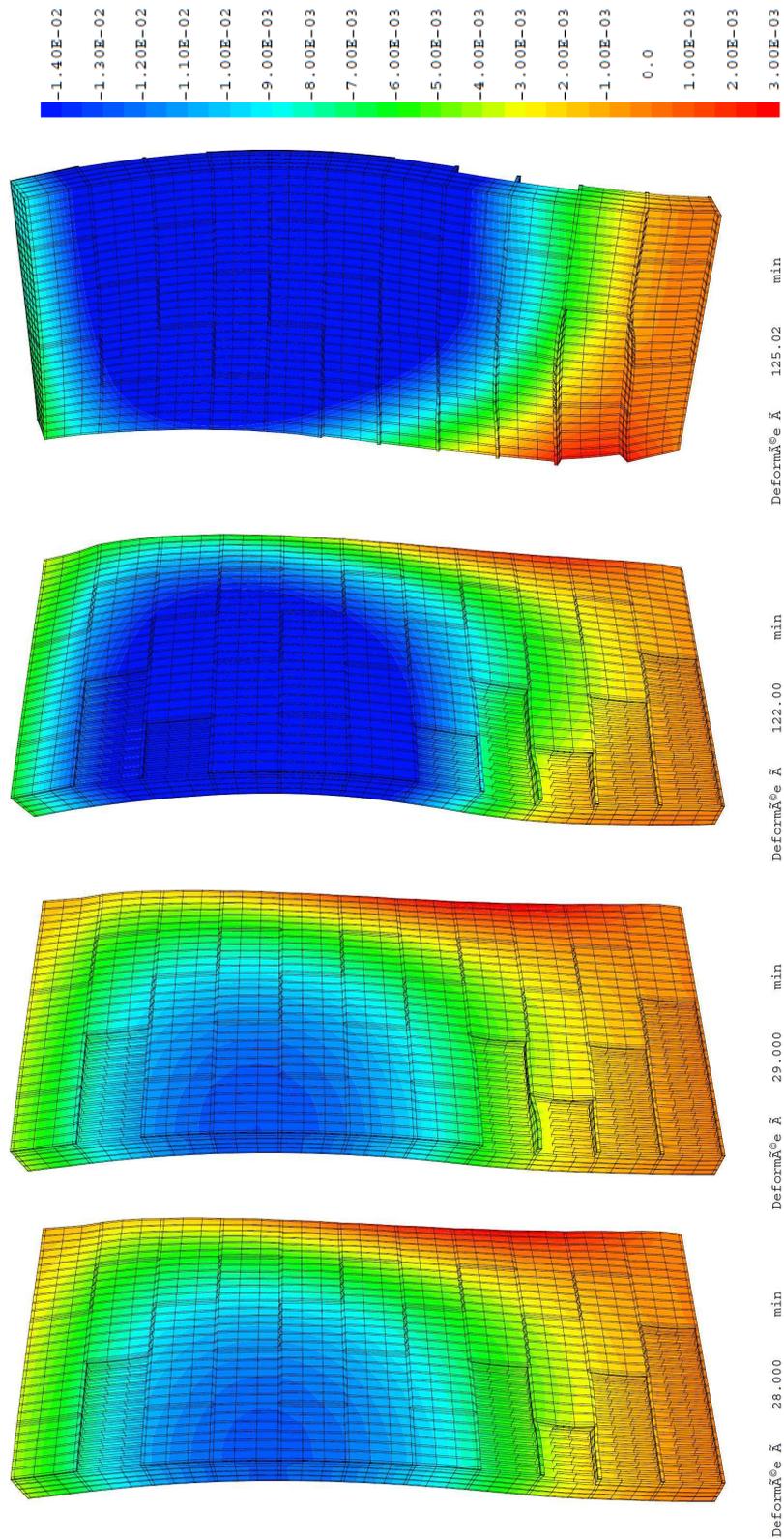


FIG. 6.10 – Formes de la déformée et iso-valeurs de déplacement U_y (à 125.02 min, le mur est vu de la face non exposée).

la chute est en haut, l'effet d'excentricité de charge est moins important pour l'ensemble du mur et peut être inférieur à l'effet de "perte de tension". Nous retrouvons les sauts de type "retour" comme pour le cas de mur épais non chargé (à 28 min).

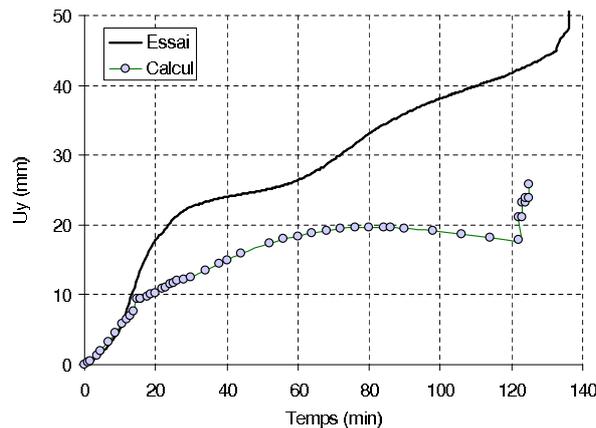


FIG. 6.11 – Évolution de déflexion du point au milieu de la 7^{ème} rangée de brique (valeur absolue).

Pendant les quinze premières minutes, i.e avant l'écaillage, les courbes d'évolutions de déflexion sont bien superposées. A partir de 15 min, la déflexion obtenue par calcul est en dessous de celle obtenue expérimentalement. Il y a peut-être des effets d'endommagement des joints, qui peuvent favoriser le déplacement des briques, ou bien, l'endommagement des joints qui n'assurent plus les conditions d'encastrement en bas du mur. En outre, les conditions aux limites expérimentales ne sont pas totalement maîtrisées du fait de l'utilisation de deux profilés métalliques pour transmettre la charge verticale appliquée au mur.

Il convient de noter que dans tous les essais que nous avons analysés, les seuils de déplacement maximal et de vitesse de déplacement obtenus par les formules réglementaires décrites en section 1.2.3.2, sont toujours supérieurs aux valeurs obtenues expérimentalement. Les valeurs de déplacement ne sont pas utilisés pour évaluer la résistance au feu. Par contre, il est important de déterminer l'instant de perte d'étanchéité ou/et de perte de la capacité portante du mur. Ces pertes sont liées directement avec le scénario d'écaillage du mur. Ainsi la modélisation proposée met en défaut aussi les critères réglementaire et produit le scénario d'écaillage qui est similaire avec l'observation expérimentale.

6.4 Mur porteur monté avec joints minces en mortier colle

6.4.1 Descriptions

Dans cette application, nous modélisons le comportement du mur utilisé dans le test No.4 (voir Sect. 3.2.4).

