



Tenue au feu des goujons collés dans le bois et dans le béton

Mohamed Amine Lahouar

► To cite this version:

Mohamed Amine Lahouar. Tenue au feu des goujons collés dans le bois et dans le béton. Matériaux. Université Paris-Est, 2017. Français. ⟨NNT : 2017PESC1027⟩. ⟨tel-01738712⟩

HAL Id: tel-01738712

<https://pastel.hal.science/tel-01738712v1>

Submitted on 20 Mar 2018

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.



HAL Authorization

Université Paris-Est
Ecole doctorale Science, Ingénierie et Environnement

THÈSE

Présentée en vue d'obtenir le grade de

DOCTEUR

En

Spécialité : Structures et Matériaux

Par

Mohamed Amine LAHOUAR

Titre de la thèse :

**Tenue au feu des goudrons collés dans le bois et dans
le béton**

Soutenue le 12 décembre 2017 devant le jury composé de :

Président	Sébastien RÉMOND, Pr. IMT Lille Douai
Rapporteur	Emanuel FERRIER, Pr. Université de Lyon 1
Rapporteur	Julien JUMEL, Maître de Conférences. Université de Bordeaux
Directeur de thèse	Jean-François CARON, Directeur de recherche. Ecole des Ponts ParisTech
Encadrant	Nicolas PINOTEAU, Dr. Centre Scientifique et Technique du Bâtiment

Laboratoire d'accueil : Laboratoire Navier de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées,
équipe Mécanique des Structures Architecturées et la Direction Sécurité Structures Feu du
Centre Scientifique et Technique du Bâtiment

Ecole Doctorale Sciences, Ingénierie et Environnement (SIE) ED 531 Paris-Est

Résumé

Le scellement chimique est une technique d'assemblage structural permettant de connecter et d'assurer le transfert d'efforts entre deux éléments adjacents en béton, à travers le collage d'une armature en acier à l'aide d'une résine polymère. Les scellements chimiques ont été initialement utilisés dans les ouvrages en béton armé pour la rénovation, l'extension et la réparation des structures à travers l'ajout de nouvelles sections de béton aux éléments existants. L'évolution, au fil du temps, des propriétés mécaniques et des propriétés d'adhérence des résines polymères a permis d'améliorer le comportement mécanique des scellements chimiques, leur permettant d'atteindre des propriétés équivalentes ou même supérieures à celles des ancrages mécaniques classiques, à des températures normales de service. Ainsi, les scellements chimiques ont pu progressivement substituer les ancrages mécaniques classiques dans certaines applications, en proposant des solutions plus avantageuses et en offrant plus de flexibilité pour répondre aux exigences architecturales. Cependant, le comportement mécanique des scellements chimiques est principalement gouverné par celui des résines polymères, qui demeurent très sensibles à la variation de la température. Par conséquent, l'augmentation de la température au niveau des scellements chimiques présente un risque potentiel affectant leur sécurité d'utilisation. Par ailleurs, une situation d'incendie présente un danger sérieux qui doit être considéré lors du dimensionnement des scellements chimiques.

Récemment, la technique des scellements chimiques, exclusivement utilisée dans les ouvrages en béton armé, a été transférée à la construction des ouvrages bois, sous l'appellation de « goujons collés ». Cette technique, originellement utilisée dans la rénovation et le renforcement des monuments historiques, est aujourd'hui employée dans la construction neuve grâce à la bonne tenue mécanique et sismique et aussi à la possibilité qu'elle offre pour réaliser des assemblages invisibles. Cependant, les goujons collés sont aujourd'hui confrontés aux mêmes problématiques que les scellements chimiques, notamment vis-à-vis l'augmentation de la température.

L'objectif de cette thèse est d'étudier l'évolution du comportement mécanique de ces deux systèmes d'assemblages dans le but de proposer une méthode de dimensionnement permettant d'assurer leur tenue structurale en situation d'incendie. L'étude est répartie sur quatre niveaux :

- i. **Etude du comportement des ancrages chimiques à l'échelle des matériaux** à travers des essais de caractérisation des constituants de l'ancrage, avec une focalisation particulière sur l'étude des phénomènes se produisant à haute température dans la résine polymère.
- ii. **Etude du comportement global de l'ancrage** par le biais d'essais d'arrachement à haute température, à effort constant et à température stabilisée, réalisés sur des scellements chimiques dans des cylindres en béton et des goujons collés dans des parallélépipèdes en lamellé-collé d'épicéa.
- iii. **Etude du comportement mécanique à haute température des ancrages chimiques à l'échelle de la structure** à travers la réalisation d'un essai au feu à l'échelle 1 sur une dalle en console ancrée chimiquement dans un mur en béton par 8 scellements chimiques. Les résultats de cet essai ont permis de valider la méthode de dimensionnement proposée pour prédire la durée de résistance au feu des scellements chimiques lors d'une situation d'incendie.
- iv. **Etude théorique** portant sur l'évolution de la distribution des contraintes le long de l'ancrage lors d'une variation de la température, à travers le développement d'un modèle non linéaire de cisaillement différé « **Shear-lag** », permettant d'obtenir les profils théoriques des contraintes pour une distribution thermique quelconque, à partir des données d'entrée expérimentales obtenues par des essais d'arrachement.

Mots clés : *Ancrages chimiques, scellements chimiques, goujons collés, résistance au feu, haute température, béton, bois, résine polymère, époxy, transition vitreuse, armature, tige filetée, contrainte d'adhérence, résistance en adhérence, cisaillement différé.*

Fire resistance of chemical anchors in wood and concrete

Abstract

Post-installation of rebars is a structural joining technique allowing the connection and the load transfer between two neighboring structural elements using steel rebars and adhesive polymers. Post-installed rebars were initially used in concrete constructions in retrofitting, extension and in repairing structures by adding new concrete sections to existing elements. Over the time, the improvement in mechanical and adhesion properties of polymer adhesives have allowed to enhance the mechanical behavior of post-installed rebars and led to achieve equivalent or even higher mechanical responses than cast-in place rebars at normal operating temperatures. Thus, post-installed rebars have gradually replaced cast-in place rebars in new constructions for some applications by offering advantageous solutions and flexibility allowing meeting the high architectural requirements. However, the mechanical behavior of post-installed rebars is essentially governed by the mechanical properties of polymer resins, which remain highly sensitive to temperature variation. Consequently, the temperature increase of the post-installed rebars presents a potential risk affecting their safety use. Therefore, fire presents a serious hazard that should be considered when designing post-installed rebars.

Recently, the technique of post-installed rebars, exclusively used in reinforced concrete structures, has been transferred to wood structures construction, and called "glued-in rods". This technique, initially used in the retrofitting and the reinforcement of historical monuments, is today used in new construction thanks to its good mechanical and seismic behavior in addition to the possibility it offers to make invisible connections. However, glued-in rods face the same problems as post-installed rebars, especially concerning the temperature increase.

The aim of this thesis is to study the evolution of the mechanical behavior of these two connection techniques in order to suggest a design method allowing ensuring their safe use in a fire situation. The study is divided into four levels:

- i- **Study of the behavior of chemical anchors at the scale of materials** through characterization tests performed on the anchor components, with a particular emphasis on the study of phenomena occurring at high temperature in the polymer resin.
- ii- **Study of the global behavior of chemical anchors** by means of pull-out tests performed at high temperature, at constant load and at stabilized temperature, carried out on post-installed rebars in concrete cylinders and on glued-in rods in parallelepipeds of spruce glulam.
- iii- **Study of the mechanical behavior at high temperature of chemical anchors at the scale of the structure** through a full-scale fire test carried out on a cantilever concrete slab connected to a concrete wall using eight post-installed rebars. Test results were also used to validate the suggested design method to predict the fire resistance duration of post-installed rebars in a fire situation.
- iv- **Theoretical study** on the evolution of the stress distribution along the anchor during a temperature variation, through the development of a non-linear shear-lag model, allowing to obtain the theoretical stress profiles for any thermal distribution, from the experimental input data obtained by pull-out tests.

Keywords: *Chemical anchors, post-installed rebars, glued-in rods, fire resistance, high temperature, concrete, wood, polymer resin, epoxy, glass transition temperature, steel rebar, threaded steel rod, bond stress, bond strength, shear-lag.*

Notations

Grandeurs géométriques

d : Diamètre de l'armature/du goujon
 r : Rayon de l'armature/du goujon
 L : Longueur du corps d'épreuve
 b : Largeur du corps d'épreuve
 L : Profondeur d'ancrage
 L_0 : Longueur de la partie libre de l'ancrage
 l_{cr} : Profondeur d'ancrage critique
 A^s : Section de l'armature/du goujon
 A^c : Section du béton

Grandeurs thermiques

θ_g : Température des gaz
 θ_{ext} : Température extérieure
 θ_{sur} : Température à la surface du matériau
 T_g : Température de transition vitreuse de la résine polymère
 $T_{g20^\circ C}$: Température de transition vitreuse de la résine polymère à 20°C
 $T_{g\infty}$: Température de transition vitreuse du polymère complètement polymérisé
 C_p : Chaleur spécifique du matériau
 λ : Conductivité thermique du matériau
 $\dot{q}_{con}$: Flux de chaleur convectif
 h : Coefficient de transfert de chaleur par convection
 $\dot{q}_{ray}$: Flux de chaleur radiative
 σ : Constante de Stephan-Boltzmann
 ε : Emissivité du matériau

Grandeurs mécaniques

F : Effort axial
 F_{max} : Effort axial ultime
 F_t : Capacité résistante de l'ancrage
 E_s : Module d'Young de l'acier
 E_c : Module d'Young du béton
 G : Module de Coulomb
 ν : Coefficient de Poisson
 ρ : Masse volumique du matériau
 δ : Glissement de l'ancrage
 $\delta_{imposed}$: Déplacement imposé au début de l'ancrage
 $U^s(x)$: Déplacement axial de l'armature/du goujon
 $U^c(x)$: Déplacement axial du béton
 V : Déplacement induit par le cisaillement du joint de colle
 ΔL_{LVDT} : Déplacement moyen mesuré par les capteurs LVDT
 ΔL_e : Elongation élastique de l'acier
 ε^s : Déformation de l'acier
 ε^c : Déformation du béton
 σ^s : Contrainte axiale dans l'acier

σ^c : Contrainte axiale dans le béton
 τ : Contrainte d'adhérence moyenne
 $\tau_{max}(\theta)$: Résistance en adhérence à la température θ
 $f_{bm,rqd}$: Contrainte d'adhérence requise
 $f_{bd}(\theta)$: Contrainte d'adhérence à la température θ
 $f_{bm}(\theta)$: Résistance en adhérence moyenne à la température θ
 $f_{bd}(20^\circ C)$: Contrainte d'adhérence à 20°C
 $f_{b,test}$: Contrainte en adhérence mesurée par essais d'arrachement
 σ_{uts} : Résistance ultime en traction
 σ_y : Limite élastique
 $\tan \delta$: Décalage entre le module de stockage et le module de dissipation
 λ, γ : Paramètres de l'ancrage

Divers

t : Durée d'exposition au feu
 a, b : Constantes d'approximation exponentielle
 A, B, C et D : Constantes d'intégration
 $k_{fi}(\theta)$: Facteur de réduction
 $\gamma_{M,fi}$: Facteur de sécurité lié au matériau en situation d'incendie
 ΔH_t : Enthalpie totale de polymérisation
 ΔH_r : Enthalpie résiduelle
 α : Degré de réticulation du polymère

Table des matières

Introduction générale.....	15
Partie 1 Etude bibliographique	19
Chapitre 1 Systèmes d’ancrages chimiques : Scelllements chimiques et goudjons collés	20
1.1. Description des ancrages chimiques.....	20
1.1.1. Scelllements chimiques	20
1.1.2. Goudjons collés	23
Chapitre 2 Comportement à haute température des matériaux de l’étude	27
2.1. Béton	27
2.1.1. Informations générales sur le béton.....	27
2.1.2. Transformations physicochimiques sous l’effet de la température	28
2.1.3. Dilatation thermique du béton	28
2.1.4. Effet de la température sur les propriétés mécaniques du béton	29
2.1.5. Ecaillage du béton	30
2.2. Bois.....	30
2.2.1. Anatomie du bois.....	30
2.2.2. Orientations du bois.....	32
2.2.3. Dégradation thermo-physique du bois : La combustion.....	32
2.3. Acier	34
2.3.1. Types d’acier	34
2.3.2. Comportement mécanique à température ambiante	35
2.3.3. Comportement mécanique à haute température	35
2.4. Résine	36
2.4.1. Généralités sur les résines structurales	36
2.4.2. Les résines époxydes	37
2.4.3. Postcure de la résine	38
2.4.4. Transition vitreuse	38
2.4.5. Effet de la température sur le comportement mécanique des résines époxydes	39
2.4.6. Fluage de la résine	39

Partie 2 Investigation expérimentale de la tenue au feu des scellements chimiques dans le béton et des goujons collés dans le bois..... 41

Introduction de la deuxième partie 42

Chapitre 3 Influence de la température sur le comportement mécanique des scellements chimiques dans le béton et identification des facteurs responsables de la dégradation de leur résistance au feu45

3.1. Introduction 49

3.2. Materials and experimental procedure 51

3.2.1. Specimen 51

3.2.2. Temperature effects on physical and chemical properties of the resin..... 53

3.2.2.1. Thermo-Gravimetric analysis (TGA) 53

3.2.2.2. Differential Scanning Calorimetric test (DSC) 53

3.2.3. pull-out test procedures 56

3.2.4. Heating device 57

3.2.5. Acquisition and control 57

3.2.6. Shear stress 57

3.3. Results and discussion..... 58

3.3.1. Temperature effects on bond resistance 58

3.3.1.1. Pull-out tests at stabilized temperature 59

3.3.1.2. Pull-out tests at constant load 60

3.3.1.3. Results comparison between the two test procedures 61

3.3.2. Temperature effects on the anchor stiffness 62

3.3.3. Temperature influence on failure modes 65

3.3.4. Incompatibility of anchor displacements in the current design method 67

3.4. Conclusion..... 70

Chapitre 4 Influence de la température et de l'orientation du fil sur le comportement mécanique des goujons collés dans le bois..... 72

4.1. Introduction 78

4.2. Materials and methods..... 81

4.2.1. Materials 81

4.2.1.1. Timber and steel rods 81

4.2.1.2. Epoxy adhesive..... 81

a) DSC characterizations 81

b) DMA characterization 84

c) Quasi-static tensile tests at elevated temperature 86

4.2.2. Geometry and fabrication of GiR specimens 87

4.2.3. Experimental setup and instrumentation for GiR characterization..... 89

4.2.4. Pull-out tests at high temperature 90

4.3. Results and discussion..... 90

4.3.1. Mechanical behavior of GiRs at room temperature.....	90
4.3.2. Mechanical behavior at high temperature of GiRs set parallel to the wood grain.....	92
4.3.2.1. Pull-out tests at stabilized temperature.....	92
4.3.2.2. Pull-out tests at constant load.....	95
4.3.2.3. Comparison between the two test procedures.....	96
4.3.3. Mechanical behavior at high temperature of GiRs set perpendicular to the wood grain.....	97
4.3.4. Influence of temperature on GiRs failure mode (in configuration parallel to the grain).....	98
4.4. Conclusion.....	100
Chapitre 5 Etude du comportement au feu des ancrages chimiques à l'échelle de la structure et validation de la méthode de dimensionnement	101
5.1. Introduction	105
5.2. Fire design method description	107
5.3. Test Specimen set-up and design method application.....	109
5.3.1. Test specimen conception.....	109
5.3.2. Design method application.....	111
5.3.2.1. Quantification of the applied tensile load F_{app}	111
5.3.2.2. Calculation of temperature profiles ($\theta(x,t)$).....	112
5.3.2.3. Bond strength – Temperature relationship ($\tau_{max}(\theta)$).....	113
5.3.2.4. Bearing capacity evolution and time of collapse prediction.....	114
5.3.3 Metrology	115
5.3.3.1. Temperature measurements.....	115
5.3.3.2. Displacement measurements	116
5.3.3.3. Slab rotation measurements.....	117
5.3.3.4. Wall/slab interface displacement.....	117
5.4. Results and discussion.....	118
5.4.1. Experimental observations	118
5.4.2. Thermal distribution analysis	118
5.4.3. Slab displacement analysis	121
5.4.4. Slab rotation analysis.....	123
5.4.5. Invar bars displacement.....	124
5.4.6. Fracture interface analysis.....	126
5.5. Conclusion.....	126
Conclusion de la partie 2	128

Partie 3 Modélisation de la distribution des contraintes le long des ancrages chimiques en situation d'incendie	131
Introduction de la troisième partie.....	132
Chapitre 6 Etude de la répartition des contraintes et prédiction du temps de ruine des ancrages chimiques en situation d'incendie par un modèle shear-lag non linéaire.....	134
6.1. Introduction	137
6.2. Shear-lag model adapted to the mechanical problem of chemical anchors.....	139
6.2.1. Model assumptions and notions	139
6.2.2. Constitutive equations	140
6.2.3. Bond stress-anchor slip relationship.....	141
6.3. Case of a uniform temperature distribution.....	142
6.3.1 Analytical approach.....	143
6.3.2. Analytical approach with imposed displacement mode	145
6.3.3. Numerical discretization.....	145
6.3.4. Temperature effect on the stress distribution profile.....	148
6.4. Case of a non-uniform temperature distribution.....	150
6.5. Model validation and comparison with the simplified integration resistance method	156
6.6. Conclusion.....	158
Conclusion générale et perspectives.....	160
Annexe 1 : Dimensionnement au feu des scellements chimiques selon le (EOTA EAD 330087-00-0601, 2015).....	164
Annexe 2 : Analyse Thermogravimétrique couplée à une spectrométrie de masse effectuée sur la résine étudiée dans le chapitre 3	167
Annexe 3 : Evaluation de la résistance au feu des structures	172
Références	175

Liste des figures

Fig. 1.1 : Etapes de mise en place des scellements chimiques	21
Fig. 1.2 : Etapes de mise en œuvre des goujons collés pour la réalisation des assemblages invisibles	24
Fig. 1.3 : Exemples de réhabilitation de monuments historiques par la technique des goujons collés	24
Fig. 1.4 : Exemple d'utilisation des goujons collés dans la construction de nouveaux ouvrages en bois	25
Fig. 2. 1 : a) Dilatation thermique de la pâte de ciment entre 20°C et 300°C, b) Dilatation thermique de granulats de différentes natures	29
Fig. 2. 2 : Contraintes tangentielles générées dans le béton chauffé à 270°C	29
Fig. 2. 3: a) Variation de la résistance en compression du béton en fonction de la température, b) Variation du module d'élasticité du béton en fonction de la température	30
Fig. 2. 4: Tissus périphériques du bois	31
Fig. 2. 5: Structure macroscopique d'un arbre	31
Fig. 2. 6: Directions et plans principaux du bois	32
Fig. 2. 7: Schéma récapitulatif du processus de combustion du bois massif.....	33
Fig. 2. 8: Evolution du comportement mécanique du bois parallèle au fil en fonction de la température	34
Fig. 2. 9: Armatures HA et tiges filetées.....	34
Fig. 2. 10: Courbe de contrainte – déformation de l'acier à température ambiante	35
Fig. 2. 11: Comportement des bars de précontrainte à haute température	35
Fig. 2. 12: Comportement mécanique à haute température : a) Acier laminés à chaud, b) Acier laminé à froid	36
Fig. 2. 13: Groupement époxyde	37
Fig. 2. 14: Synthèse de la résine époxy de type DGEBA par le procédé Taffy	37
Fig. 2. 15: Relation entre la structure chimique et les propriétés de la résine époxyde DGEBA.....	38
Fig. 2. 16: Schéma de l'évolution de la réticulation de la résine.....	38
Fig. 2. 17: Variation du module de cisaillement de deux résines époxydes avec deux teneurs en charges différentes : (G1) Trop chargée et (G2) faiblement chargée	39
Fig. 2. 18: Prédiction du comportement en fluage de la résine G1	40
Fig. 3. 1: Tensile tests on 12 mm diameter Diwidag rebar.....	52
Fig. 3. 2: Position of thermocouples and adhesive tape on the anchor.....	52
Fig. 3. 3: Mass loss and derivative mass loss Vs resin temperature curve	53
Fig. 3. 4: Heat flow vs heating temperature curve for resin sample cured at room temperature.....	54
Fig. 3. 5: Glass transition temperature Vs conditioning temperature.....	55
Fig. 3. 6: Post-cure peaks Vs conditioning temperature.....	55
Fig. 3. 7: Pull-out experimental device	57
Fig. 3. 8: Bond resistance and Relative bond resistance vs Bond temperature for pull-out tests at stabilized temperature.....	59
Fig. 3. 9: Bond stress vs bond failure temperature curve for pull-out tests at constant load.....	60
Fig. 3. 10: Results superposition from the two pull-out test procedures	62
Fig. 3. 11: Distances considered in slip measurements	63
Fig. 3. 12: Bond stress vs rebar slip for stabilized temperatures at different ranges a) Target temperatures between 20°C and 50°C, b) Target temperatures between 50°C and 105°C, c) Target temperatures higher than 105°C.....	63
Fig. 3. 13: The four mechanical zones of a chemical anchor loaded at a temperature lower between 20°C and 50 ° C a) Elastic zone, b) yielding and crack initiation zone, c) damage propagation and bond failure zone, d) Slipping and frictional resistance zone	65
Fig. 3. 14: Examples of different failure modes observed during pull-out tests. a) Steel rebar/resin interface (21°C), b) Mixed failure mode (65°C), c) Resin/concrete interface (100°C).....	66

Fig. 3. 15: Example of incompatibility of displacements in the current design method a) Anchor's mechanical behavior suggested by the design method / b) Real anchor's mechanical behavior	69
Fig. 3. 16: Bond stress vs rebar slip curves showing the real mechanical behavior of a chemical anchor at different temperatures.....	70
Fig. 4. 1: List of parameters affecting the mechanical behavior of glued-in rods.....	79
Fig. 4. 2: Most common test methods used to assess the mechanical behavior of GiR connections. ...	80
Fig. 4. 3: DSC thermograms of two Mastifix® adhesive samples polymerized over 3 days at room temperature.....	82
Fig. 4. 4: Glass transition temperature (T_g) of the Mastifix® epoxy adhesive vs post-curing temperature for a period of 3 hours (after an initial cure at 20°C for 2 days).	83
Fig. 4. 5: Degree of reticulation (α) of the polymer network vs post-curing temperature for a period of 3 hours (after an initial cure at 20°C for 2 days)	84
Fig. 4. 6: Evolution of the shear storage modulus versus temperature for a sample of Mastifix® adhesive subjected to two successive DMA runs.....	85
Fig. 4. 7: Evolution of the loss factor $\tan \delta$ versus temperature for a sample of Mastifix® adhesive subjected to two successive DMA runs.....	85
Fig. 4. 8: Tensile stress versus tensile strain obtained by quasi-static tensile tests performed at different temperatures on samples of Mastifix® adhesive (initial polymerization took place at room temperature)	87
Fig. 4. 9: Fabrication procedure of GiR test specimens.	88
Fig. 4. 10: Test specimens fixed in the jig during adhesive polymerization.	88
Fig. 4. 11: Experimental setup allowing to perform pull-out tests at various temperatures.....	89
Fig. 4. 12: Distances considered in the steel rod slip measurement.	91
Fig. 4. 13: Mechanical behavior of GiRs at ambient temperature : 3 distinct domains depending on the applied load level a) Reversible linear elastic behavior b) Irreversible nonlinear behavior c) Failure behavior.....	92
Fig. 4. 14: Average bond strength vs bond temperature curve obtained from pull-out tests at stabilized temperature.....	94
Fig. 4. 15: Average bond stress vs steel rod slip at different temperatures: a) At room temperature, b) With the glass transition temperature range, c) At temperatures beyond T_g of the polymer adhesive.	95
Fig. 4. 16: Average bond strength vs bond failure temperature curve obtained from pull-out tests at constant load.....	96
Fig. 4. 17: Compared results obtained from the two pull-out test procedures.....	97
Fig. 4. 18: Average bond strength versus temperature : Comparison between GiRs specimens set perpendicular and parallel to the wood grain.	98
Fig. 4. 19: Average bond stress vs steel rod slip for GiRs bonded perpendicular to the grain subjected to pull-out test at various temperatures.....	98
Fig. 4. 20: Failure modes observed when performing pull-out tests on GiRs at various temperatures.	99
Fig. 5. 1: Vulcain fire test configuration : Instrumentation and set up on the furnace	107
Fig. 5. 2: Bond resistance integration design method applied to chemical PIRs subjected to fire	109
Fig. 5. 3: Vulcain furnace of CSTB Champs-sur-Marne, France.....	110
Fig. 5. 4: Position of the slab in the concrete frame	110
Fig. 5. 5: Determination of the neutral axis and the pivot position in the concrete slab cross section	111
Fig. 5. 6: Concrete thermal conductivity, density and specific heat variation under heat effect.....	112
Fig. 5. 7: Thermal distribution along the PIR at different moments of ISO fire exposure obtained by F.E. analysis	113
Fig. 5. 8: Bond strength - Temperature relationship determined by means of pull-out tests at constant load	114
Fig. 5. 9: Evolution of the PIR bond resistance during an ISO fire exposure	115
Fig. 5. 10: Evolution of the load bearing capacity of the PIR during ISO fire exposure	115
Fig. 5. 11: Wire displacement sensor installed on the concrete slab	116

Fig. 5. 12: Digital Image Correlation System installed above the test specimen	117
Fig. 5. 13: Inclinometers installed at the non-exposed surface of the concrete slab	117
Fig. 5. 14: Positions of the Invar bars and LVDT sensors in the test specimen	118
Fig. 5. 15: Evolution of the average measured temperatures along the horizontal thermocouple lines	120
Fig. 5. 16: Evolution of the average measured temperature along the vertical thermocouple lines....	120
Fig. 5. 17: Evolution of the gas temperature measured during the fire test.....	121
Fig. 5. 18: Vertical displacement evolution during the fire test	121
Fig. 5. 19: Fields of vertical displacement recorded by DIC during the fire test	122
Fig. 5. 20: Evolution of the curvature of the slab during the fire test plotted from the DIC data	123
Fig. 5. 21: Slab curvature during the fire test. a) Along the X-axis. b) Along the Y-axis.....	124
Fig. 5. 22: Evolution of the PIRs slip during the test measured by the Invar bars	124
Fig. 5. 23: Evolution of the slab rotation during the fire test measured by the Invar bars	125
Fig. 5. 24: Anchor's section analysis after collapse.....	126
Fig. 6. 1: Geometrical and mechanical configuration of the studied anchor	139
Fig. 6. 2: Forces equilibrium in the section of an element of the anchor	140
Fig. 6. 3: Bilinear bond stress-anchor slip relationship	142
Fig. 6. 4: The use of boundary conditions in solving shear-lag equations	145
Fig. 6. 5: Anchor discretization into n elements.....	146
Fig. 6. 6: Stress and slip profiles for different levels of imposed displacement obtained by analytical and finite difference models : a) Slip profile, b) Bond stress profile, c) Axial stress profile, d) Bond stress-slip cohesive law	147
Fig. 6. 7: a) Axial stress, b) bond stress, c) Anchor slip profiles at different temperatures obtained using the analytical shear-lag solution	149
Fig. 6. 8: Bond stress – anchor slip curves obtained by pull-out tests at different temperatures	150
Fig. 6. 9: Experimental and MC2010 pull-out curves for different temperatures	152
Fig. 6. 10: Evolution of the temperature distribution along the anchor during the ISO 834-1 fire exposure	153
Fig. 6. 11: Bond stress-slip relationship determined by interpolation of experimental parameters in table 6.5 for 90 minutes of ISO fire exposure	154
Fig. 6. 12: a) Anchor constitutive law variation for different loading levels. b) Theoretical axial force-anchor slip curve obtained by the shear-lag model for 90 minutes ISO fire exposure.....	154
Fig. 6. 13: a) Axial stress, b) bond stress and c) Anchor slip distribution in case of a thermal gradient for different imposed displacement values	155
Fig. 6. 14: Damage propagation as a function of the displacement imposed at the beginning of the anchor	156
Fig. 6. 15: Full-scale fire test on a concrete cantilever slab connected to a concrete wall by chemical anchors performed on the Vulcain furnace (CSTB, Champs-sur-Marne, France).....	157
Fig. 6. 16: Anchor fire resistance evolution calculated by Shear-lag and by resistance integration method	158
Fig. A.1. 1 : Eprouvette et configuration d'essai imposées par le (EOTA EAD 330087-00-0601, 2015)	164
Fig. A.1. 2 : Approximation mathématique des résultats expérimentaux des essais d'arrachement...	165
Fig. A.2. 1 : Analyse des gaz émis par spectrométrie de masse : Masse molaire 18g/mol (Eau H ₂ O)	167
Fig. A.2. 2 : Analyse des gaz émis par spectrométrie de masse : Masse molaire 44g/mol (Dioxyde de carbone CO ₂)	167
Fig. A.2. 3 : Analyse des gaz émis par spectrométrie de masse : Masse molaire 2g/mol (Dihydrogène H ₂)	168
Fig. A.2. 4: Analyse des gaz émis par spectrométrie de masse : Masse molaire 28g/mol (Diazote N ₂)	168

Fig. A.2. 5: Analyse des gaz émis par spectrométrie de masse : Masse molaire 78g/mol (Benzène C ₆ H ₆)	169
Fig. A.2. 6 : Essai TGA couplé à la spectrométrie de masse effectué sur un échantillon de 55.7 mg de résine Mastifix®	170
Fig. A.2. 7 : Essai TGA couplé à la spectrométrie de masse effectué sur un échantillon de 64.1 mg de résine Mastifix®	170
Fig. A.3. 1: Schéma illustratif des critères de résistance au feu	172
Fig. A.3. 2 : Comparaison entre la courbe ISO 834 et l'élévation réelle de la température dans une structure en situation d'incendie.....	173
Fig. A.3. 3: Courbes température-temps conventionnelles	173

Liste des tableaux

Tableau 1 : Démarche, objectifs et contenu de l'étude de la tenue au feu des ancrages chimiques dans le bois et dans le béton	18
Tableau 1. 1: Champs d'application des scellements chimiques dans les structures en béton.....	22
Tableau 1. 2: Valeurs de correspondance des résistances en adhérence entre les ancrages mécaniques classiques et les scellements chimiques	23
Tableau 2. 1: Principaux constituants d'un ciment de Portland.....	27
Tableau 2. 2: Températures de modifications physicochimiques dans le béton.....	28
Table 3. 1: Conditioning properties of test specimens	54
Table 3. 2: Test program for pull-out tests at stabilized temperature.....	58
Table 3. 3: Test program for pull-out tests at constant load	59
Table 3. 4: Comparison of the anchor's load bearing capacity values obtained using the current design method and by integrating the anchor slip criterion.....	69
Table 4. 1: Test specimens fabricated in the present study.	89
Table 4. 2 : Test program for pull-out tests parallel to the grain at stabilized temperature.....	93
Table 4. 3: Test program for pull-out tests parallel to the grain at constant load.....	95
Table 5. 1: Mixture proportions of the concrete used for the slab and wall casting.....	110
Table 5. 2: Heat exchange coefficients for concrete surfaces exposed and non-exposed to fire.....	112
Table 6. 1: Geometric parameters used in the calculation of the bond stress distribution	144
Table 6. 2: Mechanical parameters used in the calculation of the bond stress distribution at 110°C .	144
Table 6. 3: Mechanical input data used in the stress profiles calculations injected into the analytical and numerical models	147
Table 6. 4: Input data used for the stress profiles calculations for different temperatures.....	149
Table 6. 5: Anchor mechanical parameters for different temperatures extracted from experimental curves using MC2010 law	152
Tableau A.1. 1: Valeurs de correspondance des résistances en adhérence entre les ancrages mécaniques classiques et les scellements chimiques	165

Introduction générale

Contexte

La technique d'ancrage par scellements chimiques est apparue dans les années 1960 et a permis d'accélérer l'achèvement de la construction des ouvrages en béton armé par la substitution des ancrages mécaniques classiques coulés dans le béton, nécessitant d'attendre le temps de durcissement du béton. Les scellements chimiques utilisés dans les ouvrages en béton, connaissent aujourd'hui un succès grandissant grâce aux solutions techniques qu'ils apportent et grâce à leurs performances mécaniques équivalentes ou parfois supérieures aux ancrages mécaniques classiques sous certaines conditions. Cependant, le comportement mécanique des scellements chimiques est essentiellement gouverné par le comportement mécanique des résines polymères utilisées dans la réalisation de la connexion. Ces résines polymères se caractérisent par leur sensibilité à la variation de la température, amplifiant en conséquence la vulnérabilité des ancrages dans les situations d'incendie.

Par ailleurs, trois sinistres liés à l'utilisation des scellements chimiques se sont produits au cours de ces quinze dernières années et ont mis en cause la fiabilité et la sûreté de ce système d'ancrage. En effet, en 2003, une partie du plafond suspendu du tunnel Big Dig de Boston s'est effondrée et a provoqué la mort de 2 personnes. Neuf années plus tard, un accident similaire s'est produit dans le tunnel Sasago au Japon, en 2012, faisant 9 victimes. L'année 2011 avait d'autre part aussi connu l'effondrement de la barrière du pont Canopy à Atlanta mettant en cause les scellements chimiques. Les rapports des enquêteurs ont permis d'identifier les causes de ces accidents, et les ont attribuées à l'arrachement des chevilles scellées chimiquement dans le béton suite à des défaillances lors de leur implantation et aussi au fluage de la résine engendrant des déplacements différés considérables. Ces rapports ont également dévoilé un manque important d'information concernant la durabilité et le comportement des scellements chimiques dans des circonstances accidentelles telles que les séismes et les incendies. Ce manque d'information s'est traduit par une carence en termes de textes réglementaires et de méthodes de dimensionnement permettant la sécurisation de l'utilisation des scellements chimiques dans les ouvrages en béton armé.

A l'issu de ces rapports, plusieurs chercheurs se sont mobilisés et ont mené des investigations sur le comportement mécanique des scellements chimique sous un chargement permanent et sous des chargements cycliques et sismiques. Ces études avaient comme principal objectif d'évaluer la durabilité et le comportement sismique des chevilles scellées chimiquement dans le béton. Les résultats les plus captivants de ces études étaient ceux du National Institute of Standards and Technology (NIST, USA) consistant à prédire le comportement en fluage des scellements chimiques à partir d'une caractérisation physico-chimique de la résine utilisée dans la réalisation de l'ancrage ([Chin, et al., 2010](#)). En revanche, la problématique du comportement au feu des scellements chimiques a été délaissée et n'a pas suscité l'intérêt des chercheurs. Par conséquent, très peu de travaux de recherche existent aujourd'hui permettant d'étudier et d'évaluer le comportement mécanique des scellements chimiques en situation d'incendie.

L'efficacité mécanique en termes de transfert d'efforts et les solutions architecturales et techniques apportées par les scellements chimiques dans les ouvrages en béton armé ont suscité l'intérêt des acteurs de la construction bois. Cette technique d'ancrage chimique, exclusivement utilisée dans les ouvrages en béton, a été récemment transférée pour être utilisée dans les ouvrages bois depuis une trentaine d'années et a été nommée par « goujons collés ». Ces goujons collés ont tout d'abord été utilisés uniquement dans la rénovation et le renforcement des monuments à forte valeur historique, avant qu'ils ne soient intégrés depuis quelques années dans la réalisation de nouveaux ouvrages en bois.

Du point de vu réglementaire, les goujons collés sont confrontés à la même situation que les scellements chimiques. En effet, il n'existe aujourd'hui aucune méthode harmonisée pour dimensionner les goujons collés afin de sécuriser leur utilisation. Les maitres d'œuvre s'appuient donc sur des guides et des documents techniques pour évaluer et dimensionner leurs assemblages par goujons collés. Du point de vue de la sécurité incendie, le même problème se présente. En effet, tel est le cas des scellements chimiques, la réglementation actuelle ne propose pas de méthodes pour dimensionner au feu les goujons collés.

Dans le cadre de la continuité du programme de recherche lancé en 2011 par le Centre Scientifique et Technique du Bâtiment sur la Maîtrise des Risques et dans le cadre du programme de recherche mené par le laboratoire Navier de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées/IFSTTAR/CNRS sur l'étude de l'état des contraintes dans les assemblages collés, ce projet de recherche s'intéresse à l'étude de la tenue au feu des systèmes d'ancrage chimique réalisés dans le bois et dans le béton.

Objectif de la recherche

Dans le cadre de cette étude, nous cherchons à comprendre et à modéliser le comportement des systèmes d'ancrage chimique en situation d'incendie. Nous nous intéressons dans ce travail à l'identification et à la quantification des phénomènes physiques, chimiques et mécaniques se produisant à haute température et influençant la tenue au feu des ancrages chimiques. Le premier axe de l'étude repose sur le développement d'une procédure expérimentale adaptée pour évaluer les propriétés mécaniques à haute température des ancrages chimiques. Le deuxième axe se focalise sur le développement et la validation d'un modèle permettant de décrire l'état des contraintes le long de l'ancrage sous un chargement mécanique et thermique, et capable de prédire son temps de ruine. **La finalité de ce projet de recherche est de proposer une méthode permettant de décrire l'évolution de la résistance mécanique des systèmes d'ancrage chimique en situation d'incendie et de prédire leur durée de résistance au feu afin de les dimensionner.**

Méthodologie de la recherche

Ce manuscrit de thèse est composé de 6 chapitres, s'intéressant chacun à l'étude et à la résolution d'une problématique spécifique liée aux ancrages chimiques. Le tableau 1 synthétise le contenu et les objectifs attendus de chacun de ces six chapitres.

- i- Le chapitre 1 présente les systèmes d'ancrages chimiques utilisés dans la construction des ouvrages en bois et en béton armé. **L'objectif** est de détailler les étapes de mise en œuvre des ancrages chimiques, de présenter leurs champs d'application et enfin de mettre l'accent sur l'absence d'une méthode de dimensionnement harmonisée permettant de sécuriser leur utilisation dans les conditions normales de service et en situation d'incendie. **Pour ce faire**, une étude bibliographique a été réalisée pour décrire dans un premier temps les différentes méthodes employées pour la réalisation des ancrages chimiques, et pour exposer dans un deuxième temps les différents guides et documents techniques disponibles à disposition des ingénieurs pour dimensionner les ancrages chimiques en l'absence d'une méthode harmonisée.
- ii- Le chapitre 2 présente les matériaux constituant les ancrages chimiques étudiés dans le cadre de ce projet de recherche. **L'objectif** est d'exposer les phénomènes se produisant dans ces matériaux lors de leur exposition à des températures élevées. **Pour cela**, une étude bibliographique est présentée dans ce chapitre, permettant d'interpréter les changements physiques et chimiques se produisant dans ces matériaux à l'échelle microscopique et mésoscopique conduisant à la modification de leurs propriétés mécaniques.
- iii- Le chapitre 3 se focalise sur l'étude de l'évolution du comportement mécanique à haute température des scellements chimiques dans le béton. **L'objectif** de ce chapitre est d'identifier et quantifier les phénomènes physiques, chimiques et mécaniques se produisant

dans les scellements chimiques lors de leur exposition à une variation de la température. **Pour cela**, des essais de caractérisation à haute température (TGA, DSC) ont été réalisés sur la résine utilisée pour la réalisation du scellement, permettant d'observer les modifications se produisant dans ce polymère lors d'une variation de sa température. La variation du comportement global de l'ancrage lors d'une exposition à des températures élevées a été également investiguée par le biais d'une campagne d'essais d'arrachement à température stabilisée et à effort constant.