Il est à noter que ce mur est protégé aux deux faces par des couches d'isolation : le doublage côté exposé et enduit en plâtre côté non exposé. Ces couches retardent la propagation de la chaleur à travers le mur. Cependant, au cours du feu, le doublage est fissuré et se détache du mur de façon non homogène sur la surface exposée. Les fissures et le détachement de doublage induisent l'hétérogénéité de température dans l'ensemble du mur.

Comme le comportement, les propriétés du doublage, le comportement de l'interface doublage-mur ne sont pas maîtrisés, dans cette étude, une modélisation complète avec la prise en compte des couches d'isolation n'est pas envisagée.

Nous proposons donc de modéliser seulement le mur nu, sans isolation. Le but de cette modélisation est de vérifier la capacité prédictive du modèle proposé au chapitre 4, pour voir s'il peut reproduire les phénomènes mécaniques observés expérimentalement.

Pour cette approche, la configuration du mur est identique à celle de l'étude du mur porteur monté avec joints épais en mortier traditionnel (Sect. 6.3.2). Nous modélisons une moitié symétrique du mur.

Les briques constituant ce mur sont les mêmes produits que celles de l'étude précédente sur le mur porteur monté avec joints épais (Sect. 6.3). Les propriétés des briques sont donc prises conformément au tableau 6.2.

Quant aux caractéristiques du mortier colle, les valeurs usuelles des colles commercialisées sont collectées et présentées au tableau 6.3.

Dans cette modélisation, le comportement d'interface brique-mortier est modélisé comme décrit au chapitre 4, section 4.6.2. La déformation limite en traction du "matériau joint" est prise égale à $1 \cdot 10^{-5}$ ($\approx 0,6/7000$).

Les critères de ruptures sont identiques à ceux adoptés pour deux cas précédents : si un des critères décrits en section 4.8 est violé, la paroi est considérée comme écaillée. L'élément à enlever suite à la paroi écaillée se fait comme pour le cas précédent (Fig. 6.9).

Pour calculer le flambage local des parois, les conditions d'appui simple sont retenues pour toutes les parois. Nous pouvons appliquer directement des vérifications analytiques comme décrites par l'équation 4.32.

TAB. 6.3 – *Caractéristiques du mortier colle.*

Caractéristiques	Mortier colle
Masse volumique ρ ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)	1500
Conductivité thermique λ ($\text{W} \cdot \text{m}^{-1} \cdot \text{K}^{-1}$)	0,7
Capacité thermique C_p ($\text{J} \cdot \text{kg}^{-1} \cdot \text{K}^{-1}$)	1000
Module de Young E (MPa)	7000
Résistance en traction (par flexion) σ_u^{tr} (MPa)	6,1
Adhérence colle/brique (MPa)	0,6
Coefficient de Poisson ν	0,25
Coefficient de dilatation thermique α_{th} ($^{\circ}\text{K}^{-1}$)	$10 \cdot 10^{-6}$

6.4.2 Analyse de la déformée et du déplacement

La forme générale de la déformée de ce mur est similaire à celle du mur monté avec joints épais en mortier traditionnel. Le mur s'incurve en grande partie vers le feu. Cependant, une petite zone du côté inférieur des bords latéraux se déforme vers l'extérieur.

Sur la figure 6.12, nous présentons la déformée du mur au cours du temps ainsi que son état d'écaillage, vus en face exposée.

Les briques au milieu du mur sur la deuxième et la cinquième rangées sont touchées par l'écaillage à partir de 7 min. Il s'agit de la première paroi frontale, côté exposé du feu. La rupture a lieu par voilement.

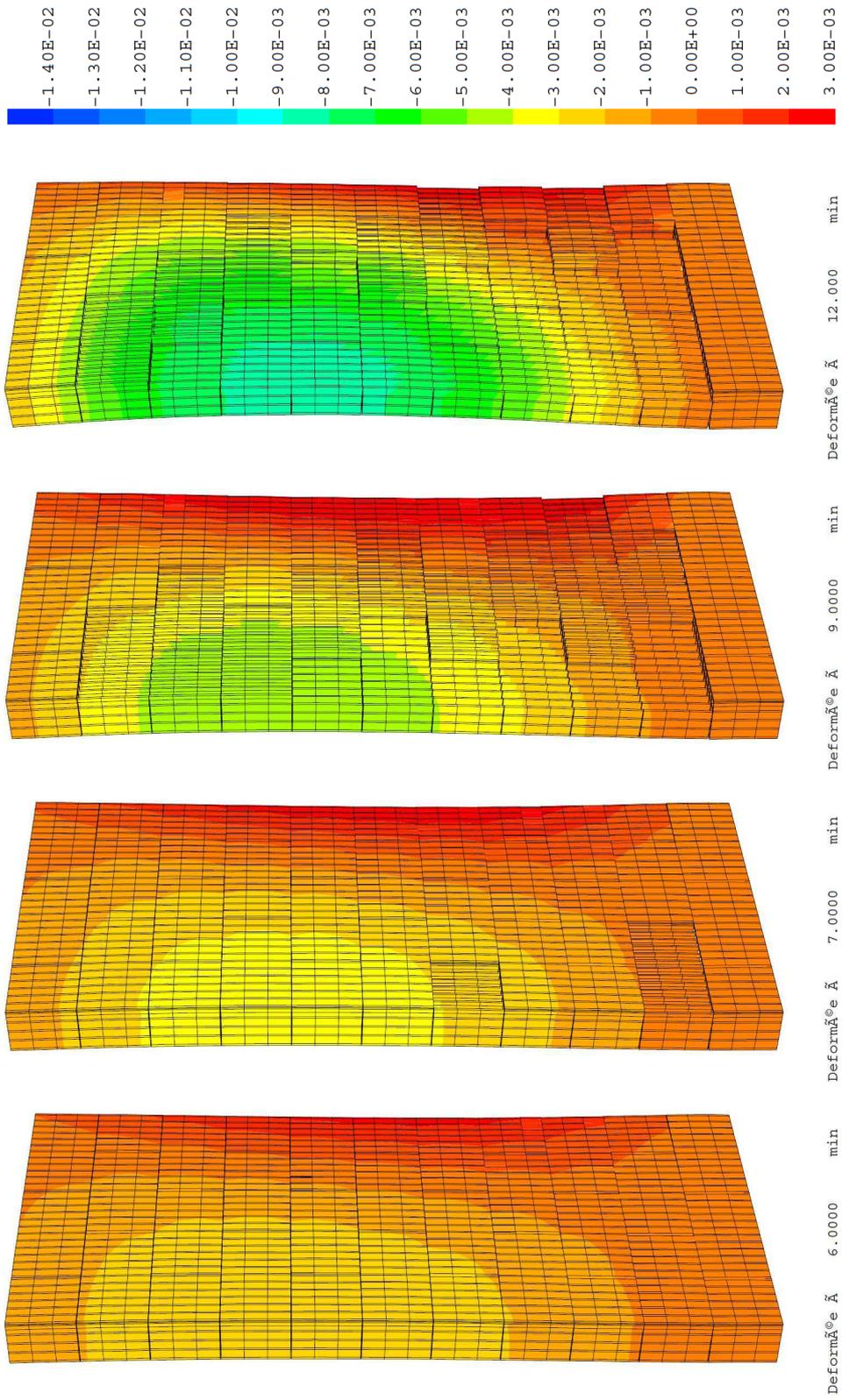
A partir de 10 min, l'écaillage diffuse sur l'ensemble de la paroi exposée du mur, puis concerne la deuxième paroi en partant du bas du mur. Le processus diffus s'arrête pour laisser place, dans le cas de ce mur à joint mince, à un écaillage totalement localisé sur une brique qui se propage ensuite dans l'épaisseur de celle-ci pour émarger du côté non exposé vers 20 min. Ainsi on a une perte d'étanchéité aux flammes localisée sur cette brique. Ce critère de dimensionnement de résistance au feu pour ce mur est donc **E 20**.

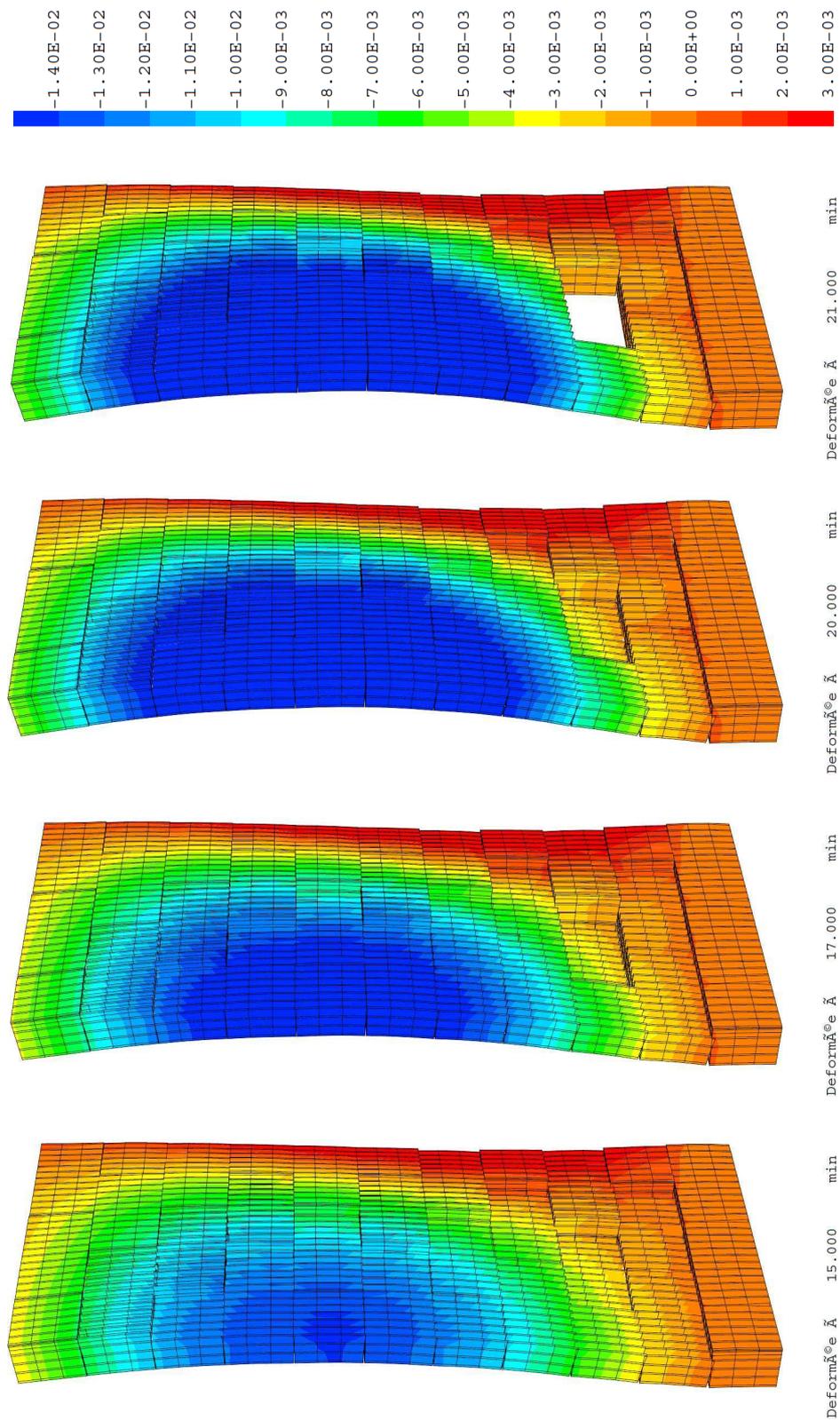
Ces prédictions sont en bonne concordance avec les observations expérimentales sur la zone de rupture, comme présentées sur la figure 3.16. La succession est simulée en cas de calcul et essai : des chutes rapides et importantes sur l'ensemble du mur côté exposé.

Comme les conditions aux limites ne sont pas symétriques entre le bord en haut et en bas, la même observation est notée comme dans le cas du mortier épais : la déflexion maximale est enregistrée vers le 2/3 hauteur du mur.

La figure 6.13 présente la courbe d'évolution de déflexion du point au milieu de la brique centrale à la 7^{ème} rangée.

La mesure de déflexion expérimentale, dont la configuration est exacte avec ce calcul,



FIG. 6.12 – Formes de déformée et iso-valeurs de déplacement U_y .

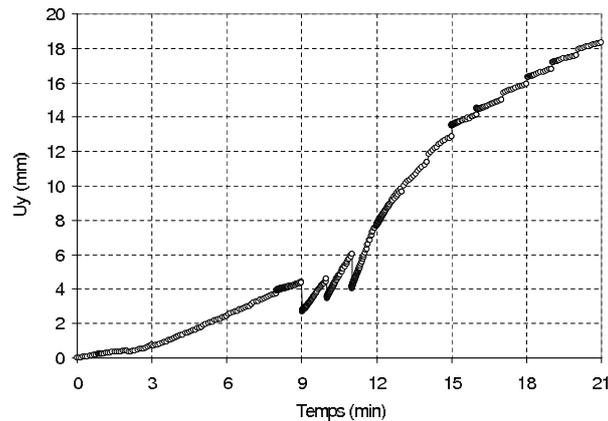


FIG. 6.13 – Évolution de la déflexion du point au milieu de la brique à la 7^{ème} rangée et au milieu du mur (valeur absolue).

n'est pas disponible. Néanmoins, les valeurs calculées présentent une similitude avec les valeurs mesurées dans le cas du mur à joint épais précédemment étudié (test No.3, Sect. 3.2.3).