- iv- Le chapitre 4 se concentre sur l'étude du comportement mécanique des goujons collés dans le bois lors d'une exposition à des températures élevées. **L'objectif** de ce chapitre est d'étudier l'évolution du comportement mécanique des goujons collés en situation d'incendie. **Pour ce faire**, l'étude a tout d'abord porté sur l'évolution des propriétés de la résine à travers des essais de caractérisation à haute température (DSC, DMA, Traction quasi-statique), puis sur le comportement global de l'ancrage suivant deux orientations différentes du fil du bois par des essais d'arrachement à haute température.
- v- Le chapitre 5 décrit l'évolution du comportement des scellements chimiques dans une structure en situation d'incendie. **L'objectif** est d'observer les phénomènes se produisant à l'échelle de l'ancrage dans une structure soumise à une sollicitation thermique et mécanique et de valider une méthode proposée pour la prédiction de la durée de résistance au feu des ancrages chimiques. **Pour cela**, un essai au feu à l'échelle 1 a été réalisé sur une dalle en console ancrée chimiquement dans un mur en béton et exposée à un feu normalisé jusqu'à sa ruine.
- vi- Le chapitre 6 porte sur l'étude de la répartition des contraintes le long des ancrages soumis à une variation de température. **L'objectif** est d'étudier l'influence de la température dans la modification de la distribution des contraintes le long des ancrages et de prédire la durée de résistance au feu de ces derniers. **Pour cela**, un modèle non linéaire de cisaillement différé « shear-lag » a été développé et validé, permettant de tenir compte de l'influence de la température sur la répartition des contraintes le long des ancrages et capable de prédire leur moment de ruine. Ce modèle a été alimenté par la connaissance du comportement global de l'ancrage à différentes températures obtenue par les essais d'arrachement à température stabilisée effectués dans le chapitre 3 et validé par la comparaison des résultats du modèle avec les résultats expérimentaux présentés dans le chapitre 5.

Tableau 1 : Démarche, objectifs et contenu de l'étude de la tenue au feu des ancrages chimiques dans le bois et dans le béton

Données d'entrée ancrage					
Manque d'information sur le comportement au feu des ancrages chimiques		Interprétation des phénomènes se produisant dans les matériaux		Validation du modèle shear-lag	
Comparaison scellements chimiques- goujons collés					
Partie 1		Partie 2			Partie 3
Chapitre 1	Chapitre 2	Chapitre 3	Chapitre 4	Chapitre 5	Chapitre 6
Systèmes d'ancrages chimiques : Scellements chimiques et goujons collés	Comportement à haute température des matériaux	Influence de la température sur le comportement mécanique des scellements chimiques dans le béton et identification des facteurs responsables de la dégradation de leur résistance au feu	Influence de la température et de l'orientation du fil sur le comportement mécanique des goujons collés dans le bois	Etude du comportement au feu des ancrages chimiques à l'échelle de la structure et validation de la méthode de dimensionnement	Etude de la répartition des contraintes et prédiction du temps de ruine des ancrages chimiques en situation d'incendie par un modèle shear-lag non linéaire
Objectifs					
i- Présentation des scellements chimiques et de leur procédure de mise en œuvre	i- Etude des phénomènes se produisant à haute température dans les matériaux de l'ancrage	i- Identification et quantification des phénomènes se produisant dans la résine à haute température	i- Etude du comportement mécanique à haute température des goujons collés dans le bois	i- Etude du comportement au feu des scellements chimiques dans une structure en situation d'incendie	i- Prédire la répartition des contraintes le long de l'ancrage
ii- Présentation des champs d'application des ancrages chimiques		ii- Etude du comportement global des ancrages chimiques exposés à des températures élevées	ii- Etude de l'influence de l'orientation du fil du bois sur la résistance au feu des goujons collés	ii- Validation de la méthode de dimensionnement au feu	ii- Quantifier l'influence de la température sur la distribution des contraintes
iii- Mettre l'accent sur l'absence d'une méthode de dimensionnement harmonisée					iii- Prédire la résistance au feu des ancrages chimiques
Contenu					
i- scellements chimiques dans le béton	i- Etude bibliographique sur le béton, le bois, l'acier et les résines polymères	i- Essais de caractérisation à haute température de la résine	i- Essais de caractérisation à haute température de la résine	i- Essai au feu à grande échelle sur une dalle en console ancrée chimiquement dans un mur	i- Développement du modèle non linéaire
ii- goujons collés dans le bois		ii- Essais d'arrachement à haute température des scellements chimiques	ii-Etude du comportement global à haute température des goujons collés	ii- Etude des phénomènes se produisant au cours de l'essai au feu	ii- Résolution numérique du modèle en mode déplacement imposé
iii- méthodes d'évaluation de la résistance au feu des structures		iii- Dimensionnement au feu des scellements chimiques	iii-Etude de l'influence de l'orientation du fil du bois	iii- Validation de la méthode de dimensionnement	iii- Calcul de la résistance au feu des ancrages chimiques

Partie 1

Etude bibliographique

Chapitre 1

Systèmes d'ancrages chimiques : Scellements chimiques et goujons collés

1.1. Description des ancrages chimiques

L'ancrage chimique est une technique d'assemblage qui consiste à ancrer une tige filetée dans un matériau plein (bois, béton, parpaing plein, pierre) ou creux (brique, parpaing creux) en injectant une résine structurale.

Dans ce travail de recherche on s'intéresse particulièrement à l'étude des systèmes d'ancrage chimique dans le béton et dans le bois. On désignera dans la suite de ce manuscrit par « scellements chimiques », les ancrages chimiques réalisés dans le béton, et par « goujons collés » les systèmes d'ancrages chimiques réalisés dans les ouvrages bois.

1.1.1. Scellements chimiques

L'assemblage par la technique des scellements chimiques est réalisé par le collage d'une armature en acier dans un élément en béton durci d'un côté, et par le coulage du béton frais sur le ferrailage de l'autre côté. L'utilisation de cette technique dans la construction des ouvrages en béton armé a débuté dans les années 60 (Shaw, 1985). Depuis cette date, l'emploi de cette technique dans la construction en béton est en plein essor grâce à ses performances mécaniques, sa facilité de mise en œuvre et aux solutions techniques qu'elle apporte pour répondre aux exigences architecturales.

Méthode de mise en œuvre des scellements chimiques : La mise en place des scellements chimiques dans les structures en béton est très simple et ne demande pas de matériel sophistiqué. Elle s'effectue en seulement 4 étapes (Fig. 1.1) :

- Perçage d'un trou dans la structure existante en béton à la profondeur désirée avec un diamètre supérieur de 2 à 5 mm à celui de l'armature, défini selon les recommandations du fabricant de la résine. L'espacement entre l'armature et la surface du béton sera par la suite comblé par la résine.
- Nettoyage du trou avec une série de brossage et soufflage par de l'air comprimé. Cette étape est importante dans la définition des performances mécaniques des scellements chimiques (Meszaros & Eligehausen, 1998).
- Injection de la résine en quantité suffisante à partir du fond du trou à l'aide d'un pistolet d'injection équipé d'une buse permettant à la fois de mélanger le durcisseur et la résine mère, et d'atteindre le fond du trou.
- Insertion de l'armature lentement dans le trou avec un mouvement de pivotement afin d'éviter la génération des bulles d'air dans le joint de colle.

D'une manière générale, les résines de scellement commercialisées nécessitent moins de 24h pour polymériser et atteindre les performances mécaniques requises pour la connexion, ce qui permet d'accélérer la mise en place du ferrailage et le coulage du nouvel élément en béton.

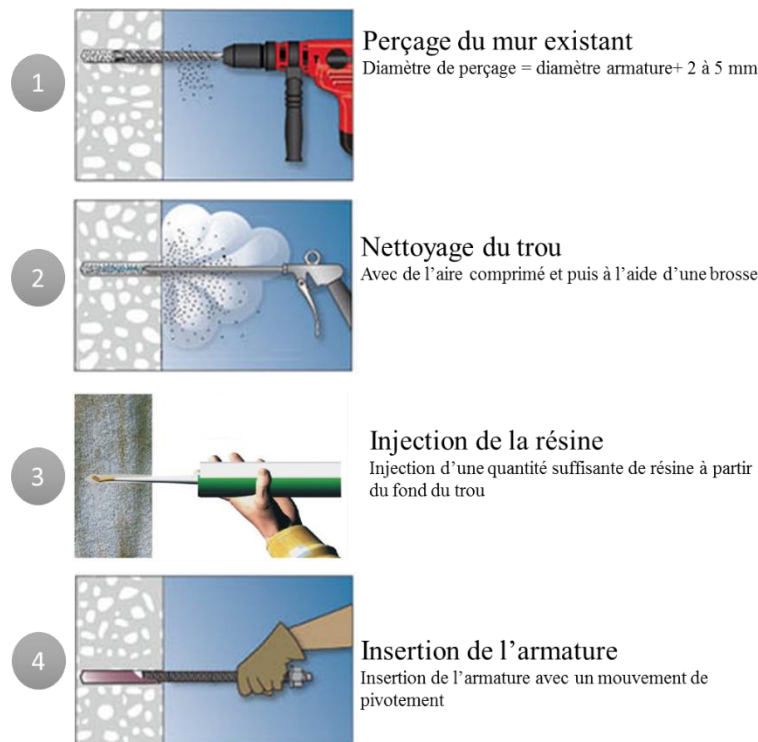


Fig. 1.1 : Etapes de mise en place des scellements chimiques

Champs d'application des scellements chimiques : La technique des scellements chimiques présente aujourd'hui un champ d'application très étendu. En effet, cette technique a été initialement employée dans la rénovation, l'extension et le renforcement des structures en béton armé grâce à la possibilité qu'elle offre pour raccorder de nouveaux éléments aux structures existantes (Sato, et al., 2004). Récemment, cette technique d'assemblage est également utilisée dans les nouvelles constructions d'ouvrages d'art tels que les ponts et les tunnels, ou encore pour raccorder les planchers des parkings souterrains.

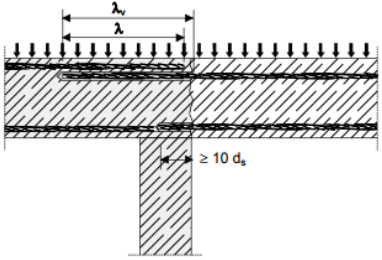
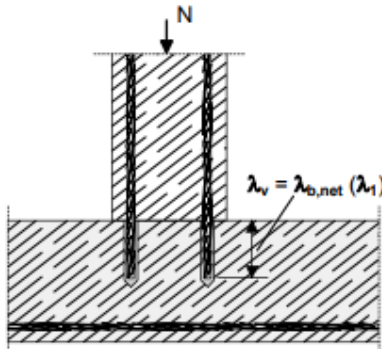
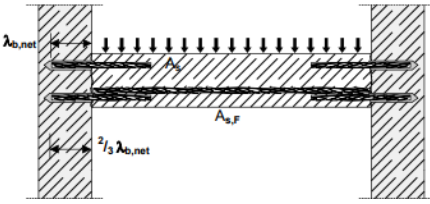
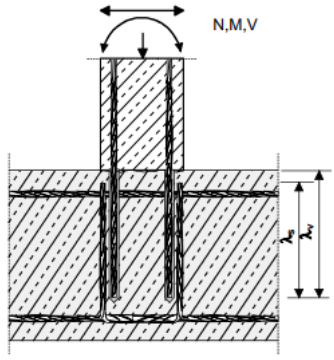
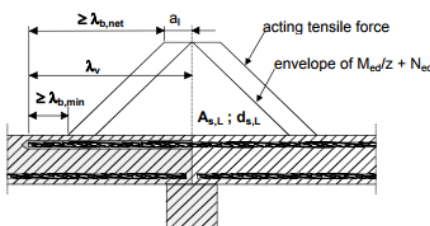
Selon le Document d'Evaluation Européenne (DEE) 330087-00-0601 de l'European Organisation for Technical Approvals (EOTA EAD 330087-00-0601, 2015), la technique des scellements chimiques peut être utilisée dans des configurations horizontales ou verticales pour connecter des dalles, des poutres, des murs et des éléments sollicités en compression (Tableau 1.1).

Parmi ces diverses applications des scellements chimiques, on distingue deux types de connexions les plus fréquemment utilisées (Pinoteau, 2013):

- Slab/Slab connections : Configuration horizontale permettant le raccord de deux dalles ou éléments en béton pour constituer un plancher.
- Slab/wall connections : Configuration verticale permettant de raccorder un élément vertical à un élément horizontal.

En plus des multiples solutions qu'offrent les scellements chimiques pour raccorder et étendre des éléments en béton, cette technique permet d'accélérer l'achèvement de la construction grâce à la prise rapide des résines structurales utilisées dans la réalisation de la connexion par rapport à celle des mortiers et des pâtes de ciment. En outre, les scellements chimiques se distinguent par leur comportement mécanique équivalent ou parfois supérieur, à température ambiante, à celui des systèmes d'ancrages mécaniques classiques (Bouazaoui & Li, 2008), en plus de leur capacité élevée à absorber les vibrations et donc à leur bon comportement sismique.

Tableau 1. 1: Champs d'application des scellements chimiques dans les structures en béton (EOTA EAD 330087-00-0601, 2015)

Configuration horizontale	Configuration verticale
 Jonction à recouvrement des barres d'armatures de dalles et poutres	 Raccordement de barres d'armature pour composants principalement en compression
 Ancrage en extrémité de dalles ou de poutres, en appui simple	 Jonction à recouvrement au droit de la fondation d'un pilier ou d'un mur dont les barres d'armature sont sollicitées en traction
 Ancrage d'armature pour reprendre des efforts de traction	

Réglementation des scellements chimiques :

L'évaluation des systèmes de connexion par scellements chimiques est régie en Europe par la partie 5 de l'European Approval Technical Guide (ETAG 001-Part 5, 2002). Ce document regroupe les méthodes et les conditions à appliquer pour évaluer expérimentalement les performances des connexions par scellements chimiques. En plus de l'ETAG, l'EOTA propose dans son EDD 330087-00-0601 (EOTA EAD 330087-00-0601, 2015) des méthodes expérimentales permettant d'évaluer l'influence de l'humidité, du chargement constant pendant une longue durée à 50°C et 80°C, du gel et des types du béton sur les performances mécaniques des scellements chimiques. Cependant, ce document ne suggère aucune méthode pour évaluer la résistance au feu et le comportement en fatigue des scellements chimiques.

A noter qu'actuellement, il n'existe toujours pas de codes de construction, que ce soit aux Etats-Unis ou en Europe, propres au dimensionnement des scellements chimiques. Cependant, l'absence d'une codification spécifique est comblée par des guides de construction permettant d'évaluer et de dimensionner les scellements chimiques à température ambiante. Ces guides proposent un ensemble de règles à prendre en considération lors de l'installation des scellements chimiques afin de garantir une efficacité optimale de transfert d'efforts entre les éléments raccordés et de sécuriser l'assemblage au cours de sa durée de vie. Le EDD 330087-00-0601 (EOTA EAD 330087-00-0601, 2015) et son homologue américain ACI 318 (ACI 318-11, 2011) évaluent les performances mécaniques des scellements chimiques par rapport à leurs résistances en adhérence, égales à la valeur maximale de la

contrainte de cisaillement moyenne atteinte dans le joint de colle lors des essais d'arrachement. Le dimensionnement des scellements chimiques dans les structures en béton se fait alors en se basant sur des correspondances entre les valeurs seuils des résistances en adhérence des scellements chimiques déterminées expérimentalement, et les valeurs des résistances en adhérences relatives aux ancrages mécaniques classiques fournies par l'Eurocode 2, partie 1-2 ([CEN EN 1992-1-2, 2002](#)). Ces correspondances sont présentées dans le Tableau 1.2 et reposent uniquement sur la connaissance de la classe de résistance du béton.

Tableau 1. 2: Valeurs de correspondance des résistances en adhérence entre les ancrages mécaniques classiques et les scellements chimiques

Classe de résistance du béton	Valeurs de dimensionnement de la résistance en adhérence de l'EC2 pour des bonnes conditions d'ancrage [MPa]	Valeurs des résistances en adhérence requises pour des scellements chimiques d'armature [MPa]
C12/15	1.6	7.1
C16/20	2.0	8.6
C20/25	2.3	10.0
C25/30	2.7	11.6
C30/37	3.0	13.1
C35/45	3.4	14.5
C40/50	3.7	15.9
C45/55	4.0	17.2
C50/60	4.3	18.4

L'accident survenu dans le tunnel Big Dig à Boston en 2006 suite à l'arrachement des panneaux en béton scellés chimiquement dans des blocs de béton et constituant le plafond du tunnel a poussé les organismes normatifs à élaborer de nouvelles règles de dimensionnement permettant de tenir compte des facteurs de risque pouvant se présenter lors de l'emploi des scellements chimiques dans des structures en béton. Des nouvelles règles ont donc été implémentées dans l'ACI 318-11 ([ACI 318-11, 2011](#)) permettant de prendre en considération l'évolution du comportement des scellements chimiques sous un chargement permanent. Du côté européen, des groupes d'experts de l'EOTA se sont réunis entre 2012 et 2014 et sont parvenus à établir une méthode permettant d'évaluer le comportement au feu des scellements chimiques ([Pinoteau, et al., 2017](#)), conformément aux guides existants tels que le TR23 ([EOTA TR23, 2009](#)) et la section 8 de l'Eurocode 2 partie 1-1 ([CEN EN 1992-1-1, 2004](#)). Les méthodes d'évaluation des scellements chimiques à température ambiante et à haute température ont été par la suite harmonisées et regroupées dans un unique document publié dans l'European Assessment Document (EAD) sous la référence N°330087-00-0601 ([EOTA EAD 330087-00-0601, 2015](#)) (Annexe 1). Les bases scientifiques de ces méthodes sont employées et analysées dans le chapitre 3 et 4 de ce manuscrit.

1.1.2. Goujons collés

L'assemblage par goujons collés est une technique considérée comme nouvelle et performante dans la construction bois ([Stepinac, et al., 2013](#)). Cette technique, parue il y a une trentaine d'années, est qualifiée de polyvalente car elle permet de raccorder des éléments en bois entre eux, ou bien avec d'autres éléments en acier ou en béton. La technique des goujons collés est en réalité inspirée de la technique des scellements chimiques, où l'assemblage s'effectue à travers le collage d'une tige filetée dans le bois à l'aide d'une résine structurale.

Les goujons collés ont initialement été utilisés dans la rénovation et le renforcement des structures à haute valeur historique grâce à leur aspect esthétique ([Lartigau, 2014](#)). En effet, cette technique permet de réaliser des assemblages cachés à l'intérieur des éléments en bois et donc complètement invisibles.