A titre de comparaison avec les observations expérimentales (Fig. 3.11), nous présentons sur la figure 6.14 l'ouverture obtenue par calcul pour les joints horizontaux en face non exposée. Cette ouverture est induite par la traction entre deux rangées de briques.

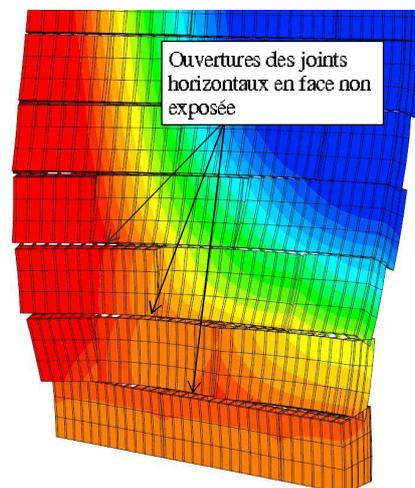


FIG. 6.14 – Ouverture des joints horizontaux en partie basse du mur, vue à la face non exposée, à 20 min.

Il est à noter que pour ce type de mur, les formules réglementaires surestiment également la résistance au feu en terme de déplacement maximal et la vitesse de déplacement autorisés. En terme de durée de résistance au feu, les essais réalisés sur des murs à joint mince sans protection ou faible protection sur la face exposée indiquent

une durée de tenue au feu de 17 à 35 min [24], ce qui correspond au résultat de calcul. On précise que pour ce mur protégé par doublage en face exposée et par une monocouche en face non exposée, cette durée passe à 60 min (test No.4, Sect. 3.2.4).

Le calcul confirme que le mur monté avec joints minces en mortier colle résiste moins bien que le mur de même type monté avec joints épais en mortier traditionnel. Cette différence est induite par la condition aux limites locales lors du calcul de voilement des parois. Le modèle de comportement de joint mince, produit un déplacement plus grand par rapport au cas de joint épais. Ce résultat est aussi observé expérimentalement [67].

6.5 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons effectué des calculs de validation du comportement au feu de 3 types de murs en brique de terre cuite. Il s'agit d'un mur épais non porteur, d'un mur porteur monté avec joints épais en mortier traditionnel et d'un mur porteur monté avec joints minces en mortier colle. Dans ces calculs, nous avons pris en compte le critère d'écaillage de type de détachement, de voilement et d'écrasement. Les simulations effectuées montrent des capacités prédictives satisfaisantes du modèle thermo-mécanique proposé en terme de description du phénomène d'écaillage.

Dans le premier calcul sur mur épais non porteur, la simulation a permis, de façon similaire à l'essai, de retrouver un processus d'écaillage qui diffuse sur toutes les premières parois exposées au feu. Nous avons aussi bien prédit l'amplitude et l'allure du déplacement du mur.

Il convient de noter que les murs non porteurs maintiennent finalement leur stabilité structurale, malgré des ruptures et fissures locales (observation sur plusieurs essais). L'indice de la résistance au feu est donc l'indice de température à la face non exposée du mur (critère d'isolation **I**). La modélisation proposée apporte donc une réponse sur l'effet de l'écaillage sur l'isolation **I**.

Dans le deuxième calcul, nous avons simulé un mur porteur monté avec joints épais en mortier traditionnel. Bien que la valeur du déplacement obtenu par le calcul ne soit pas en très bonne concordance avec celle obtenue par l'essai, nous avons retrouvé des allures et tendances qui sont similaires aux observations expérimentales. En outre, l'écaillage est bien décrit. La zone d'écaillage se trouve principalement en partie basse du mur et se développe dans l'épaisseur. Le premier écaillage se produit vers 14 min tel qu'observé pendant l'essai. Les chutes importantes se produisent jusqu'à 31 min, puis le mur connaît une période de stabilité, pour finalement écailler en face non exposée.

Concernant les déflexions, le calcul prédit une valeur plus petite que celle de l'essai. Cette différence est peut-être due à l'imprécision des paramètres d'entrée tels que le

coefficient de dilatation qui joue un rôle important comme indiqué dans l'étude précédente (Sect 5.3.6.3) ou due aux méconnaissances des conditions aux limites exactes : l'utilisation de deux profils métalliques pour transmettre les charges conduit à un cisaillement vertical du mur pendant l'essai alors que pour la simulation, ce montage n'est pas pris en compte.

Le dernier calcul consiste à prédire le comportement d'un mur porteur monté avec joints minces en mortier colle. Dans ce calcul, le modèle d'interface brique-joint a été pris en compte afin de modéliser les joints. De plus, dans le calcul de flambage local des parois au cours de la vérification de l'écaillage, le modèle d'appui simple a été retenu pour modéliser des conditions aux bords des parois des briques.

Dans les calculs, nous trouvons que l'écaillage n'est jamais induit par la condition d'écrasement. La contrainte maximale en compression exercée dans les parois des briques du mur est toujours inférieure à la valeur limite, correspondante à la température simulée. Le type du critère d'écaillage devient donc détachement et flambage (voilement).

Du fait de l'importance de temps de calcul liée à la nature 3D de l'analyse, des études paramétriques n'ont pas pu être menées pour évaluer l'incidence de la variabilité des paramètres et des conditions aux limites sur les résultats obtenus. Néanmoins, il convient de procéder à une analyse paramétrique comparable à celle menée dans le chapitre 5 sur l'influence notamment des propriétés thermo-mécanique et de l'agencement géométrique des alvéoles. Ce dernier point permettrait une première évaluation en terme de forme optimale des alvéoles sur la tenue au feu.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Ce travail a pour but d'étudier le comportement au feu des maçonneries porteuses ou non porteuses, constituées par des briques en terre cuite, montées avec joints épais en mortier traditionnel, ou joints minces en mortier colle. Le comportement au feu a été étudié par voie expérimentale et par voie théorique (modélisation numérique).

La résistance au feu des structures est analysée au moyen de trois grandeurs principales : la stabilité structurale **R**, l'isolation thermique **I** et l'étanchéité **E**. La détermination de la résistance au feu des murs est réalisée par des essais. Des méthodes semi-analytique et analytique sont aussi abordées mais leurs utilisations ne sont pas encore très largement pratiquées.

Le comportement au feu des maçonneries constituées par des briques en terre cuite n'a pas fait l'objet de recherches exhaustives jusqu'à l'heure actuelle. Il existe très peu d'études disponibles. Pour cette raison, nous avons déterminé une stratégie d'étude complète allant de l'étude expérimentale, à différentes échelles, à la construction de modèles de comportement des maçonneries en brique, porteuses ou non porteuses, montées avec joints épais ou minces.

Pour les caractéristiques thermiques comme la conductivité thermique et la capacité thermique, nous avons proposé des protocoles simplifiés qui permettent de déterminer rapidement et efficacement leurs évolutions en fonction de la température. Il s'agit des mesures des températures sur des parois verticales d'une brique alvéolaire individuelle en régime stationnaire afin de déterminer l'évolution de la conductivité thermique. La détermination de la teneur en eau dans le matériau par un essai ATD-ATG est proposée afin de déterminer la chaleur consommée par l'évaporation d'eau et ajuster le pic à 100°C de la courbe d'évolution de la capacité thermique.

En ce qui concerne les caractéristiques mécaniques, des essais de compression et de flexion (3 points et 4 points) ont été menés à température ambiante et à haute température.

Le comportement de la terre cuite est linéaire fragile jusqu'à 750°C. Il devient plastique à partir de 1000°C. De la température ambiante à 1000°C, la rigidité et les résistances

ultimes de la terre cuite peuvent augmenter ou diminuer selon la brique. La rigidité et la résistance en compression ont cependant la même tendance moyenne : une phase d'augmentation jusqu'à environ 750°C suivie par une dégradation forte.

A l'échelle intermédiaire, nous avons réalisé des essais sur briques individuelles pour analyser le comportement thermique. Il est montré que les briques résistent bien au choc thermique et que le transfert par rayonnement est primordial dans les briques alvéolaires.

Une analyse expérimentale à l'échelle structurale a également été menée sur différents types de murs en maçonnerie, exposés au feu, en complément à des essais existants au CTMNC. Dans ces études, il est montré que les murs non porteurs minces dont l'épaisseur globale est inférieure à 12 cm résistent structurellement pendant toute la durée de l'essai au feu. L'indice de la résistance au feu est donc **I**, dépendant de la température en face non exposée. Par contre, pour d'autres types de murs tels les murs non porteurs épais et murs porteurs, les ruptures locales observées favorisent l'instabilité structurale des murs. L'indice de la résistance au feu devient alors souvent gouverné par **R** et **E**.

En outre, nous avons montré que les murs en joints minces ont une faible tenue au feu par rapport aux mêmes murs en joints épais. La faiblesse est expliquée comme la conséquence du manque d'eau et de la faible adhérence colle-brique.

A partir des informations acquises par la partie expérimentale et en se basant sur la théorie de transferts de chaleur et mécanique des solides, nous avons effectué des études théoriques pour simuler les phénomènes observés et modéliser le comportement des murs. Du fait de la complexité de la géométrie des briques et des phénomènes mécaniques locaux, nous avons choisi la modélisation complète en trois dimensions. Le transfert de chaleur est donc modélisé par le couplage de trois modes : conduction, convection et rayonnement, en ajoutant l'effet hydrique par l'ajustement de la courbe d'évolution de la capacité thermique.

Quant au modèle mécanique, le comportement élastique fragile isotrope, dont le module de Young et le coefficient de dilatation thermique varient en fonction de la température, a été adopté pour décrire le comportement de la terre cuite et des mortiers.

Pour décrire le comportement des joints minces en mortier colle, le modèle "cut-off" est retenu : les briques de deux rangées voisines se séparent quand la déformation en traction dans le joint atteint la limite.

En outre, les possibilités de ruptures locales des parois (écaillages) sont proposées. En se basant sur les analyses expérimentales, nous avons évoqué 4 scénarios : écaillage par traction dans des parois, écaillage par détachement entre parois frontales et transversales, écaillage par compression et écaillage par flambage des parois. Pour traiter le problème de flambage, différentes conditions aux limites sont explorées.

A cet effet, nous avons proposé les démarches et les procédures pour la modélisation

numérique.

Sur la base des constatations expérimentales aussi bien à l'échelle du matériau, de la brique que du mur, une modélisation thermo-mécanique tridimensionnelle est proposée.

Par ailleurs, le prix à payer d'une telle modélisation 3D est le coût important des calculs. Pour palier à cette difficulté, la démarche a consisté à limiter l'analyse à une modélisation simplifiée, en l'occurrence une modélisation thermo-élastique avec la prise en compte de l'évolution des paramètres (thermiques et mécaniques) en fonction de la température. Cette analyse thermo-élastique est couplée à un critère d'écaillage de type détachement-voilement qui permet de rendre compte des mécanismes de dégradation majeurs (expérimentalement observés) vis-à-vis de la tenue au feu des murs.

Ce modèle thermo-mécanique a par la suite été utilisé pour analyser le comportement de différentes configurations de murs : mur non porteur mince puis épais à joints traditionnels, mur porteur épais à joints traditionnels et à joints minces (colle).

Il est montré que les murs non porteurs minces ne présentent pas de risque d'écaillage et donc d'intégrité mécanique. Leur tenue au feu dépend essentiellement du critère d'isolation **I** liée à leur faible épaisseur. Par ailleurs, l'étude paramétrique menée sur ce type de produits montre que le critère d'isolation est essentiellement contrôlé par la conductivité du matériau. L'agencement géométrique des parois des alvéoles par exemple ne semble pas être un facteur majeur sur **I**. Pour ce qui est du comportement thermo-mécanique global du mur, la conductivité thermique passe à un rôle secondaire devant la variation du module d'élasticité et du coefficient de dilatation thermique avec la température.

Pour les murs non porteurs épais, le risque d'écaillage se pose. Bien que celui-ci a lieu de façon diffuse sur toute la face exposée au feu, son évolution dans l'épaisseur du mur est restée cantonnée à une seule rangée de parois. Il faut donc que le dimensionnement en terme de choix de l'épaisseur initiale du mur intègre ce risque.

Pour ce qui est des murs porteurs qu'ils soient en joints traditionnels (mortier) ou minces (colles), le risque d'écaillage est un risque majeur qui peut affecter à la fois la tenue structurale du mur (joints mortier) ou son étanchéité aux flammes (joints colles). En effet, pour le premier type de murs, un écaillage localisé au niveau bas du mur du côté exposé au feu puis du côté non exposé peut conduire à une rupture précoce du mur. Pour les murs à joints minces, l'écaillage localisé dans quelques briques se propage rapidement en profondeur pour donner lieu à des trous dans le mur et donc à une perte d'étanchéité aux flammes. Ce mécanisme est d'ailleurs beaucoup plus brutal et rapide que dans le cas des murs à joints traditionnels. Pour ces derniers, le retrait du mortier et la nature moins fragile de l'interface mortier-brique permettent d'atténuer les autocontraintes à l'origine de l'écaillage.