Avec le développement des résines structurales, les goujons collés sont aujourd'hui également utilisés dans la construction des nouveaux ouvrages en bois grâce à leur capacité élevée à transférer les efforts, leur comportement approprié en situation d'incendie et grâce à leur facilité de mise en œuvre. Les goujons collés sont souvent employés dans la construction neuve pour assembler les planchers à grande portée fabriqués en lamellé-collé et aussi pour la fixation des colonnes au sol (Gustafsson & Serrano, 2000).

Méthode de mise en œuvre des goujons collés : Les étapes de mise en œuvre des goujons collés sont très similaires à celles des scellements chimiques présentées dans le paragraphe précédent, à quelques différences près. En effet, la réalisation des assemblages par goujons collés peut s'effectuer suivant deux méthodes en fonction de la nature des éléments à assembler.

La première méthode est identique à celle des scellements chimiques décrite dans la Fig. 1.1. Cette méthode est surtout utilisée lors de la réalisation des assemblages entre des éléments en bois avec des éléments en acier ou en béton.

Cependant, la deuxième méthode de mise en œuvre est exclusivement réservée à la réalisation des assemblages entre deux éléments en bois, et diffère de la première au niveau de la mise en place du goujon et de la technique d'injection de la résine. En effet, lors de l'utilisation de cette méthode, les deux éléments en bois sont tout d'abord percés avec un diamètre légèrement plus grand que celui du goujon à ancrer. Ensuite, deux petits trous sont percés perpendiculairement aux extrémités du premier trou, servant à l'injection de la résine. Enfin, le goujon est logé dans le grand trou traversant les deux éléments à assembler et la résine est injectée à partir de l'un des deux petits trous jusqu'à ce qu'elle déborde du second petit trou, comme indiqué sur la Fig. 1.2. Cette méthode de mise en œuvre permet donc de réaliser un assemblage totalement invisible à l'intérieur des éléments en bois.

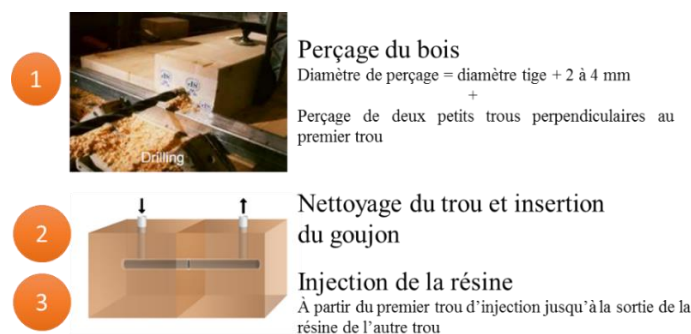


Fig. 1.2 : Etapes de mise en œuvre des goujons collés pour la réalisation des assemblages invisibles

Champs d'application des goujons collés :

Grâce à la possibilité qu'offre cette technique pour réaliser des assemblages complètement invisibles, les premières applications des goujons collés étaient restreintes à la réhabilitation des monuments historique. Les éléments structuraux endommagés étaient tout d'abord extraits de la structure puis remplacés par de nouveaux éléments en bois raccordés au reste de la structure par goujons collés (Fig. 1.3). Dans quelques cas, les nouveaux éléments rajoutés à la structure ancienne étaient recouverts par une fine couche de bois extraite de l'élément remplacé afin de conserver l'aspect esthétique de la structure.



Fig. 1.3 : Exemples de réhabilitation de monuments historiques par la technique des goujons collés (Renofors, 2015)

Récemment, la technique des goujons collés a été utilisée dans la réalisation des nouveaux ouvrages en bois grâce aux performances mécaniques, aux solutions techniques et à l'aspect esthétique élégant de ce système d'assemblage. Du point de vue esthétique, les assemblages par goujons collés réalisés sur les nouveaux ouvrages se caractérisent par leur discrétion et par l'invisibilité des connecteurs. Du point de vue mécanique, ces assemblages se distinguent par leur résistance élevée, leur efficacité à transférer les efforts et par l'absence de jeu. Enfin, du fait que l'assemblage soit complètement noyé dans le bois, la tenue au feu est favorisée par une protection thermique. La Fig. 1.4 présente quelques exemples d'utilisation des goujons collés dans de nouveaux ouvrages en bois.

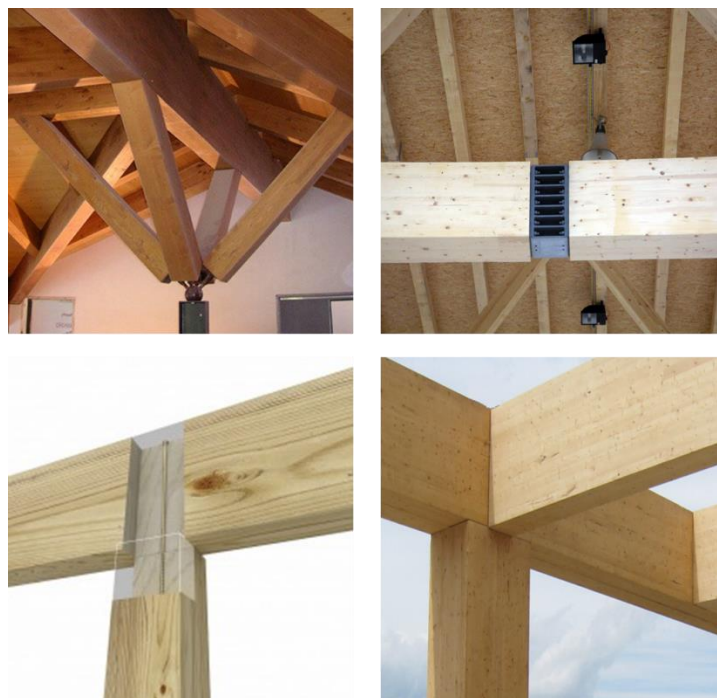


Fig. 1.4 : Exemple d'utilisation des goujons collés dans la construction de nouveaux ouvrages en bois (Simonin, 2014)

Réglementation des goujons collés :

Comme pour les scellements chimiques, il n'existe aujourd'hui aucun texte réglementaire relatif au dimensionnement des goujons collés dans le bois. Ceci peut s'expliquer par le fait que cette technique d'assemblage est relativement récente et que ses caractéristiques mécaniques ne sont pas encore totalement explorées. En effet, les chercheurs n'ont commencé à s'y intéresser massivement qu'à partir de la fin des années 1990. Les quelques travaux de recherche menés sur les goujons collés ont permis principalement d'observer une dépendance des performances mécaniques de l'assemblage aux propriétés mécaniques des composants, une hétérogénéité des contraintes de cisaillement le long du joint de colle, une différence du comportement mécanique selon l'orientation du fil du bois et enfin une perte de résistance à partir de 40°C.

Ces travaux ont contribué au développement de quelques codes de calcul permettant le dimensionnement et l'évaluation des goujons collés, en attendant l'harmonisation de ces méthodes dans un seul texte réglementaire. Parmi ces codes on trouve :

- Le cahier de l'Irabois N°11 ([Les Cahiers d'Irabois, 1999](#)), actuellement l'un des textes les plus utilisés dans le dimensionnement des goujons collés. Ce document comporte des formulations, des descriptions et des géométries d'application des goujons collés destinées à la construction neuve.

- La norme allemande DIN 1052 :2008-12 ([Deutsches Institut für Normung, 2008](#)), proposant une méthode de prédiction de la résistance en adhérence des goujons collés à partir de la valeur de la profondeur d'ancrage.
- L'avis technique Résix® de Simonin ([CSTB, 2008](#)), présentant un ensemble de règles à respecter lors de l'installation des goujons collés pour éviter la rupture par fendage du bois et propose une méthode de calcul de la capacité résistante des goujons collés à partir des paramètres géométriques de l'ancrage.
- Le formulaire de l'association RBR ([Association RBR, 2009](#)), fournissant des recommandations pour la conception et la réalisation des assemblages par goujons collés.
- Le projet de norme de l'Eurocode 5 partie 2 paru en 2015 ([CEN prEN 1995-2, 2015](#)), contenant un ensemble de règles de dimensionnement des goujons collés dérivées des travaux de Gustafsson ([Gustafsson, et al., 2001](#)) ([Gustafsson & Serrano, 2000](#)) et du projet GIROD ([Bengtsson & Johansson, 2002](#)). Ces règles de dimensionnement apparaissent en effet dans l'annexe de l'Eurocode 5 à cause de l'importante divergence entre les règles et les méthodes de dimensionnement proposées par les différents chercheurs.

Il faut noter qu'aujourd'hui, il n'existe pas d'informations pertinentes sur la durabilité et le comportement à long terme des goujons collés dans le bois. D'autre part, aucun des documents cités ci-haut ne s'intéresse à l'évaluation du comportement mécanique des goujons collés à haute température et au calcul de leur résistance en situation d'incendie.

Néanmoins, grâce aux solutions architecturales et techniques qu'ils apportent, et grâce à leurs performances mécaniques élevées, les goujons collés sont actuellement couramment utilisés dans la rénovation des ouvrages bois, et leur emploi dans la construction neuve est aujourd'hui en plein essor. Toutefois, malgré l'abondance des méthodes de dimensionnement proposées par les chercheurs, l'absence d'un texte réglementaire harmonisé semble être un vrai frein empêchant le développement de cette technique d'assemblage. C'est pour cette raison que la prochaine révision de l'Eurocode 5, prévue pour 2020, comportera potentiellement un chapitre dédié aux goujons collés ([Gomas, 2017](#)).

Chapitre 2

Comportement à haute température des matériaux de l'étude

Ce chapitre comporte une étude bibliographique sur les matériaux utilisés dans la réalisation des ancrages chimiques étudiés dans ce manuscrit. L'objectif est d'évaluer l'effet de la température sur le comportement mécanique de ces matériaux et d'interpréter les phénomènes physico-chimiques qui s'y produisent lors d'une exposition à des températures élevées.

2.1. Béton

2.1.1. Informations générales sur le béton

Le béton est le matériau de construction le plus utilisé de notre ère. Des études statistiques réalisées en 2006 estiment que chaque habitant sur terre consomme environ plus de 1 m³ de béton chaque année ([United States Geological Survey, 2008](#)). La première apparition du béton remonte au premier siècle, au temps des Romains, où ils mélangeaient une forme de ciment composé de sable de Pouzzoles avec de l'eau de chaux. Pour atteindre sa forme actuelle, la formulation du béton avait connu un développement constant depuis le XIX^{ème} siècle grâce notamment aux travaux de recherche de Louis Vicat ([Vicat, 1856](#)).

Les années 80 ont vu l'apparition de plusieurs types de béton permettant de défier les limites techniques et architecturales de la construction moderne. Ces bétons sont principalement le béton à haute performance (BHP), le béton autoplaçant (BAP) et le béton fibré à ultra-haute performance (BFUHP). Ces bétons se différencient par leurs performances mécaniques déterminées en fonction de leur composition. En effet, dans un béton on trouve trois constituants essentiels, qui sont le ciment, les granulats et l'eau, et qui déterminent ses propriétés mécaniques et physiques.

Le ciment : Le type de ciment le plus généralement utilisé en génie civil est le ciment de Portland. La formulation de ce ciment est contrôlée par les normes ASTM C150 ([ASTM International, 2007](#)) et NF EN 197-1 ([CEN NF EN 197-1, 2012](#)), et contient du :

- Clinker : Obtenu en mélangeant à haute température (1450°C) du calcaire et de l'argile finement broyés.
- Gypse (CaSO₄, 2 H₂O) : Ajouté au ciment pour empêcher la prise rapide et le phénomène de « fausse prise » du béton en formant un écran de cristaux d'ettringite.
- Adjuvants : Ajoutés au béton pour atteindre des propriétés variées telles que l'accélération ou le ralentissement de sa vitesse de durcissement, ou bien pour augmenter sa résistance en traction.

Le Tableau 2.1 résume les principaux constituants d'un ciment de Portland.

Tableau 2. 1: Principaux constituant d'un ciment de Portland ([Mindeguia, 2009](#))

Désignation	Formulation chimique	Notation Cimentière	Proportion (%)
Silicate tricalcique (Alite)	3 CaO · SiO ₂	C ₃ S	60- 65
Silicate bicalcique (Belite)	2 CaO · SiO ₂	C ₂ S	20 - 25
Aluminate tricalcique (Aluminate or Celite)	3 CaO · Al ₂ O ₃	C ₃ A	8 - 12
Alumino-ferrite tétracalcique (Ferrite)	4 CaO · Al ₂ O ₃ · Fe ₂ O ₃	C ₄ AF	8 - 10

Les granulats : Ils sont souvent d'origine naturelle et proviennent essentiellement de roches sédimentaires siliceuses ou calcaires, de roches métamorphiques telles que le quartz et les quartzites, ou de roches éruptives telles que les basaltes, les granites ou les porphyres. Ils ont le rôle de remplir les cavités du béton et y sont présents avec différents diamètres allant de 0 mm à 4 mm pour le sable, de 4 mm à 32 mm pour les gravillons, et supérieurs à 32 mm pour les graves. Leur volume représente entre 50% et 80% du volume total du béton et participent significativement dans la détermination de ses propriétés mécaniques.

L'eau : Son rôle est de déclencher la réaction d'hydratation du ciment pour former la pâte de ciment, et permet une bonne maniabilité du béton frais. Elle est présente dans le béton durci sous 3 formes : Eau chimiquement liée, eau adsorbée et eau libre. L'eau a un impact sur la durabilité du béton et sur son comportement au jeune âge.

Le béton est donc produit en mélangeant de l'eau avec le ciment, en déclenchant une réaction complexe d'hydratation conduisant à la formation d'hydrates. Deux principaux hydrates sont formés à partir de la réaction des silicates bicalciques et tricalciques avec l'eau, comme le décrit l'équation de la réaction (2.1), et sont :

- Le silicate de calcium hydraté ou gel CSH
- L'hydroxyde de calcium ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) ou Portlandite.



2.1.2. Transformations physicochimiques sous l'effet de la température

Le béton présente une bonne résistance au feu grâce à son caractère incombustible et à sa faible diffusivité thermique faisant de ce matériau un bon isolant. Cependant, l'augmentation de la température altère les propriétés mécaniques du béton en générant des modifications physicochimiques au niveau de ses constituants, comme le montre le Tableau 2.2.

Tableau 2. 2: Températures de modifications physicochimiques dans le béton (Mindeguia, 2009)

		Pâte de ciment	Granulats
		Début de la fusion	
Béton structurellement non utilisable	1200°C	Décomposition du carbonate de calcium	
	700°C	Deuxième décomposition du gel CSH	
Risque d'écaillage	600°C – 700°C		Transformation du quartz-α en quartz-β
	573°C	Décomposition de la Portlandite	
	450°C – 550°C	Point critique de l'eau	
	374°C		Risques d'instabilités thermiques de certains granulats (silex, grès)
	150°C – 350°C	Premier stage de déshydratation du gel CSH	
	80°C – 300°C	Départ de l'eau libre	
	30°C – 100°C	Décomposition de l'Ettringite	

2.1.3. Dilatation thermique du béton

L'augmentation de la température du béton conduit à sa dilatation thermique. Cette dilatation thermique est d'une part gouvernée par la dilatation thermique des granulats, et d'autre part par celle de la pâte de ciment.

La température agit sur la pâte de ciment en deux phases (Fig. 2.1a). On distingue une première phase de dilatation thermique pour des températures comprises entre 20°C et 150°C, sur laquelle les molécules

d'eau augmentent de volume et les forces capillaires exercées par l'eau sur les éléments solides diminuent du fait de l'augmentation de la température. La deuxième phase est une phase de contraction, se produisant entre 150°C et 800°C, provoquée par le départ de l'eau et engendrant des retrait importants au niveau de la pâte de ciment (Bazant & Kaplan, 1996).

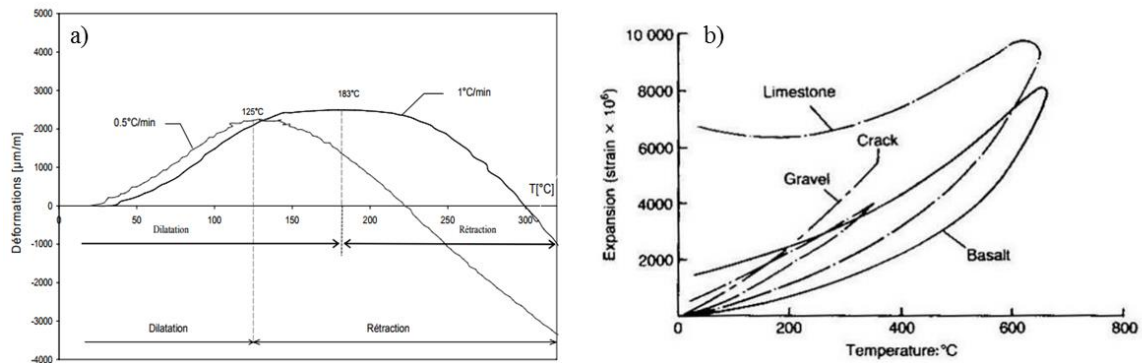


Fig. 2. 1 : a) Dilatation thermique de la pâte de ciment entre 20°C et 300°C (Hager & Pimineta, 2004), b) Dilatation thermique de granulats de différentes natures (Khoury, 1992)

L'exposition des granulats à des températures élevées conduit aussi à leur dilatation. Cependant, la quantité d'expansion thermique varie en fonction de la nature des granulats comme le montre la Fig. 2.1b. Des études antérieures ont démontré que la dilatation thermique des granulats dépend essentiellement de leur teneur en silice, et qu'elle est d'autant plus importante lorsque celle-ci est élevée. Etant donné que les granulats représentent entre 50% et 80% du volume total du béton, leur dilatation thermique pilote la dilatation thermique globale du béton et par conséquent, modifie d'une manière considérable ses performances mécaniques.

L'exposition du béton à des températures élevées conduit dans la majorité des cas à l'apparition d'un phénomène d'incompatibilité de déformation entre la pâte de ciment et les granulats. En effet, le chauffage conduit à l'expansion des granulats d'une part, et à la contraction de la pâte de ciment d'autre part. Par conséquent, des incompatibilités de déformation apparaissent à l'interface entre la pâte de ciment et les granulats, générant des contraintes tangentielles dont la valeur augmente avec le taux de silice présent dans les granulats, et conduisent à l'endommagement et à la fissuration de la matrice. Ce phénomène est observable grâce à des calculs numériques, comme le montre l'exemple sur la Fig. 2.2.

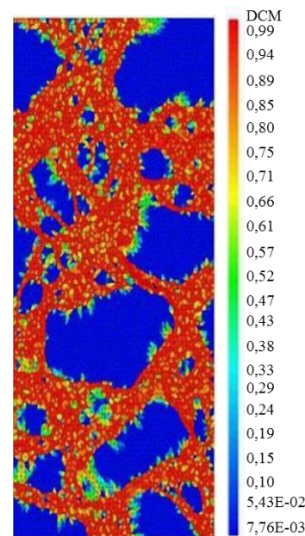


Fig. 2. 2 : Contraintes tangentielles générées dans le béton chauffé à 270°C (La Borderie, et al., 2007)

2.1.4. Effet de la température sur les propriétés mécaniques du béton

L'augmentation de la température du béton déclenche à une série de changements physicochimiques au sein du matériau conduisant à modifier ses propriétés mécaniques. Des essais de compression uni-axiale à haute température réalisés sur des cylindres en béton ont mis en évidence une perte des performances mécaniques due à l'endommagement de la matrice, accompagnée de l'apparition de contraintes résiduelles engendrées par la fissuration du matériau (Mindeguia, 2009). En effet, ces essais ont permis d'observer une légère augmentation de la résistance du béton et une diminution de sa raideur lorsque la température est comprise entre 100°C et 250°C. Les mêmes observations ont été expliquées dans

(DeJong & Ulm, 2007) par le séchage du béton et le début de la déshydratation du gel CSH, conduisant au retrait de la matrice en la rendant plus compacte, provoquant ainsi une amélioration de la résistance en compression du béton. Cependant, au-delà de 300°C, la résistance en compression du béton diminue d'une façon quasi-linéaire en augmentant la température (Hager, 2004) (Fig. 2.3a). La mesure du module d'élasticité du béton au cours de ces essais a permis de constater une décroissance quasi-linéaire entre 20°C et 800°C. Au-delà de 800°C, le béton présente un module d'élasticité pratiquement nul et devient donc structurellement non utilisable (Fig. 2.3b).

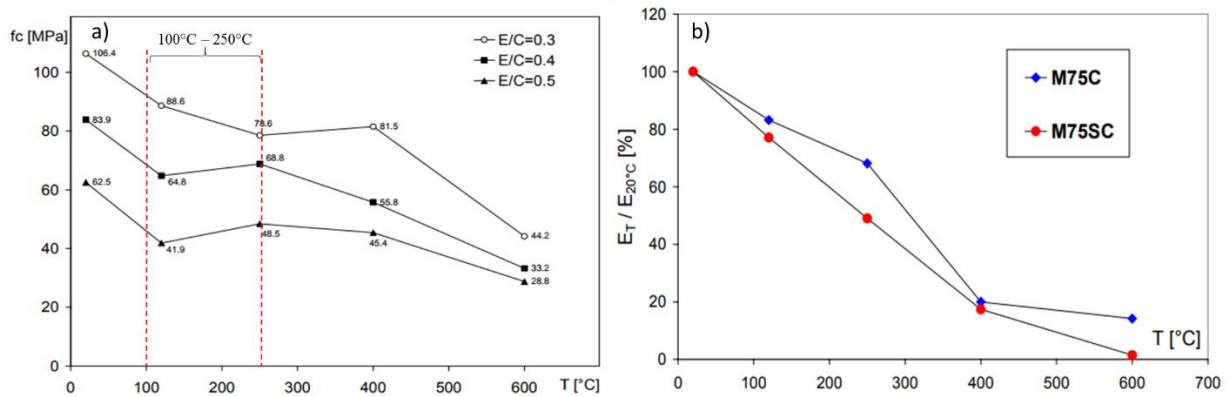


Fig. 2. 3: a) Variation de la résistance en compression du béton en fonction de la température (Hager & Pimineta, 2004), b) Variation du module d'élasticité du béton en fonction de la température (Pimineta & Hager, 2002)

2.1.5. Ecaillage du béton

L'écaillage est l'éclatement d'une couche ou d'une portion de la surface du béton directement exposée au feu. L'écaillage peut être violent ou pas. Il est provoqué par une augmentation de la température avec une vitesse comprise entre 20°C/min et 30°C/min, et se produit généralement entre 200°C et 400°C. L'écaillage peut se manifester sous 4 formes différentes. On distingue l'écaillage des granulats, l'écaillage explosif, l'écaillage surfacique et enfin l'écaillage des bords (Khoury, 2000).

L'écaillage est causé par un ensemble de facteurs liés au matériau (perméabilité, taille et type des granulats), à la géométrie de l'élément et à l'environnement (vitesse de chauffage, conditions de chargement). Une étude a montré que les principaux facteurs générant l'écaillage sont une vitesse de chauffage élevée, une faible perméabilité du béton, une saturation des pores (taux d'humidité supérieur à 2% - 3%), la présence d'armatures et enfin le niveau de chargement appliqué à la structure (Khoury, 1992). En effet, l'écaillage n'est que le résultat d'une augmentation de la pression à l'intérieur du béton provoquant son éclatement. Un béton présentant une forte teneur en eau présente un risque d'écaillage élevé dû au fait que le chauffage conduit à l'évaporation de cette eau emprisonnée dans le béton et par conséquent à l'augmentation de la pression à l'intérieur du matériau. En outre, le chargement mécanique en dessous de la résistance ultime du matériau empêche la fissuration du béton et réduit donc sa perméabilité, bloquant ainsi la libération de la pression. Toutes ces conditions réunies favorisent donc l'écaillage du béton.

2.2. Bois

2.2.1. Anatomie du bois

Le bois est un matériau poreux, hétérogène, fortement anisotrope et hygroscopique (Keller, 1994). Il est le résultat du fonctionnement de l'assise génératrice cambiale vers l'intérieur, produisant un ensemble de tissus d'origine secondaire à parois lignifiées (Ghazil, 2010). Le cambium, se trouvant sous l'écorce, ne fonctionne que pendant la saison de végétation, c'est-à-dire du printemps à la fin de l'été, et produit chaque année une couche de bois appelée cerne annuel. Sur quelques essences de bois, on arrive à distinguer dans un cerne annuel le bois initial, formé au printemps, du bois final, formé pendant l'été (Tyree & Zimmermann, 1983).

Le bois assure dans l'arbre les fonctions de conduction de la sève, le soutien mécanique et le stockage des réserves. Le soutien mécanique est assuré par les cellules mortes du bois, rigidifiées par la lignine. Cependant, les cellules vivantes, appelées aussi les cellules de parenchyme, assurent quant à elles le transport de la sève et le stockage et la mobilisation des réserves.

La Fig. 2.4 présente une coupe microscopique du bois permettant de différencier ses tissus périphériques.

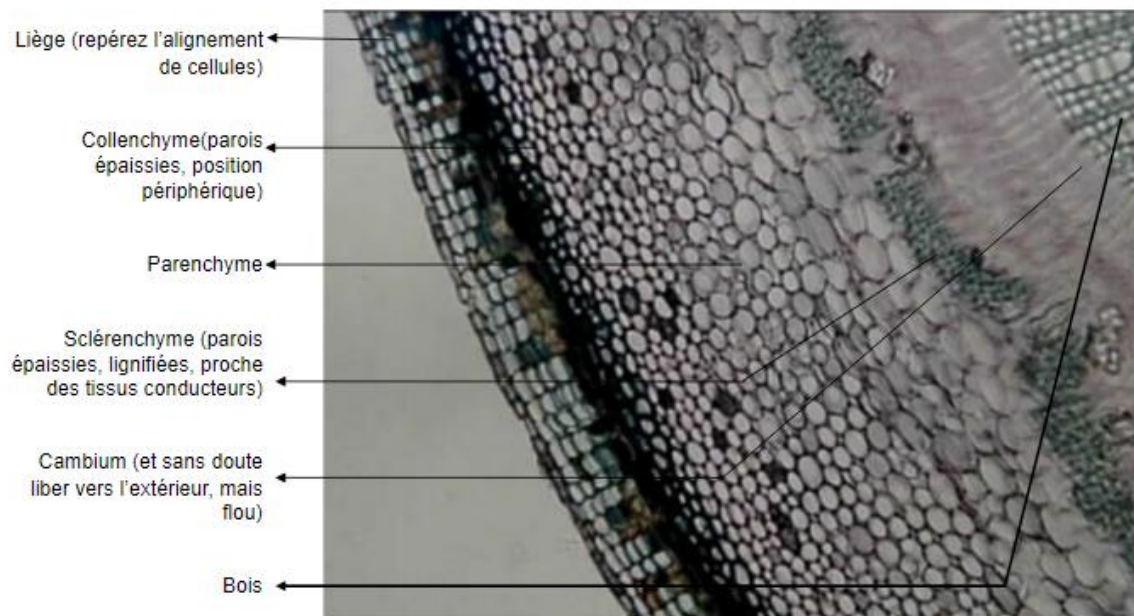


Fig. 2. 4: Tissus périphériques du bois (Nicolas, 2015)

A l'échelle macroscopique, on distingue sur un tronc d'arbre, de l'extérieur vers l'intérieur, l'écorce, le phloème, le cambium et le bois de cœur (Fig. 2.5). L'écorce est le revêtement extérieur qui a pour fonction de protéger le transport de la sève à l'intérieur de l'arbre. Le cambium est une fine couche de cellules assurant la croissance de l'arbre. Le phloème, ou le liber, est le tissu assurant le transport de la sève élaborée (substances organiques solubles, acides aminés, sucres) des racines aux feuilles. L'aubier est une zone de l'arbre où les cellules de parenchyme sont aussi vivantes, assurant le transport ascendant de la sève brute (solution de sels minéraux), et est généralement distingué par sa couleur claire. Enfin, le bois de cœur, appelé aussi le duramen, se situe dans la partie centrale de l'arbre et renferme les cellules mortes. Distingué par sa couleur foncée, le duramen, riche en lignine lui procurant de la rigidité mécanique, assure le soutien mécanique de l'arbre.

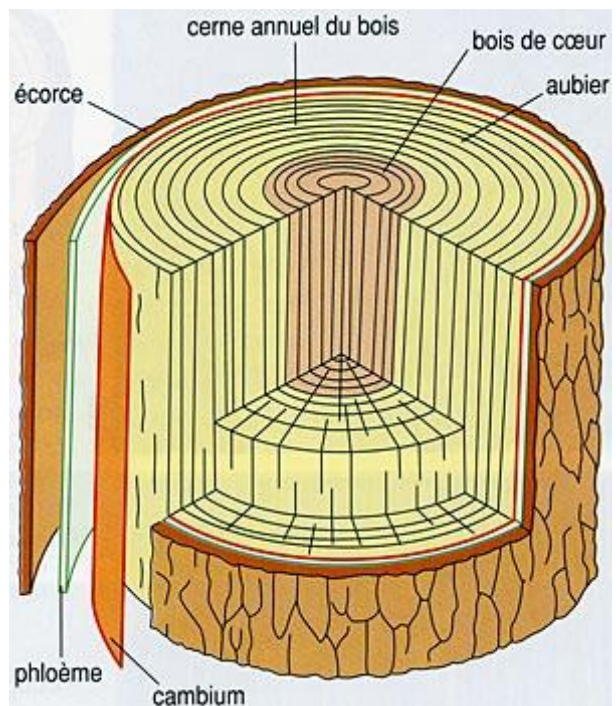


Fig. 2. 5: Structure macroscopique d'un arbre (Passas, 2008)

2.2.2. Orientations du bois

Le bois est un matériau fibreux. Sa croissance s'effectue par la production de nouvelles fibres autour de l'axe de l'arbre, lui accordant des propriétés orthotropes. De ce fait, le bois présente 3 directions privilégiées distinctes et perpendiculaires entre elles (Fig. 2.6). Le repère orthotrope du bois repose sur :

- La direction longitudinale ou axiale (L) : Direction parallèle aux fibres du bois.
- La direction radiale (R) : Direction perpendiculaire aux cernes annuels.
- La direction tangentielle (T) : Direction tangente aux cernes annuels.

Les propriétés physicomécaniques du bois dépendent essentiellement de la direction suivant laquelle il est sollicité (Lartigau, 2014). D'une façon générale, la direction axiale (L) présente les performances mécaniques et le coefficient de dilatation thermique les plus élevés, tandis que les directions radiale (R) et tangentielle (T) affichent des propriétés équivalentes (Guitard, 1987).

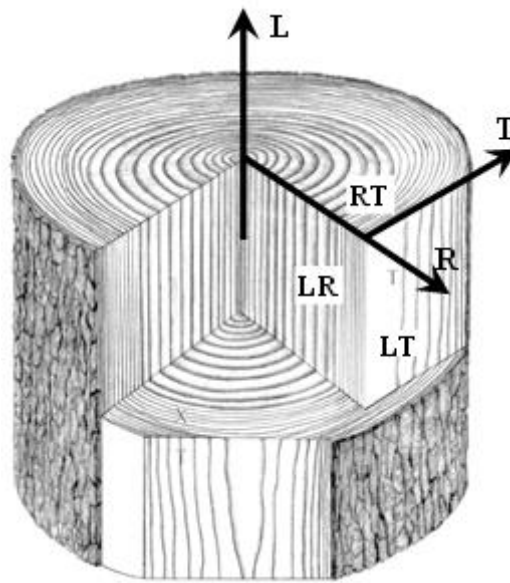


Fig. 2. 6: Directions et plans principaux du bois

2.2.3. Dégradation thermo-physique du bois : La combustion

La combustion du bois est décrite comme étant la dégradation du matériau sous l'effet d'un phénomène inverse à sa constitution par photosynthèse. Elle se fait en présence d'oxygène ambiant et consiste à libérer du dioxyde de carbone et de la vapeur d'eau dans l'atmosphère, ainsi que de la matière minérale sous forme de cendre et de poussière, tout en produisant de l'énergie (Huon, 2008). L'équation (2.2) décrit la réaction chimique de la combustion du bois massif.



La combustion du bois s'effectue en plusieurs étapes traduisant diverses transformations physiques et chimiques (Laplanche, 2006). Ces étapes sont le séchage, la pyrolyse, la combustion et l'oxydation du résidu charbonneux.

- La phase de séchage commence dès le contact du bois avec le feu et se poursuit jusqu'à l'évaporation de toute l'eau libre et liée contenue dans le bois, soit jusqu'à une température de l'ordre de 105°C. A ce stade, le bois sèche et se contracte suite aux vides créés par le départ de l'eau, entraînant l'apparition de plusieurs fissures.

- La pyrolyse est par définition la décomposition d'un composé organique sous l'effet de la chaleur et en absence d'oxygène, donnant naissance à d'autres produits (gaz et matière) ne faisant pas partie de ses composants initiaux. C'est la deuxième phase de la combustion du bois et se produit entre 105°C et

350°C. Durant cette phase, les constituants chimiques du bois se décomposent ou commencent à se décomposer sous l'effet de la chaleur en produisant de l'acide acétique, de l'acide méthanoïque et d'autres gaz principalement combustibles. A ce stade de la réaction, un front de carbonisation se forme au voisinage de 300°C provoquant un ralentissement de l'élévation de la température dans le bois. Ainsi s'achève la pyrolyse.

- La combustion, autrement appelée « la deuxième phase de pyrolyse », se produit entre 350°C et 550°C. Au cours de cette phase, la lignine continue à se décomposer en produisant des quantités importantes de charbon et d'autres produits aromatiques.

- La phase d'oxydation du résidu charbonneux est la dernière phase de la combustion du bois, et se produit entre 550°C et 1000°C. A ce stade, il ne reste qu'un résidu charbonneux rougeoyant qui continue à rayonner fortement avec une température à la surface pouvant atteindre 800°C. A la fin de cette phase, il ne reste théoriquement que des cendres présentant environ 1% de la masse initiale du bois (Fateh, 2011).

Pour résumer, la combustion du bois massif passe par quatre phases essentielles au cours desquelles le bois subit des modifications physicochimiques et rejette des gaz dans l'atmosphère, comme le décrit la Fig. 2.7.

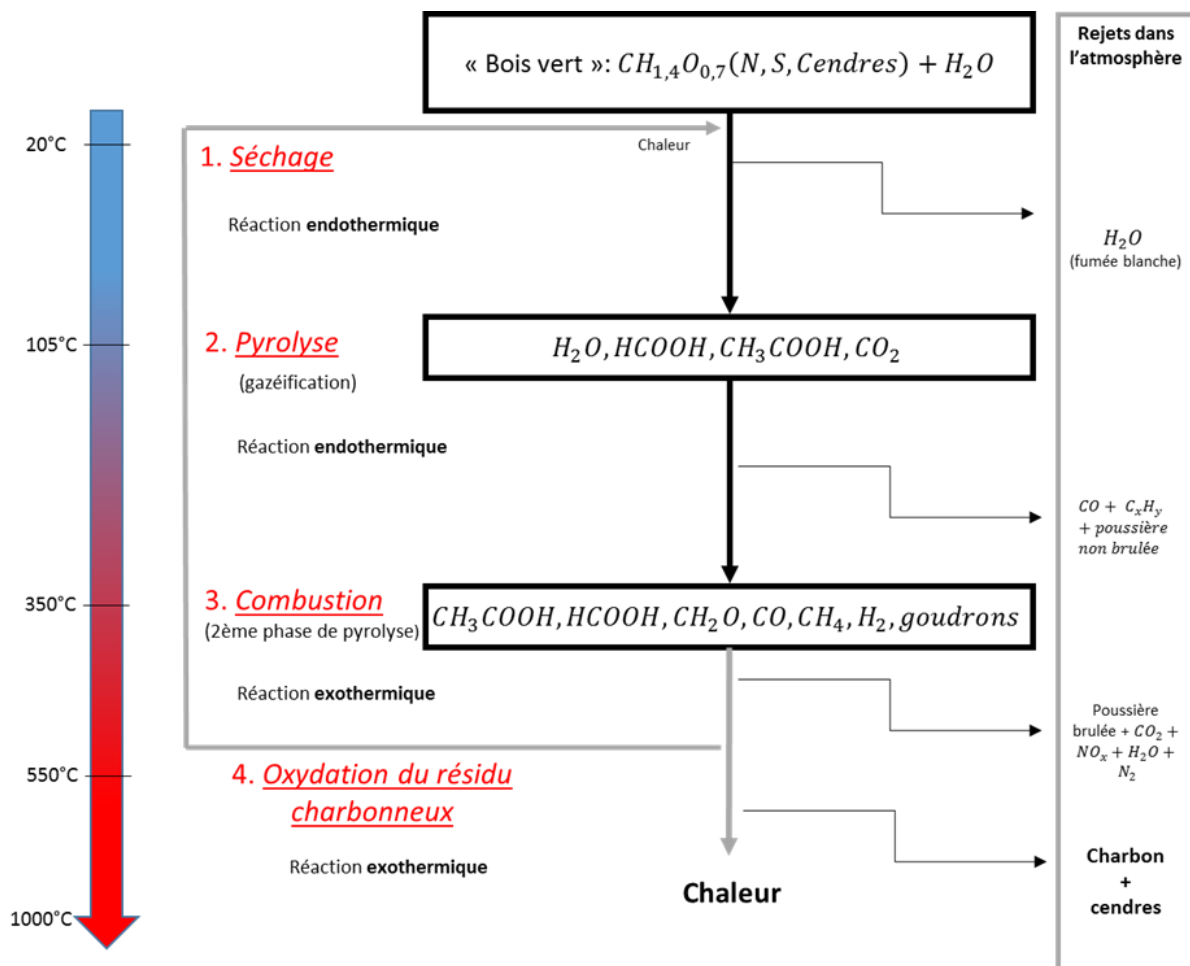


Fig. 2. 7: Schéma récapitulatif du processus de combustion du bois massif (Lahouar, et al., 2015)

Comme montré sur la Fig. 2.7, l'augmentation de la température entraîne une série de modifications physicochimiques du bois et conduit par conséquent à la modification de ses performances mécaniques. La majorité des travaux effectués sur le comportement mécanique du bois à haute température est réalisée sur des plages de température comprises entre 0°C et 300°C, vu qu'au-delà de 300°C, le bois

est carbonisé et le charbon du bois ne présente aucune résistance mécanique (Laplanche, 2006). A noter que le bois est un matériau combustible. Son exposition au feu peut par conséquent contribuer au développement de l'incendie, contrairement au béton qui nécessite une source de chaleur extérieure pour propager les flammes. Cependant, la couche de charbon du bois se formant à partir de 300°C permet de ralentir la propagation de la température à l'intérieur du matériau, favorisant ainsi sa tenue au feu.