Il est montré par expérience et par calcul que, les limites réglementaires en terme de

déplacement maximal et la vitesse de déplacement surestiment la résistance au feu des maçonneries en briques de terre cuite. La détermination de la durée de résistance au feu des murs, en terme de critère **R** est basée sur le scénario d'écaillage.

Ainsi, cette démarche de modélisation tridimensionnelle apporte des premiers éléments de réponse sur la tenue au feu des murs de maçonnerie en terre cuite sur la base d'une prise en compte simplifiés des mécanismes de dégradation majeurs à l'origine de l'écaillage de ces structures. Il convient, cependant, de proposer quelques perspectives à ce travail pour rendre la démarche plus robuste :

1. Les processus de fissuration ayant une incidence majeure sur la tenue au feu restent localisés en des zones précises du mur, il convient de modéliser cette fissuration par des approches de type éléments finis avec fissure discrète (X-FEM par exemple) comme alternative à l'approche en fissuration répartie actuellement adoptée.
2. Pour les murs à joints minces, il convient de mener des études complètes sur l'interface brique-colle en température avec la prise en compte par des modèles éléments d'interfaces.
3. La terre cuite présente des fortes dispersions dans les valeurs, expérimentalement identifiées, des paramètres gouvernant le comportement thermomécanique. La prise en compte des incertitudes requiert une approche non déterministe en enrichissant la modélisation proposée par couplage probabiliste. Ces couplages permettront de mener des études de fiabilité et contribuer ainsi à la réglementation en matière de conception et calcul des ouvrages en maçonnerie sous incendie.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] AIT-TALEBA T., ABDELBAKI A., and ZRIKEM Z. Numerical simulation of coupled heat transfers by conduction, natural convection and radiation in hollow structures heated from below or above. *International Journal of Thermal Sciences*, 47 :378–387, 2008.
- [2] AL-HADHRAMI Luai M. and AHMAD A. Assessment of thermal performance of different types of masonry bricks used in saudi arabia. *Applied Thermal Engineering*, 29 :1123–1130, 2009.
- [3] AL NAHHAS Fadi . *Comportement thermo-mécanique des murs en maçonnerie de blocs creux en béton sous l’action d’un feu conventionnel*. Thèse de doctorat, Université de Marne-la-Vallée, 2004.
- [4] ALNAJIM Ali. *Modélisation et simulation du comportement du béton sous hautes températures par une approche Thermo-Hygro-Mécanique couplée. Application à des situations accidentelles*. Thèse de doctorat, Université de Marne-la-Vallée, 2004.
- [5] ARGYRIS John and SZIMMAT Jochen. An analysis of temperature radiation interchange problems. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engeneering*, 94 :155–180, 1992.
- [6] BADRUDDIN Irfan Anjum , ZAINAL Z.A., ASWATHA NARAYANA P.A., and SEETHARAMU K.N. Numerical analysis of convection conduction and radiation using a non-equilibrium model in a square porous cavity. *International Journal of Thermal Sciences*, 46 :20–29, 2007.
- [7] BAZANT Zdenek P. *Stability of Structure - Elastic, Inelastic, Fracture, Damage Theories*. Dover Publication, Inc., 2003.
- [8] BEALL Christine. Calculating masonry’s fire resistance. *Masonry Construction*, 08 1994.
- [9] BENBOUDJEMA Farid. *Modélisation des déformations différées du béton sous sollicitations bi-axiales. Application aux enceintes de confinement des bâtiments réacteurs des centrales nucléaires*. Thèse de doctorat, Université de Marne-la-Vallée, 2002.

- [10] BERBESSON Henri, FONTAINE Thierry, and CLAUSON Jean. *Caractéristiques, emploi et mise en œuvre des produits de terre cuite de bâtiment*. Non communiqué, 1991.
- [11] BRESLER B. Analytical prediction of structural response to fire. *Fire Safety Journal*, 9 :103–117, 1985.
- [12] Brick Industry Association. Fire resistance of brick masonry. *Technical notes on Brick Construction*, 03 2008.
- [13] BULL John W. *Computational Modelling of Masonry, Brickwork and Blockwork Structures*. Saxe-Coburg Publications, 2001.
- [14] BYRNE S.M. Fire resistance of load-bearing masonry walls. *Fire Technology*, 15(3) :180–188, 1979.
- [15] CADORIN Jean François. *Compartment Fire Models for Structural Engineering*. Thèse de doctorat, Université de Liège, Belgique, 2003.
- [16] CEA. <http://www-cast3m.cea.fr>. Site officielle du code Cast3m.
- [17] CECCHI Antonella and SAB Karam. A multi-parameter homogenization study for modeling elastic masonry. *European Journal of Mechanics A/Solids*, 21 :249–268, 2002.
- [18] CHIN J.H and FRANK D.R. Finite element analysis of conduction, convection, and radiation in complex configurations. In *International conference on numerical methods in problems. 3*, pages 672–682, Seattle, USA, 08 1983.
- [19] CÜLFIK Mehmet Sait and ÖZTURAN Turan. Effect of elevated temperatures on the residual mechanical properties of high-performance mortar. *Cement and Concrete Research*, 32 :809–816, 2002.
- [20] COLLIAT Jean-Baptiste. *Modélisation de la dégradation des structures en matériaux à comportement fragile par couplage thermo-mécanique*. Thèse de doctorat, Ecole normale supérieure de Cachan, 2003.
- [21] COOK Robert D. *Finite Element Modelling for Stress Analysis*. John Willey & Sons, Inc., 1995.
- [22] CSTB. *Règlement thermique 2005 - Règle Th-U Fascile 2 : Matériaux - Chapitre 2*. Centre Scientifique et Technique des Bâtiments, 2005.
- [23] CTMNC. Comportement de matériau en terre-cuite à haute température. Rapport interne, Centre Technique de Matériaux Naturels de Construction, 2006.
- [24] CTMNC. Rapports d’essai de résistance au feu. Rapport interne, Centre Technique de Matériaux Naturels de Construction, de 1984 à 2008.
- [25] DE BORST René. Fracture in quasi-brittle materials : A review of continuum damage-based approaches. *Engineering Fracture Mechanics*, 69 :95–112, 2002.

- [26] DE BUHAN Patrick and DE FELICE Gianmarco. A homogenization approach to the ultimate strength of brick masonry. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, 45 :1085–1104, 1997.
- [27] DHANASEKAR M., CHANDRASEKARAN V. , and GRUBITS S.J. A numerical model for the thermal bowing of masonry walls. In *Proceeding tenth international brick masonry conference*, pages 1093–1102, Canada, 1994.
- [28] DIAS W.P.S, KHOURY G.A , and SULLIVAN P.J.E . Mechanical properties of hardened cement paste exposed to temperature up to 700°C. *ACI Material Journal*, 87 :160–166, 1990.
- [29] DUTHINHA Dat, MCGRATTANB Kevin, and KHASKIAC Abed. Recent advances in fire structure analysis. *Fire Safety Journal*, 43 :161–167, 2008.
- [30] EYRAUD Charle and ACCARY Armand. *Technique de l'ingénieur - Analyse Chimique et Caractérisation - Analyse thermique et calorimétrie différentielles*. Arnold, London, cinquième édition, 2000.
- [31] FOUCHAL Fazia, LEBON Frédéric, and TITEUX Isabelle. Contribution to the modelling of interfaces in masonry construction. *Construction and Building Materials*, 23 :2428–2441, 2009.
- [32] GÁBOR Áron. *Contribution à la caractérisation et la modélisation des maçonneries non-renforcées et renforcées par matériaux composites*. Thèse de doctorat, Université Claude Bernard Lyon 1, 2002.
- [33] GAWIN D., PESAVENTO F. , and SCHREFLER B.A. Modelling of hygro-thermal behaviour of concrete at high temperature with thermo-chemical and mechanical material degradation. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 192 :1731–1771, 2003.
- [34] GREEN A. T. and STEWART Gerald H. *Ceramics - A Symposium*. The British Ceramic Society, 1953.
- [35] GRONDIN Frédéric Alain. *Modélisation Multi-Echelles du comportement Thermo-Hydro-Mécanique des matériaux hétérogènes. Applications aux matériaux cimentaires sous sollicitations sévères*. Thèse de doctorat, Université Paris 6, 2005.
- [36] HANS Dirter Baehr and KARL Stephan. *Heat and mass transfer*. Springer,, 2nd edition, 2006.
- [37] HARMATHY T.Z. and LIE T.T. Fire test standard in the light of fire research. *American Society for Testing and Material*, pages 85–97, 1970.
- [38] ISO 834-1. *Fire resistance tests – Element of building construction, Part 1 : General requirements*. International Organisation for Standardization, Genève, Switzerland, 1999.

- [39] JOSÉ-LUIS Vivancos, JUAN Soto, ISRAEL Pere , JOSE V. Ros-Lis, and RAMÓN Martínez-Máñez. A new model based on experimental results for the thermal characterization of bricks. *Building and Environment*, 44 :1047–1052, 2009.
- [40] KAWA M., PIETRUSZCZAK S., and SHIEH-BEYGI B. Limite states for brick masonry based on homogenization approach. *International Journal of Solids and Structures*, 45 :998–1016, 2007.
- [41] KELLY J. and BINGEL P. An evaluation of the BS EN 1996-1-2 simplified model for predicting fire resistance of loadbearing clay masonry walling. In *14th International Brick and Block Masonry Conference*, Sydney, Australia, February 2008.
- [42] KHOURY G.A. Compressive strength of concrete at high temperatures : a reassessment. *Magazine of Concrete Research*, 44 :291–309, 1992.
- [43] KIRBY B.R. Recent developments and applications in structural fire engineering design – a review. *Fire Safety Journal*, 11 :141–179, 1986.
- [44] KORNMANN Michel and CTTB. *Matériaux de construction en terre cuite - Fabrication et propriétés*. Septima, première édition, 2005.
- [45] LAAROUSSI Najma, LAURIAT Guy, and NICOLAS Xavier. Étude numérique des transferts de chaleur dans une paroi alvéolaire. In *Journées Internationales de Thermiques*, Tanger, Novembre 2005.
- [46] LAWRENCE S.J. and GNANAKRISHNAN N. The fire resistance of masonry walls. *National Building Technology Centre, Technical record No. 531, Australia*, 1988.
- [47] LEMAITRE Jean and CHABOCHE Jean-Louis. *Mécanique des Matériaux solides*. Dunod, deuxième édition, 1996.
- [48] LEWIS Roland W., NITHIARASU Perumal, and SEETHARAMU Kankanhally N. *Fundamentals of the finite element method for heat and fluid flow*. Wiley, 2004.
- [49] LI B.Q., CUI X., and SONG S.P. The Galekin boundary element solution for thermal radiation problems. *Engineering Analysis with boundary elements*, 28 :881–892, 2004.
- [50] LORENTE S., PETIT M., and JAVELAS R. Simplified analytical model for thermal transfer in vertical hollow brick. *Energy and Buildings*, 24 :95–103, 1996.
- [51] LOURENÇO Paulo. B. *Computational Strategies for Masonry Structure*. Delft University Press, 1996.
- [52] MEFTAH Fékri. *Méthode d'élément fini : Analyse thermique linéaire*, 2004.
- [53] MENDONÇA Paulo and BRAGANÇAB L. Sustainable housing with mixedweight strategy Ū A case study. *Building and Environment*, 9 :3432–3443, 2007.
- [54] MENOU Abdellah. *Etude du comportement thermo-mécanique des bétons à haute température : Approche multiéchelles de l'endommagement thermique*. Thèse de doctorat, Université de Pau et des Pays de l'Adour, 2004.