Les principales études ont porté sur le comportement mécanique à haute température du bois sollicité parallèlement au fil. Ces études ont montré que l'augmentation de la température fragilise le bois en traction (Buchanan, 2000) et engendre une chute du module d'élasticité et des résistances en traction et en compression (Fig. 2.8).

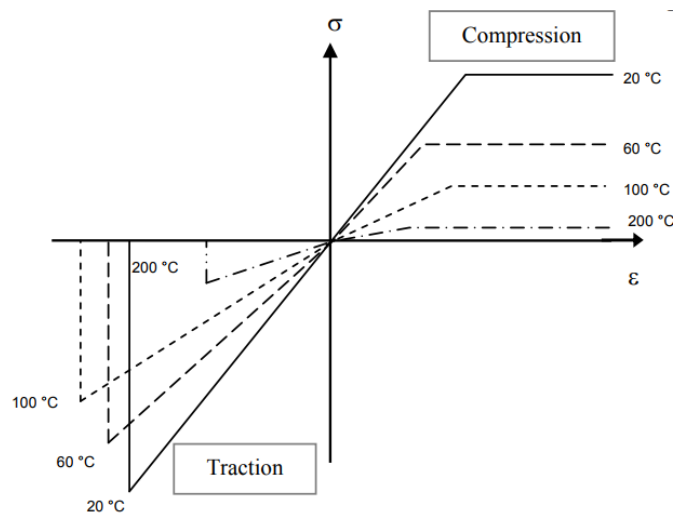


Fig. 2. 8: Evolution du comportement mécanique du bois parallèle au fil en fonction de la température (Laplanche, 2006)

Des études approfondies réalisées par (Gerhards, 1982) sur la variation du module d'élasticité du bois parallèlement aux fibres montrent une chute brutale du module d'élasticité au-delà de 200°C due à la dégradation de la lignine et de l'hémicellulose du bois.

2.3. Acier

2.3.1. Types d'acier

L'acier est un alliage métallique entre le fer et le carbone. Il est fortement utilisé en génie civil que ce soit dans la construction béton ou bois. Les aciers employés dans les constructions en béton armé sont généralement sous forme d'armatures et servent à reprendre l'effort de traction appliqué sur les éléments en béton. Ces armatures se présentent souvent sous forme de barres lisses ou bien de barres à Haute Adhérence (HA). Les barres HA se différencient des barres lisses par la présence à leur surface des aspérités en saillies inclinées par rapport à l'axe, appelées verrous, ou bien des aspérités en creux appelées empreintes (Fig. 2.9). Ces aspérités servent principalement à améliorer l'adhérence entre les armatures et le béton. Cependant, dans les ouvrages bois, les aciers se présentent plutôt sous forme de tiges filetées, permettant de relier les éléments en bois aux connecteurs métalliques.

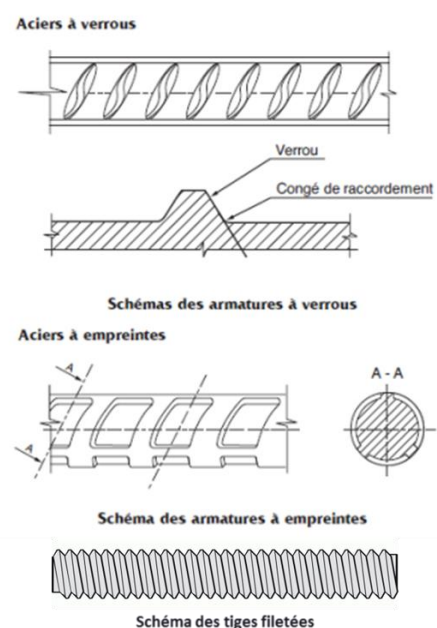


Fig. 2. 9: Armatures HA (Pinoteau, 2013) et tiges filetées

2.3.2. Comportement mécanique à température ambiante

Le comportement mécanique de l'acier doux (utilisé dans la construction) se caractérise par la présence de 3 zones mécaniques différentes (Fig. 2.10). La première zone est une zone élastique pour laquelle l'acier présente un comportement linéaire et réversible. La deuxième zone est la zone de plastification de l'acier. Cette zone est atteinte une fois que la contrainte appliquée sur l'acier dépasse sa limite élastique. A ce stade, l'acier se déforme sans enregistrer une variation de la contrainte appliquée sur la section. Enfin, la dernière zone est la zone d'écrouissage de l'acier. Sur cette portion, l'acier se déforme considérablement et la contrainte appliquée augmente de nouveau jusqu'à atteindre une valeur seuil, à partir de laquelle elle commence à décroître. A ce stade on observe de la striction de l'acier, qui est locale.

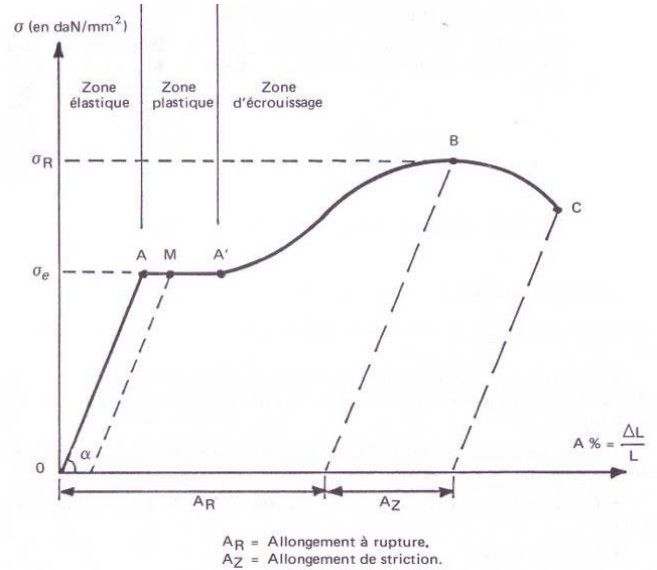


Fig. 2. 10: Courbe de contrainte – déformation de l'acier à température ambiante

2.3.3. Comportement mécanique à haute température

Tout comme le bois et le béton, la température affecte le comportement mécanique des aciers. Une étude sur les boulons en acier a montré que la dégradation des propriétés mécaniques de l'acier dépend non seulement de la température, mais aussi de sa composition chimique et de son traitement thermique (Kodur, et al., 2012). Des essais de traction à haute température présentés dans (Hou, et al., 2014) montrent une diminution de la limite élastique et de la résistance en traction des aciers avec la température (Fig. 2.11). A titre d'exemple, à 400°C, l'acier perd 30% de sa résistance en traction initiale et 37% de sa limite élastique initiale.

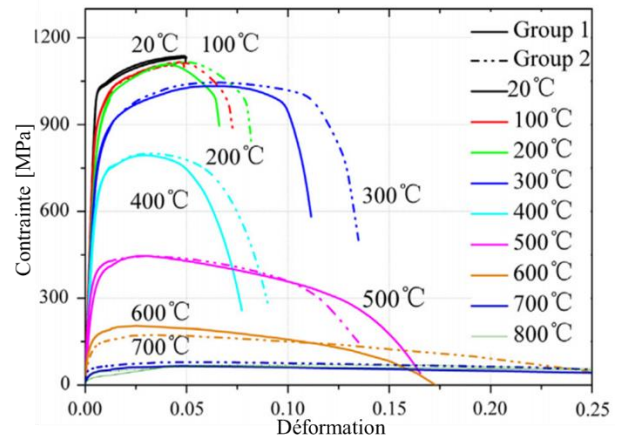


Fig. 2. 11: Comportement des bars de précontrainte à haute température (Hou, et al., 2014)

Une différence de comportement mécanique à haute température a été observée par (Felicetti, et al., 2009) entre les aciers laminés à froids et les aciers laminés à chaud. Les aciers laminés à froid semblent avoir une diminution beaucoup plus importante de la limite élastique que celle des aciers laminés à chaud suite au réarrangement des dislocations et à la recristallisation dans le cas des aciers laminés à froid (Fig. 2.12).

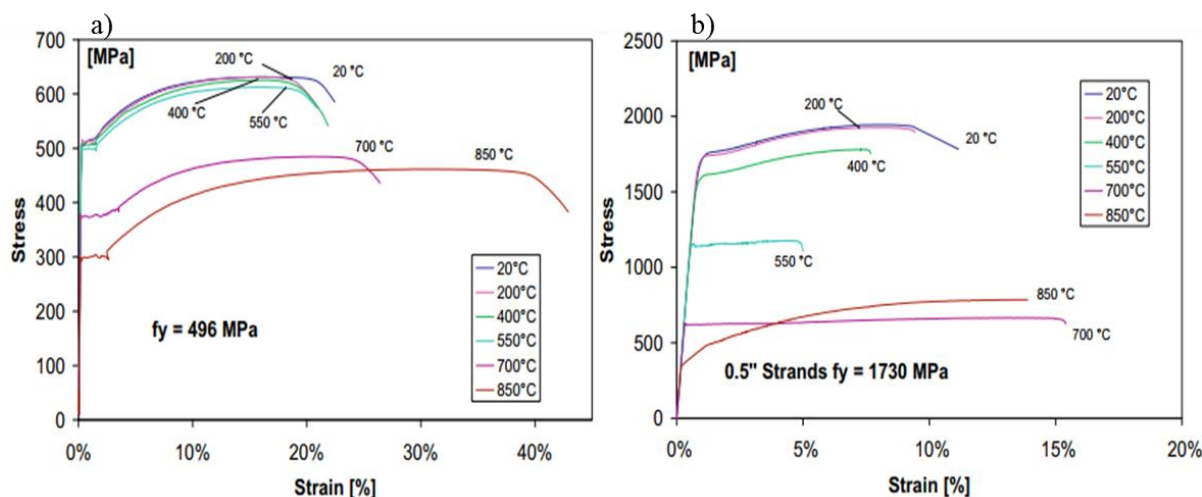


Fig. 2. 12: Comportement mécanique à haute température : a) Acier laminé à chaud, b) Acier laminé à froid (Felicetti, et al., 2009)

2.4. Résine

2.4.1. Généralités sur les résines structurales

Les résines dites structurales, sont les résines employées dans le génie civil pour assembler deux ou plusieurs éléments de la structure. On distingue 3 grandes familles de résines structurales :

Les méthacrylates : Basés sur des esters acryliques et méthacryliques. Leur polymérisation s'effectue en mélangeant le méthylméthacrylate (MMA) avec du peroxyde.

Les polyuréthanes : Ce sont des résines bi-composantes thermodurcissables formées en mélangeant des polyols avec un durcisseur isocyanate.

Les vinylesters et les époxydes : Ce sont des résines bi-composantes thermodurcissables produites par l'estérification d'un pré-polymère époxyde avec un acide carboxylique insaturé comme l'acide acrylique ou l'acide méthacrylique dans le cas des résines vinylesters, et avec une anhydride d'acide ou amine dans le cas des résines époxydes (M. Allenbach Patrick, 2014).

Pour répondre aux exigences requises, des adjuvants sont ajoutés à la base polymère de ces résines afin de modifier leurs propriétés mécaniques, leur durabilité, leur stabilité chimique, leur viscosité et leur aspect esthétique. Ces adjuvants sont principalement :

Les charges : Elles sont fortement présentes dans les résines structurales avec un taux qui peut atteindre 65% de la masse totale du produit final. Elles sont le plus souvent de nature minérale comme la silice, le carbonate double de chaux et de magnésie, l'alumine pure et le graphite. D'une façon générale, la silice est la substance la plus utilisée, vu son intérêt économique et son apport mécanique. Elle attribue une couleur beige clair au produit final. Les charges permettent d'améliorer la résistance de la résine en traction, en compression et en flexion mais fait chuter sa résistance au choc.

Les flexibilisateurs et plastifiants : Ces adjuvants ont pour rôle d'améliorer la résilience (résistance au choc) de la résine. Dans le cas des résines époxydes, les flexibilisateurs s'intègrent dans le réseau moléculaire tridimensionnel du polymère réticulé grâce à la présence d'un groupe époxydique. Cependant, les plastifiants, ne possédant pas de groupes époxydiques, ne peuvent pas se fixer sur le réseau moléculaire et peuvent donc migrer et générer un vieillissement précoce de la résine.

Les diluants réactifs : Employés en faibles doses, ils permettent de diminuer la viscosité de la résine. Leur dosage est déterminé en tenant compte des propriétés à chaud recherchées, puisqu'ils baissent la température de transition vitreuse de la résine et altèrent sa résistance thermique.

Les colorants : Ce sont des pigments minéraux, tel que le dioxyde de titane (colorant blanc), ou bien des pigments organiques qui servent à changer la couleur de la résine. Théoriquement, il est possible d'obtenir n'importe quelle couleur, cependant, quelques couleurs ne sont pas possibles à obtenir comme les couleurs claires dans le cas des résines époxydes chargées en silice (Bardonnnet, 1992).

Les solvants : Les solvants ont pour rôle de retarder la réaction de réticulation entre la résine et le durcisseur. Ils permettent de prolonger la durée de vie en pot de la résine et d'ajuster la viscosité du mélange résine/durcisseur. Leur élimination se fait automatiquement par vaporisation. Les solvants les plus utilisés sont les cétones, les alcools, et les composés aromatiques... Ils sont souvent employés pour coller sur des couches minces ou sur des peintures.

2.4.2. Les résines époxydes

Les résines époxydes sont des résines polymères thermodurcissables. Leur appellation provient de la molécule mère, contenant des groupements époxydes (ou époxy) (Fig. 2.13).

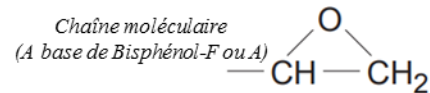


Fig. 2. 13: Groupement époxyde

Plusieurs types de résines époxydes existent sur le marché. Les résines époxydes les plus utilisées sont de type DGEBA (Diglycidyléther de bisphénol A), obtenues en faisant réagir une certaine quantité de Bisphénol A avec de l'épichlorhydrine (Fig. 2.14). Elles sont utilisées dans divers domaines allant de l'industrie électrique à la construction aéronautique et spatiale, avec une production mondiale de 2.2 millions de tonnes en 2011 (Aouf & Fulcrand, 2013), représentant 95% du tonnage mondial en 1992 (Bardonnnet, 1992).

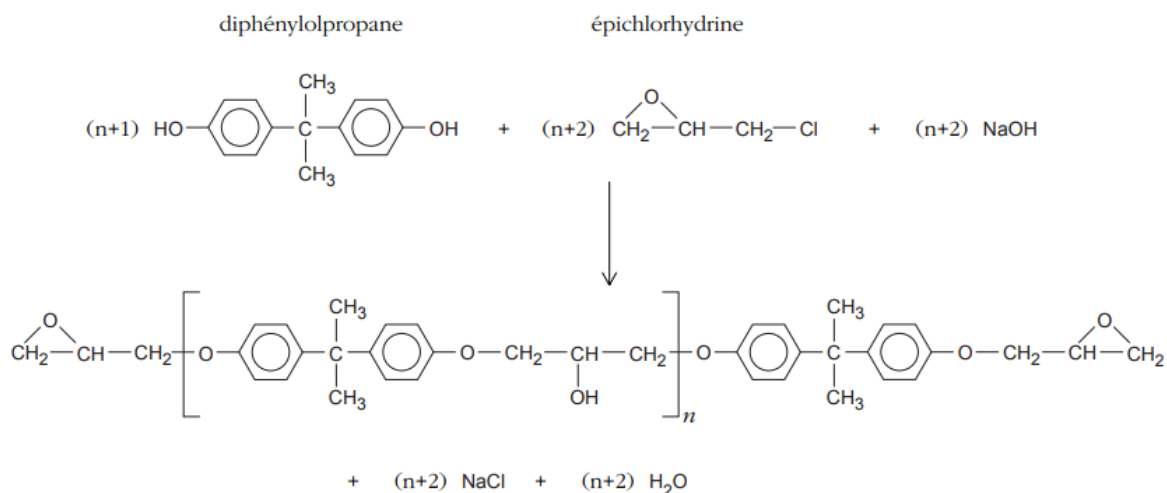


Fig. 2. 14: Synthèse de la résine époxy de type DGEBA par le procédé Taffy (Barrère & Dal Maso, 1997)

Les résines époxydes sont également fortement employées dans le domaine du génie civil grâce à leurs excellentes propriétés physiques, chimiques et mécaniques, telles que :

- La bonne résistance à la fatigue et au vieillissement.
- La rigidité et le module de cisaillement élevés.
- La qualité d'adhérence exceptionnelle (notamment pour les matériaux minéraux).
- La bonne tenue à l'eau et aux agents chimiques.
- La bonne tenue à la température (pour des températures inférieures à 100°C).

Ces propriétés sont principalement liées à la structure de la chaîne moléculaire de la résine époxy, comme le montre la Fig. 2.15.

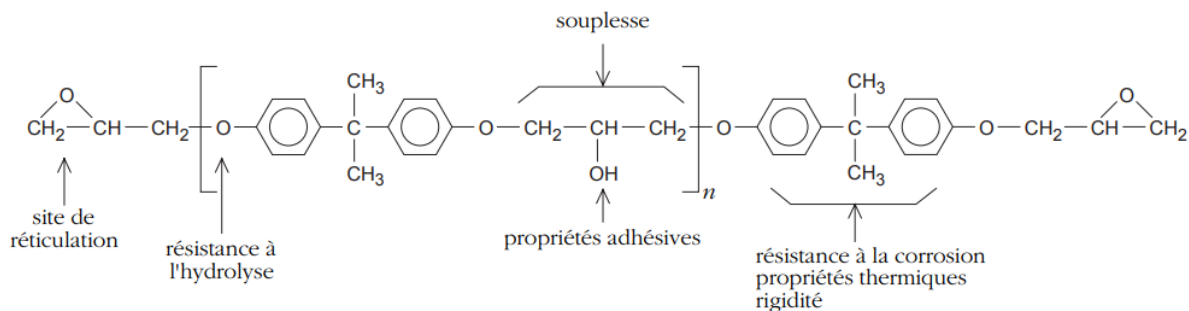


Fig. 2. 15: Relation entre la structure chimique et les propriétés de la résine époxyde DGEBA (Barrère & Dal Maso, 1997)

Aujourd'hui, l'utilisation des résines époxydes dans la construction moderne est en plein essor grâce aux multiples avantages offerts par le collage structural tels qu'une répartition plus régulière des contraintes, la possibilité d'assembler des matériaux de nature et d'épaisseurs différentes et l'allègement de la structure. Toutefois, ces résines présentent des inconvénients majeurs qui peuvent affecter la durabilité de la structure tels que leur faible résistance au feu, leur sensibilité à la variation des facteurs climatiques et le fluage.

Dans la suite de cette partie, on s'intéresse uniquement qu'à l'étude des propriétés de la résine époxy car il s'agit du seul type de résines utilisées dans ce travail de recherche.

2.4.3. Postcure de la résine

La résine époxyde est obtenue par une réaction de polyaddition en mélangeant une molécule mère et un durcisseur. La réticulation de la résine débute dès le contact de la molécule mère avec le durcisseur, et sa vitesse diminue au fur et à mesure que le nombre de groupements chimiques n'ayant pas encore réagi diminue. Avec la densification du réseau, la mobilité moléculaire diminue considérablement et la viscosité du mélange augmente, conduisant à l'arrêt de la réaction de réticulation (Fig. 2.16). Par conséquent, la structure se fige et le degré d'avancement de la réaction n'atteint pas son degré d'avancement maximal.