- [55] GNANAKRISHNAN N. and LOWTHER R. Some aspects of the fire performance of single leaf masonry walls. *International Symposium on Fire Engineering for Building Structures and Safety*, pages 93–99, 1989.
- [56] NADJAI A., O’GARA M., and ALI F. Finite element modelling of compartment masonry walls in fire. *International Journal of Computer and Structures*, 81 :1923–1930, 2003.
- [57] NADJAI A., O’GARA M.E., and ALI F. Compartment masonry walls in fire situations. *Fire Technologie*, 42 :211–231, 2006.
- [58] NECHNECH Wahid, REYNOUARD Jean-Marie , and MEFTAH Fékri. A thermoplastic model combined with concrete damaging at high temperatures. *Canadian journal of civil engineering*, 28 :593–607, 2001.
- [59] NF EN 13501-1. *Classement au feu des produits et éléments de construction - Partie 1 : Classement à partir des données d’essais de réaction au feu*, 09- 2007.
- [60] NF EN 13501-2. *Classement au feu des produits de construction et éléments de bâtiment - Partie 2 : Classement à partir des données d’essais de réaction au feu à l’exclusion des produits utilisés dans les systèmes de ventilation*, 05- 2004.
- [61] NF EN 1363-1. *Essai de résistance au feu, Partie 1 : Exigences générales*, 06- 2000.
- [62] NF EN 1364-1. *Essais de résistance au feu des éléments non porteurs - Partie 1 : Murs*, 06- 2000.
- [63] NF EN 1365-1. *Essais de résistance au feu des éléments porteurs - Partie 1 : Murs*, 06- 2000.
- [64] NF EN 1991-1-2. *Eurocode 1 : Actions sur les structures, Partie 1-2 : Actions générales - Actions sur les structures exposées au feu*, 06- 2000.
- [65] NF EN 1996-1-2. *Calcul des ouvrages en maçonneries - Partie 1-2 : Règles générales - Calcul du comportement au feu*, 09- 2006.
- [66] NGUYEN Quoc Son. *Stability and Nonlinear Solid Mechanics*. John Willey & Sons, Inc., 2000.
- [67] NGUYEN Thê-Duong . *Etudes des performances mécanique, thermique (feu), acoustique des briques collées*. Rapport du stage 2, mécanique des matériaux et des structures, Université de Marne-la-Vallée, 2005.
- [68] NGUYEN Thê-Duong, MEFTAH Fékri, CHAMMAS Rabih, and MÉBARKI Ahmed. The behaviour of masonry walls subjected to fire : modelling and parametrical studies in the case of hollow burnt-clay bricks. *Fire Safety Journal*, 44 :629–641, 2009.
- [69] NGUYEN Thê-Duong , MEFTAH Fékri, CHAMMAS Rabih, and MÉBARKI Ahmed. Modelling and parametrical studies of the fire resistance of the masonry partition

- wall. In 14th *International Brick and Block Masonry Conference*, Sydney, Australia, February 2008.
- [70] NGUYEN Thê-Duong, MEFTAH Fékri , and NGUYEN Thi-Bich-Hâu. Comportement mécanique des corps d'épreuve en terre-cuite : Études expérimentales et modélisation. *Article accepté. 19^e Congrès Français de Mécanique, Marseille, 08-2009.*
- [71] NGUYEN Thi-Bich-Hâu . Études du comportement mécanique de la terre-cuite vis-à-vis de forme et taille des corps d'épreuve. Rapport du stage de master 2, mécanique des matériaux et des structures, École Nationale des Ponts et Chaussées, 2008.
- [72] NGUYEN T.M.H., BLOND E., GASSER A., and PRIETL T. Mechanical homogenisation of masonry wall without mortar. *European Journal of Mechanics A/Solids*, 28 :535–544, 2009.
- [73] NICOLAS Xavier. Transferts de chaleur et d'air humide, avec condensation et évaporation, dans une alvéole de brique soumise au feu. Contrat de recherche CTMNC et LMSME, 2008.
- [74] NIKOLETTA Psilla and THEODOSSIOS P. Tassios. Design models of reinforced masonry next term walls under monotonic and previous term cyclic loading. *Engineering Structures*, 31 :935–945, 2009.
- [75] O'GARA M. Modelling and behaviour of masonry walls in fire. *Computational Modelling of Masonry, Brickwork and Blockwork Structures*, pages 143–176, 2001.
- [76] O'MEAGHER A. J. and BENNETTS I.D. Modelling of concrete walls in fire. *Fire Safety Journal*, 17 :315–335, 1991.
- [77] PELISSOU Céline, LEBON Frédéric, and TITEUX Isabelle. Asymptotic modeling of quasi-brittle interfaces. *Computers and Structures*, Article in press, 2009.
- [78] PETIT M., HAMOUINE A., BOURRET B., TROMBE A., and ROUS S. ' Etude expérimentale des transferts thermiques dans des briques verticales. *Essais et mesures*, 247 :135–144, 1993.
- [79] RAOUS M., CANGEM L., and COCU M. A consistent model coupling adhesion, friction, and unilateral contact. *Computer methods in applied mechanics and engineering*, 177 :383–399, 1999.
- [80] SABEUR Hassen. *Etude du comportement du béton à hautes températures - Une nouvelle approche thermo-hygro-mécanique couplée pour la modélisation du fluage thermique transitoire.* Thèse de doctorat, Université de Marne-la-Vallée, 2006.
- [81] SADD Martin H. *Elasticity - Theory, Applications, and Numerics.* Elsevier, 2005.
- [82] SAEMANN J.C and WASHA G.W. Variation of mortar and concrete properties with temperature. *Journal of the American Concrete Institute*, 29, 1957.

- [83] SAKJI Mohamed Seddik. *Modélisation probabiliste et validation expérimentale du transfert thermique et du comportement thermomécanique avec endommagement d'une plaque multicouche carton-plâtre-carton soumise au feu*. Thèse de doctorat, Université de Marne-la-Vallée, 2006.
- [84] SIEGEL R. and HOWELL J.R. *Thermal Radiation Heat Transfer*. New York : Taylor and Francis, 4th edition, 2001.
- [85] WICKSTROM J. A numerical procedure for calculating temperature in hollow structures exposed to fire. Report No. UCB FRG 77-9, Department of Civil Engineering, University of California Berkeley, 1977.
- [86] Think Brick Australia. Design of clay masonry walls for fire resistance. *Technical notes*.
- [87] TOMAN Jan. A measuring method for the determination of linear thermal expansion of porous materials at high temperatures. *High temperatures - High Pressures*, 31 :595–600, 1999.
- [88] TOMAZEVIC M. and BOSILJKOV V. Robustness of hollow clay masonry units and seismic behaviour of masonry walls. *Construction and Building Materials*, 20 :1028–1039, 2006.
- [89] WENDLANDT Wesley Wm. *Thermal analysis*. Jonh Wiley & Sons, 1985.
- [90] XU Yunsheng and CHUNG D.D.L. Effect of sand addition on the specific heat and thermal conductivity of cement. *Cement and concrete research*, 30 :59–61, 2000.
- [91] YÜZER Nabi , AKÖZ Fevziye, and ÖZTÜRK Leyla Dokuzer. Compressive strength-color change rrelation in mortars at high temperature. *Cement and Concrete Research*, 34 :1803–1807, 2004.
- [92] ZIENKIEWICZ O.C. and TAYLOR R.L. *The Finite Element Method : The basics*. Arnold, London, cinquième edition, 2000.
- [93] ZIENKIEWICZ O.C. and TAYLOR R.L. *Finite elements method for solid and structure mechanics*. Elsevier, sixième edition, 2005.
- [94] ZUCCHINI A. and LOURENÇO P.B. Mechanics of masonrys in compression : Results from a homogeneisation approach. *Computers and Structures*, 85 :193–204, 2006.