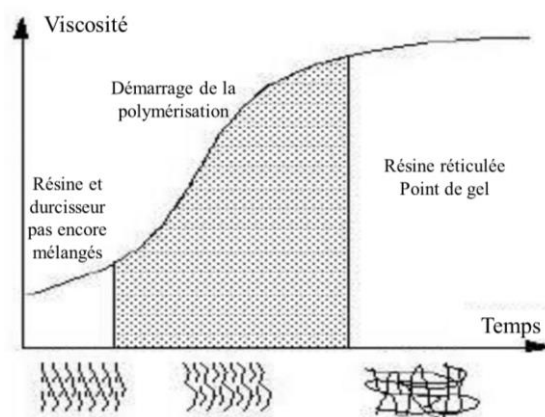


Fig. 2. 16: Schéma de l'évolution de la réticulation de la résine (Rekik Medhioub, 2009)

Cependant, il est possible de faire avancer la réaction de réticulation et de redonner de la mobilité aux molécules n'ayant pas réagies par le chauffage de la résine durcie. En conséquence, le réseau moléculaire se densifie d'avantage et les propriétés mécaniques de la résine s'améliorent. C'est le phénomène de postcure. Ce phénomène est surtout observable dans le cas des résines polymérisées à la température ambiante car le point de gel est souvent atteint avant que toutes les molécules mères ne réagissent avec le durcisseur. Le point de gel est défini comme étant le temps correspondant à la perte de fluidité par densification du réseau polymère et le passage de l'état liquide à l'état solide (Henning Winter, 2003).

2.4.4. Transition vitreuse

Le phénomène de transition vitreuse (T_g) est le principal changement d'état affectant les polymères therm durcissables. Il s'agit du passage de la résine de l'état vitreux à l'état caoutchouteux lors d'une élévation de la température, qui s'accompagne d'une variation importante des propriétés dimensionnelles, mécaniques et thermiques de la résine (Rekik Medhioub, 2009). La transition vitreuse

dégrade les propriétés mécaniques de la résine en provoquant une chute considérable de son module d'élasticité en traction et en cisaillement.

Il existe 3 méthodes pour mesurer la température de la transition vitreuse de la résine, qui sont l'Analyse Calorimétrique Différentielle (DSC), l'Analyse Thermomécanique (TMA) et l'Analyse Dynamique Mécanique (DMA). Cependant, ces méthodes fournissent généralement des valeurs différentes. En effet, la mesure de la Tg dépend non seulement de la méthode utilisée, mais aussi de la vitesse de balayage en température et de l'histoire thermique de l'échantillon.

Plusieurs chercheurs considèrent la température de transition vitreuse comme un facteur clé de l'état du polymère et un indicateur de sa durabilité (Frigione, et al., 2006). Une attention particulière est portée dans cette étude sur ces différents aspects lors de la mesure de la Tg des résines étudiées.

2.4.5. Effet de la température sur le comportement mécanique des résines époxydes

Hormis l'amélioration de ses propriétés mécaniques par le déclenchement du phénomène de postcure, l'augmentation de la température de la résine réticulée conduit à la dégradation de son module d'Young et de son module de Coulomb. En effet, le chauffage de la résine à des températures modérées provoque tout d'abord une baisse légère de son module d'Young et de Coulomb. Ensuite, dès que la température dépasse la Tg de la résine, on constate une chute beaucoup plus rapide de ces deux modules jusqu'à une valeur sensiblement proche de zéro (Fig. 2.17). Seule la résistance au choc de la résine est améliorée lors de son chauffage étant donné que la transition vitreuse change le comportement mécanique de la résine d'élastique à viscoélastique (Bardonnnet, 1992).

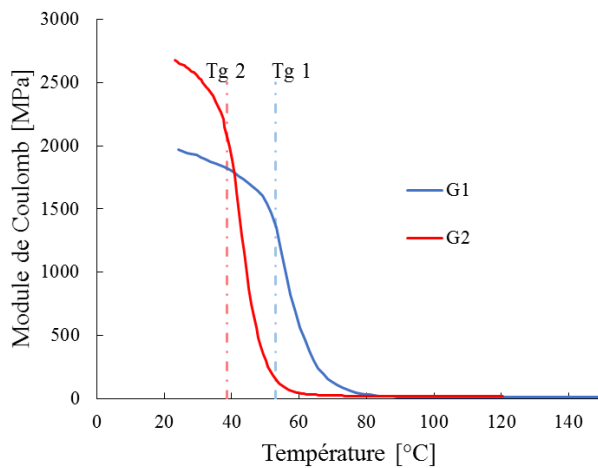


Fig. 2. 17: Variation du module de cisaillement de deux résines époxydes avec deux teneurs en charges différentes : (G1) Fortement chargée et (G2) faiblement chargée

2.4.6. Fluage de la résine

Le fluage est la déformation différée du matériau soumis à un chargement constant pendant une longue durée. Le fluage est observable surtout sur les matériaux visqueux, tels que les polymères, et génère une dégradation assez conséquente au niveau de leurs propriétés mécaniques. Une étude réalisée en 2010 par (Chin, et al., 2010) a montré qu'il est possible de prédire le comportement en fluage des résines polymère sur une longue durée à partir d'une série d'essais sur des courtes durées, à différentes températures ou bien à différentes fréquences de sollicitation dans le cas d'essais dynamiques. La prédiction du comportement en fluage des polymères sur une longue durée repose sur le principe de superposition temps-température. Ce principe consiste à assembler des portions de courbes, obtenues lors des essais à différentes températures ou à différentes fréquences, en les translatant dans le temps à l'aide d'un coefficient appelé « Shift factor ». La Fig. 2.18 illustre la prédiction du comportement en fluage de la résine G1, présentée dans la Fig. 2.17, obtenue en utilisant le principe de superposition temps-température.

Le phénomène de fluage semble être le second facteur le plus important dans la détermination du comportement mécanique des résines polymère après la température de transition vitreuse. En effet, les rapports des experts sur l'effondrement du plafond du tunnel « Big Dig » de Boston en 2006 (National Transportation Safety Board, 2006) et sur l'arrachement de la barrière du pont « Canopy » à Atlanta en 2008 (Georgia Department of Transportation, 2012) montrent bien que ces deux accidents sont survenus suite à l'arrachement des scellements chimiques par fluage de la résine.

Les résultats de la Fig. 2.18 mettent en évidence une relation entre la température et le déplacement différé des résines polymères. Ces résultats montrent que le fluage augmente d'une façon non-linéaire avec la température, ce qui prouve l'importance et la dangerosité de l'association température et fluage sur la durabilité et la résistance mécanique des assemblages collés avec des résines polymères. Un soin particulier doit être donc accordé à l'étude de ces deux paramètres dans la suite de ce travail de recherche.

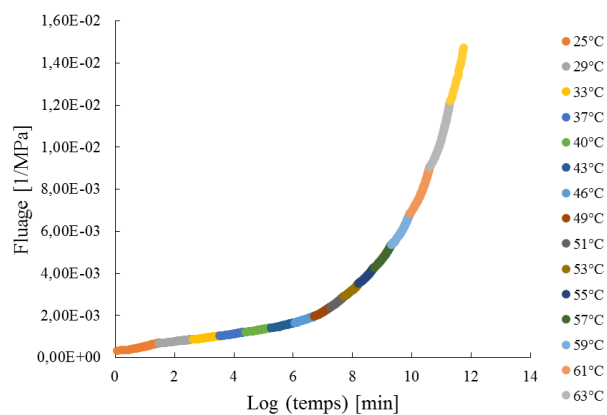


Fig. 2. 18: Prédiction du comportement en fluage de la résine G1

Partie 2

Investigation expérimentale de la tenue au feu des scellements chimiques dans le béton et des goudjons collés dans le bois

Introduction de la deuxième partie

Le chapitre 2 de la partie 1 montre que la température entraîne des modifications importantes au niveau des matériaux constituant les ancrages chimiques. Ces modifications peuvent être d'ordre physique, chimique ou mécanique, et se produisent sur des plages de température différentes. Le même chapitre montre que ces modifications se produisent d'une manière générale à des températures supérieures à 100°C, sauf pour les résines, où l'impact de la température est visible à des températures inférieures. En effet, les résines polymères s'avèrent très sensibles à la variation de la température. Les changements dans leur comportement et leur résistance mécanique sont apercevables même à des températures proches de la température ambiante.

Dans les systèmes d'assemblage par ancrages chimiques, l'effort est transféré de l'acier à l'élément de la structure à travers le joint de colle qui assure la jonction entre les deux éléments. Il a été démontré par (Nigro, et al., 2012) que l'efficacité des ancrages chimiques à transférer les efforts dépend essentiellement du comportement mécanique de la résine employée. Par conséquent, la résine devrait agir d'une manière significative sur les performances mécaniques et la durabilité des ancrages chimiques, et notamment devrait intervenir dans la détermination de leur résistance au feu. Il est donc impératif d'accorder une attention particulière à l'étude de l'impact de la température sur les résines pour pouvoir à la fin cerner les facteurs déterminants la résistance au feu des ancrages chimiques.

Pour atteindre ces objectifs, on s'intéresse dans cette partie à l'étude expérimentale du comportement à haute température des ancrages chimiques sur trois échelles différentes, allant de la caractérisation des matériaux constituant l'ancrage jusqu'au comportement au feu des structures assemblées par des ancrages chimiques, tout en passant par l'étude du comportement global de l'ancrage à différentes températures.

Les chapitres 3 et 4 de cette partie se focalisent sur l'étude de l'influence de la température sur le comportement mécanique des ancrages chimiques respectivement dans le béton et dans le bois. Ces chapitres se concentrent dans un premier temps sur les modifications qui se produisent au sein de la résine lors d'une exposition à des températures élevées. En effet, étant donné que la résine présente le matériau le plus sensible à la température parmi les trois matériaux constituant l'ancrage, et que les températures étudiées dans ces deux chapitres ne dépassent pas les 150°C dans le cas du béton et 100°C dans le cas du bois, l'étude de l'influence de la température est surtout focalisée sur les résines. Ce choix se justifie par le fait que sur ces intervalles de température, on suppose que le chauffage n'entraîne aucune modification au niveau des performances mécaniques du bois, du béton et de l'acier.

Dans un deuxième temps, ces chapitres se concentrent sur l'étude du comportement global des ancrages lors d'une augmentation de la température par le biais d'essais d'arrachement. Deux procédures d'essai sont choisies pour mener l'étude. La première, intitulée « essais d'arrachement à température stabilisée », consiste à chauffer l'ancrage à une température cible pendant une durée déterminée, puis à appliquer un effort d'arrachement avec une vitesse constante jusqu'à l'extraction de l'acier. La deuxième procédure, intitulée « essais d'arrachement à effort constant », consiste à appliquer un effort constant sur l'ancrage et puis à le chauffer jusqu'à l'arrachement de l'élément en acier.

La dernière partie du chapitre 3 présente une méthode de dimensionnement des ancrages chimiques permettant de déterminer leur résistance en situation d'incendie. Le chapitre s'achève par une critique de l'éventuel aspect non conservatif de cette méthode et propose un nouveau critère à prendre en compte lors du dimensionnement afin d'améliorer la précision de la prédiction de la résistance au feu.

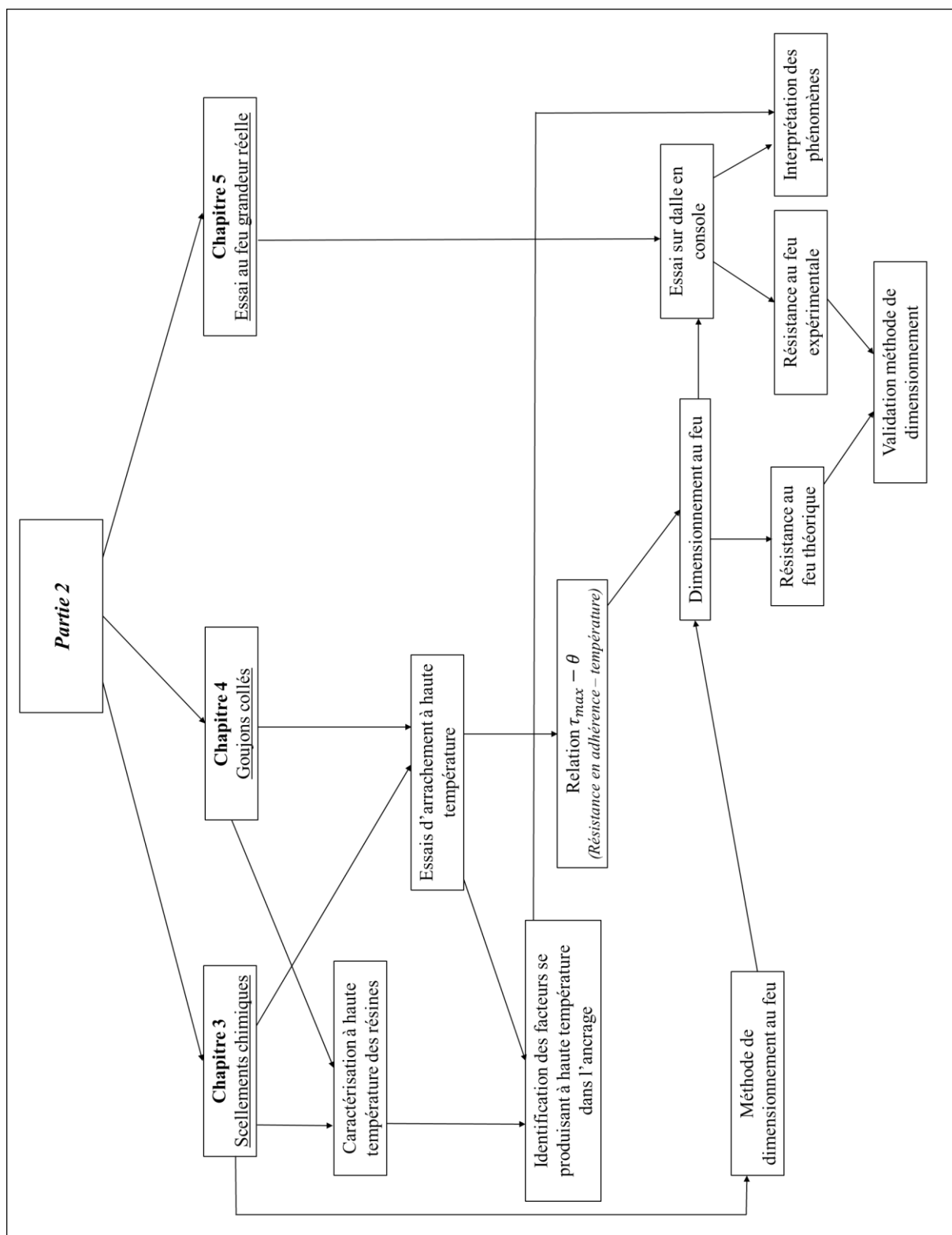
La dernière partie du chapitre 4 se concentre quant à elle sur l'étude de l'influence de l'orientation du fil du bois sur le comportement mécanique à haute température des goujons collés. En effet, puisque le bois est un matériau orthotrope (paragraphe 2.2), la direction de sollicitation est susceptible de présenter

une influence sur la vitesse de propagation de la température à l'intérieur du matériau et sur le mécanisme de transfert d'efforts. Par conséquent, l'orientation du fil du bois pourrait présenter une influence significative sur la résistance au feu des goujons collés. Une comparaison des résultats obtenus par des essais d'arrachement à haute température des goujons collés suivant les directions parallèle et perpendiculaire au fil du bois est présentée vers la fin de ce chapitre, permettant de mettre l'accent sur les différences observées au niveau du comportement mécanique et du mode de rupture.

Le chapitre 5 porte sur l'étude du comportement au feu des ancrages chimiques à l'échelle de la structure à travers un essai au feu grandeur nature effectué sur une dalle en console, ancrée dans un mur en béton par le biais de scellements chimiques. La première partie de ce chapitre reprend la méthode de dimensionnement présentée vers la fin du chapitre 3, tout en détaillant les étapes à suivre lors de son application pour l'adapter à la structure étudiée. La spécificité de cette méthode réside dans la prédiction de la résistance au feu de la structure en question à partir des essais de caractérisation effectués à l'échelle de l'ancrage (chapitres 3 et 4). La deuxième partie du chapitre décrit le corps d'épreuve proposé pour la réalisation de l'essai au feu à l'échelle 1 et montre les différentes étapes à suivre dans l'application de la méthode de dimensionnement. La troisième partie décrit les moyens métrologiques déployés pour observer et étudier les phénomènes se produisant lors de la soumission du corps d'épreuve à une situation d'incendie. Enfin, la dernière partie analyse et interprète les différents phénomènes observés durant l'essai et présente une comparaison entre les résistances au feu prédite et mesurée.

Le premier objectif du chapitre 5 est d'établir un pont entre les modifications des performances locales de l'ancrage sous l'effet de la température, observées par des essais d'arrachement (chapitre 3), et l'évolution du comportement global de la structure en situation d'incendie. Le but est de répondre à la question « Est-il possible de prédire la résistance au feu de la structure à partir de l'étude des performances mécaniques de l'ancrage à haute température ? ». Le deuxième objectif est de valider la méthode suggérée de dimensionnement au feu, en se basant sur les résultats expérimentaux obtenus par l'essai au feu.

Le schéma ci-dessous détaille les principaux résultats recherchés de chaque chapitre présent dans cette partie et montre les liens entre eux.



Chapitre 3

Influence de la température sur le comportement mécanique des scellements chimiques dans le béton et identification des facteurs responsables de la dégradation de leur résistance au feu

*Le chapitre 3 reprend l'intégralité de l'article intitulé « **Mechanical behavior of adhesive anchors under high temperature exposure : Experimental investigation** » publié le 16 juillet 2017 dans International Journal of Adhesion and Adhesives. Ce chapitre s'intéresse exclusivement aux systèmes d'armatures scellées chimiquement dans le béton et tend à identifier les facteurs affectant leur comportement mécanique à haute température. Le chapitre 3 propose tout d'abord un résumé de l'article puis l'expose in extenso.*

Digest de l'article

Cet article commence par un état des lieux de l'ensemble des travaux de recherche menés pour déterminer les facteurs agissant sur le comportement mécanique des scellements chimiques dans le béton à température ambiante, en mettant l'accent sur le manque d'information concernant leur comportement à température élevée. L'introduction du chapitre cite quelques méthodes d'évaluation et de dimensionnement au feu proposées par les réglementations et les documents techniques actuellement adoptées dans certains pays du monde, en soulignant les divergences entre elles.

L'évaluation du comportement mécanique à haute température est effectuée dans ce chapitre sur deux niveaux. Le premier niveau concerne l'étude des scellements chimiques à l'échelle des matériaux et consiste à réaliser des essais de caractérisation de leurs composants afin d'étudier leurs propriétés. Le second niveau concerne l'étude du comportement global de l'ancrage à différentes températures par la réalisation d'essais d'arrachement à haute température. Les scellements chimiques étudiés dans ce chapitre sont fabriqués à partir d'armatures de type Diwidag de 12 mm de diamètre, ancrées dans des cylindres en béton de classe C20/25 à l'aide d'une résine époxyde.

Modification des propriétés de la résine avec la température

Vu la sensibilité des résines polymères aux variations de température (Paragraphe 2.4) et vu leur importance dans la détermination des performances mécaniques des scellements chimiques, la première partie de ce chapitre est focalisée particulièrement sur la caractérisation et l'étude des phénomènes se produisant dans la résine lors de son exposition à des températures élevées.

Pour ce faire, deux essais de caractérisation à haute température ont été réalisés. Le premier essai est l'Analyse Thermogravimétrique (TGA), dont le principe consiste à mesurer la perte de masse d'un échantillon de résine en le chauffant entre 20°C et 800°C dans une atmosphère inerte. Plusieurs informations ont été tirées à partir de cet essai, telles que le taux de charges présentes dans la résine et la température d'oxydation et de changement de composition chimique de la résine. A travers cet essai, il a été confirmé qu'aucune oxydation ou changement de la composition chimique n'ont eu lieu entre 20°C et 150°C, et que la faible perte de masse enregistrée sur cet intervalle pourrait être due à l'évaporation de l'eau contenue dans la résine. Un essai TGA couplé à une spectrométrie de masse, présenté en annexe 2 et non présenté dans cet article, a permis de confirmer que la perte de masse

enregistrée entre 20°C et 150°C est bel et bien provoquée par l'évaporation de l'eau et des composants volatils présents dans la résine.

Le deuxième essai de caractérisation à haute température, réalisé sur la résine époxyde étudiée, est la Calorimétrie Différentielle à Balayage (DSC). Cet essai consiste à mesurer le flux de chaleur dégagé ou absorbé par l'échantillon de résine par rapport à un échantillon de référence (creuset vide dans notre cas) lors d'un chauffage de 20°C à 200°C avec une vitesse de chauffage de 20°C/min. Les essais DSC servent principalement à mesurer la température de transition vitreuse des polymères, cependant, d'autres informations peuvent y être tirées tels que le degré d'avancement de la réaction de polymérisation et la variation de la quantité de flux de chaleur échangé au cours du chauffage.

Le paragraphe 2.4.4 de ce manuscrit montre que la transition vitreuse des résines polymères dépend de leur histoire thermique. Afin de vérifier l'impact de ce paramètre sur les propriétés physiques de la résine, 4 échantillons ont été préparés pour la réalisation des essais DSC. Tous ces échantillons ont été polymérisés dans un premier temps à température ambiante. Ensuite, 3 des 4 échantillons ont été conditionnés à 50°C, 82°C ou bien à 108°C pendant 3 heures, puis refroidis à nouveau à température ambiante pendant 72 heures avant de réaliser les essais.

Les résultats des essais DSC ont permis de mesurer la température de transition vitreuse de la résine. La Tg de l'échantillon de résine polymérisé à température ambiante et n'ayant pas reçu de conditionnement thermique a été trouvée égale à 62°C (Fig. 3.5). Les essais effectués sur les résines conditionnées thermiquement ont montré que les Tg à 50°C, 82°C et 108°C sont respectivement 74°C, 82°C et 81°C. Les essais DSC ont montré donc que la Tg de la résine augmente lorsque l'on augmente la température de conditionnement jusqu'à atteindre une valeur maximale à partir de laquelle elle n'évolue plus. Ces essais confirment par conséquent l'influence de l'histoire thermique sur la valeur de la Tg, et donc sur le comportement mécanique de la résine.

Les courbes de variation du flux de chaleur enregistrées lors des essais DSC (Fig. 3.4) ont mis en évidence la présence d'une portion exothermique, dont l'amplitude diminue avec l'augmentation de la température de conditionnement des échantillons. La présence d'une portion exothermique indique le déroulement d'une réaction entre la résine et le durcisseur et implique donc un avancement de la réaction de polymérisation, ce qui signifie par conséquent la présence d'un phénomène de postcure.

La mesure de l'amplitude du pic exothermique a permis de quantifier la postcure de la résine en fonction de la température de conditionnement. Les résultats montrent que la résine polymérisée à température ambiante présente l'amplitude du pic la plus élevée, signifiant que la réaction n'a pas atteint son degré d'avancement maximal. En revanche, l'amplitude du pic exothermique devient quasiment nulle dans le cas des résines conditionnées à des températures supérieures ou égales à 82°C (Fig. 3.6). Ce résultat indique que le degré maximal de polymérisation de la résine étudiée peut être atteint par un chauffage a posteriori à une température proche de 82°C.

En conclusion, les essais de caractérisation à haute température ont permis de constater l'influence de la température et de l'histoire thermique sur les propriétés physiques et mécaniques de la résine. Afin d'établir un lien entre les phénomènes observés à travers les essais DSC et le comportement des scellements chimiques à haute température, il est donc nécessaire d'étudier l'évolution du comportement mécanique global des ancrages lors d'une exposition à des températures élevées.

Scellements chimiques à haute température

La deuxième partie de ce chapitre se concentre donc sur l'étude du comportement mécanique des armatures scellées chimiquement dans des cylindres en béton par la réalisation d'essais d'arrachement à haute température.

Deux procédures ont été retenues pour effectuer les essais d'arrachement. La première, intitulée « essais d'arrachement à température stabilisée », consiste à maintenir la température de l'ancrage constante à

une valeur cible pendant 3 heures avant d'appliquer un effort d'arrachement avec une vitesse constante jusqu'à l'extraction de l'armature. Cette procédure permet d'associer une résistance en adhérence à chaque température testée et de tracer l'évolution de la contrainte de cisaillement au niveau de l'ancrage en fonction de son glissement. La deuxième procédure, intitulée « essais d'arrachement à effort constant », consiste à appliquer un effort constant sur l'ancrage et ensuite à le chauffer jusqu'à l'arrachement de l'armature. Cette procédure permet à la fois d'associer une température d'arrachement à chaque niveau de contrainte de cisaillement générée dans le joint de colle et de reproduire le comportement des scellements chimiques dans une structure en situation d'incendie. La valeur de la contrainte de cisaillement présente le long de l'ancrage est calculée à partir de la valeur de l'effort d'arrachement appliqué sur l'armature, en connaissant les paramètres géométriques de l'ancrage et en faisant l'hypothèse d'une répartition uniforme des contraintes.

Les essais d'arrachement à température stabilisée ont été réalisés pour des températures comprises entre 16°C et 130°C. Les résultats (Fig. 3.8) montrent que les scellements chimiques fabriqués à partir de la résine époxy étudiée présentent une résistance en adhérence constante entre 20°C et 50°C, c'est-à-dire sur l'intervalle des températures de service, avec une légère augmentation entre 24°C et 26°C, probablement due à la postcure de la résine. Cependant, dès que la température dépasse 50°C, l'ancrage perd brusquement 30% de sa résistance en adhérence initiale. La chute de la résistance en adhérence se poursuit avec l'augmentation de la température et l'ancrage perd environ 96% de sa résistance initiale à 130°C. La chute de la résistance en adhérence à partir des températures supérieures à 50°C peut avoir comme origine le déclenchement du phénomène de la transition vitreuse dans le joint de colle.

Les essais d'arrachement à effort constant ont été effectués en appliquant des contraintes de cisaillement le long du joint de colle, variant entre 3 MPa et 27 MPa. Contrairement aux essais d'arrachement à température stabilisée, les essais d'arrachement à effort constant montrent une dégradation de la résistance en adhérence dès le chauffage de l'ancrage, c'est-à-dire même sur l'intervalle des températures de service. Les mesures de la température au niveau de l'ancrage ont révélé la présence d'un gradient thermique entre le début et le fond de l'ancrage, et qui a pour effet de modifier la distribution des contraintes, affectant donc le comportement mécanique des scellements chimiques. Ce gradient thermique peut avoir comme cause les pertes thermiques au début de l'ancrage d'une part, et la migration de l'eau vers le centre de l'éprouvette sous l'effet de la température d'autre part.

La superposition des résultats (Fig. 3.10) montre une différence des résistances en adhérence obtenues par les deux procédures d'essai. Ces différences sont visibles sur 3 intervalles de température. Pour les températures inférieures à 36°C, les deux procédures fournissent des résultats équivalents suite à la faible postcure et au fluage négligeable de la résine pour ces températures. Néanmoins, un écart important est observé lorsque les températures sont comprises entre 36°C et 80°C. Cet écart n'est en effet que le fruit de la combinaison entre la postcure de la résine sous l'effet de l'augmentation de la température au niveau du joint de colle lors des essais d'arrachement à température stabilisée, conduisant à l'amélioration des propriétés mécaniques des scellements chimiques, et celui du fluage de la résine lors des essais d'arrachement à effort constant, qui contrairement à la postcure, fait diminuer les performances mécaniques des scellements chimiques. L'écart entre les résultats obtenus par les deux procédures d'essai commence à diminuer à partir de 60°C suite à la transition vitreuse de la résine à partir de 62°C et à l'achèvement de la postcure aux alentours de 82°C. Enfin, les deux procédures fournissent des résistances en adhérence équivalentes pour des températures supérieures à 82°C, suite à la transition vitreuse et à la polymérisation totale de la résine, et enfin au fluage instantané provoqué par le changement de l'état physique de la résine lors de la transition vitreuse.

Lors de la campagne d'essais d'arrachement à température stabilisée, il a été possible d'enregistrer les courbes de variation de la contrainte d'adhérence (contrainte de cisaillement dans le joint de colle) en fonction du glissement de l'armature. Ces résultats ont affirmé le changement du comportement mécanique des scellements chimiques en fonction de la température. Il a été possible grâce à ces essais de distinguer la présence de trois groupes de comportements mécaniques.

- i- Le premier groupe comporte les courbes d'arrachement obtenues entre 20°C et 50°C. Ces courbes (Fig. 3.12a) se caractérisent par une raideur d'ancrage et une résistance en adhérence constantes en fonction de la température. Des essais d'arrachement en charge/décharge effectués à température ambiante ont montré que les courbes appartenant à ce premier groupe se distinguent par la présence de 4 zones de comportement mécanique.
- Une première zone sur laquelle la contrainte d'adhérence augmente linéairement avec le glissement de l'ancrage et le scellement chimique ne présente aucun endommagement.
 - Une deuxième zone sur laquelle l'ancrage présente un comportement non linéaire irréversible accompagné d'un glissement résiduel et de la formation des fissures dans le joint de colle.
 - Une troisième zone d'endommagement et de propagation des fissures conduisant à la chute de la contrainte d'adhérence dans le joint de colle.
 - Une quatrième zone de glissement et de frottement, pour laquelle l'ancrage continue à montrer de la résistance mécanique malgré l'endommagement du joint de colle.
- ii- Le deuxième groupe de comportement mécanique regroupe les courbes d'arrachement obtenues entre 50°C et 105 °C (Fig. 3.12b). Dans ce groupe, on constate une forte dépendance du comportement mécanique à la température. L'augmentation de la température de l'ancrage conduit à la chute de sa raideur et de sa résistance en adhérence, principalement provoquée par la transition vitreuse de la résine. Plus la température augmente, plus il devient difficile de distinguer les 4 zones de comportements mécaniques observées sur le premier groupe.
- iii- Enfin, le dernier groupe comporte les courbes d'arrachement (Fig. 3.12c) obtenues à des températures supérieures à 105°C. Sous l'effet de la température élevée, les zones de comportements mécaniques disparaissent au profit d'une seule zone de comportement mécanique décrivant la résistance de l'ancrage à l'arrachement par frottement avec la surface du béton.

Les essais d'arrachement effectués sur les scellements chimiques ont mis en évidence la présence de 3 modes de rupture possibles (Fig. 3.14). Un mode de rupture cohésif, observé à des températures inférieures à 50°C, un mode de rupture mixte observé entre 50°C et 75°C, provoqué par une transition vitreuse partielle le long du joint de colle, et enfin un mode de rupture adhésif, à l'interface béton/résine, engendré par l'affaiblissement des propriétés d'adhérence de la résine suite à sa transition vitreuse.

La fin de l'article est consacrée à la méthode d'intégration des résistances, permettant la prédiction de la résistance au feu des scellements chimiques à partir d'une série de calculs mécaniques et thermiques. La spécificité de cette méthode est la possibilité de la prédiction de la résistance au feu des structures assemblées par scellements chimiques à partir des résultats des essais d'arrachement à différentes températures. L'article s'achève par une critique d'un éventuel aspect non conservatif de cette méthode suite à la non-prise en compte de la compatibilité des déplacements entre les éléments de l'ancrage.

Mechanical behavior of adhesive anchors under high temperature exposure: Experimental investigation

Mohamed Amine Lahouar^{a,b,*}, Jean-François Caron^a, Nicolas Pinoteau^b, Gilles Forêt^a, Karim Benzarti^c

^a Université Paris-Est, Laboratoire Navier (UMR 8205), Ecole des Ponts ParisTech, F-77455 Marne-la-Vallée, France

^b Centre Scientifique et Technique du Bâtiment, 77420 Champs-sur-Marne, France

^c Université Paris-Est, Département Matériaux et Structures, IFSTTAR, 14-20 Boulevard Newton, 77420 Champs-sur-Marne, France

Abstract

The improvement in mechanical and adhesion properties of polymer resins have allowed to progressively substitute cast-in place rebars by polymer-based anchors in some applications, by providing equivalent or even higher mechanical properties at ambient temperature. However, a temperature increase has the effect of weakening the bond and leads to a significant decay in the bearing capacity of the adhesive anchors.

This paper presents a study of the phenomena that occur at high temperature in an adhesive anchor when exposed to high temperatures by means of two pull-out test procedures and by thermo-mechanical characterization of the polymer resin. Results showed that the resin glass transition is the responsible for the decay in the fire resistance of adhesive anchors. The paper highlights the non-conservative aspect of the current design method used to calculate the fire resistance of chemical anchors and proposes to consider the pull-out curves as input data.

Keywords: Chemical anchor; Fire resistance; Epoxy adhesive; Glass transition temperature; Pull-out tests; Design method.

3.1. Introduction

The epoxy resin was discovered for the first time by Pierre Castan in 1936 (Bardonnnet, 1992). Its applications were restricted to industrial purposes until 1955. Since then, epoxy resins were used in almost every industrial purposes and even in bridges construction in USA and then in Paris in 1963 (Hugenchmidt, 1982). Over the years, the use of epoxy resins in concrete structures was constantly increasing for different applications such as cracks and joints filling, bonding concrete-to-concrete, metal-to-metal and steel to concrete (Van Gemart, 1980). The use of epoxy resins in bonding steel to concrete, and more specifically in bonding steel rods into already existing reinforced concrete, had offered a multitude of possibilities for retrofitting, extension and reparation of existing structures (Pinoteau, et al., 2011) (Sato, et al., 2004). Post-installed rebars using epoxy resins have then allowed to substitute cast-in-place rebars by offering equivalent or even higher bearing capacities at service temperature (Bouazaoui & Li, 2008) (Nigro, et al., 2012).

Over the past two decades, several experimental research work has been conducted in order to determine the different parameters affecting the mechanical properties of bonded post-installed rebars by means of pull-out tests (Matsuzaki, 1984) (Zavliaris, et al., 1996). Numerous researchers were interested in the study of the relationship between the geometry of the chemical anchor and its mechanical behavior. These studies showed that the load bearing capacity increases linearly by increasing the embedment length up to 75 mm for anchors diameter equal to 10 mm and that the bond strength reaches its maximum when the bond thickness is equal to 2 mm (Colak, 2001). More precisely, there is less risk of creep failure when the diameter of the hole is close to the rod diameter (Colak, 2007). Design documents have been developed based on these studies in order to ensure a minimum level of safety when using chemical anchors, equivalent to that for cast-in-place rebars (Eligehausen & Werner, 2007).

Other researchers were interested in the study of the environmental effects on the mechanical behavior of chemical anchors. Obtained results showed that the load bearing capacity of chemical anchors depends on the atmosphere to which the anchor is subjected (Higgins & Klingner, 1998) (Cook & Konz, 2001). A particular attention was paid to the study of the mechanical behavior of chemical anchors at high temperature due to the sensitivity of polymer resins to elevated temperatures. In fact, the major problem with polymer resins was viscosity, which is responsible for creep phenomenon at high temperature (Tavares, et al., 2002) (Elalaoui, et al., 2012). Studies had shown that epoxy resins have generally a constant stiffness up to 50°C (Reis, 2012). However, several epoxy resins used in civil engineering melt between 20°C and 80°C. This means that the glass transition of these resins may occur during their service lifetime (Letsch, 2001). Studying the mechanical behavior of an adhesive joint at different temperatures is therefore necessary to determine the temperature range in which it can provide its maximum bond strength (Letsch, 1987).

Very few regulations and technical documents exist today proposing methods to assess and to design chemical anchors at high temperature:

The CFA Guidance Note (Construction Fixings association, 1998) proposes to measure the fire resistance of chemical anchors by performing pull-out tests under ISO 834-1 fire exposure (CEN EN 1992-1-2, 2002). The obtained results depend on the anchor diameter, the distance between the anchors, the distance to the edge and the applied tensile load. If the measured fire resistance is not satisfactory, the document proposes to increase the embedment length, which permit to delay the temperature increase along the anchor and consequently increases the fire resistance duration.

Some research studies (Spieth, et al., 2007) showed that it is possible to design post-installed rebars according to the Eurocode 2 method (section 8.4.2) (CEN EN 1992-1-2, 2005) proposed for cast-in-place rebars, since both anchoring systems can develop equivalent mechanical performances at ambient temperature (Bouazaoui & Li, 2008) (Nigro, et al., 2012). However, this design method cannot be used anymore when chemical anchors are subjected to fire, due to the significant decay in the mechanical properties of the resin at high temperature. Nevertheless, (Muciaccia, et al., 2016) proposes a design method for chemical anchors in fire situation, based on the Eurocode 2 design method, by introducing a reduction factor $k_{fi}(\theta)$ allowing to adjust the bond strength depending on temperature (3.1).

$$k_{fi}(\theta) = \tau_m(\theta) / f_{bm,rqd} \leq 1 \quad (3.1)$$

Where,

- $k_{fi}(\theta)$ is a reduction factor at increased temperature
- $\tau_m(\theta)$ is the bond strength at the temperature θ
- $f_{bm,rqd}$ is the required bond strength (10 MPa for cast-in-place rebars)

The bond strength of post-installed rebars is thus calculated by multiplying the bond strength at 20°C by the reduction factor $k_{fi}(\theta)$ following equation (3.2).

$$f_{bd}(\theta) = k_{fi}(\theta) \cdot f_{bd(20^\circ C)} / \gamma_{M,fi} \quad (3.2)$$

Where,

- $f_{bd}(\theta)$ is the bond strength at the temperature θ
- $f_{bd(20^\circ C)}$ is the bond strength at 20°C, equal to 2.3 MPa according to Eurocode 2 (CEN EN 1992-1-2, 2005)
- $\gamma_{M,fi}$ is a material safety factor in case of fire exposure, taken equal to 1.0

The EAD (European Assessment Document) (EOTA EAD 330087-00-0601, 2015) proposes to assess the fire resistance of chemical anchors by performing pull-out tests at constant load on post-installed

rebars bonded into confined concrete cylinders. The design method consists in describing the decay in the bond resistance under heating effect by fitting the bond resistance vs anchor temperature curve by an exponential trend function if the measured bond strength is less than 10 MPa, and by cutting the curve at 10 MPa if the measured bond strength is greater than or equal to 10 MPa, as described in (3.3).

$$f_{bm}(\theta) = \begin{cases} a \cdot \exp(-b \cdot \theta) & \text{if } f_{b,test} < 10 \text{ MPa} \\ 10 \text{ MPa} & \text{if } f_{b,test} \geq 10 \text{ MPa} \end{cases} \quad (3.3)$$

Where,

- $f_{b,test}$ is the bond strength measured by pull-out test
- $f_{bm}(\theta)$ is the mean bond resistance at the temperature θ
- a, b are the exponential fitting curve constants

This paper complements these existing documents by proposing and comparing between two test methods allowing to assess the mechanical behavior of chemical anchors at high temperature. The first method called “pull-out tests at stabilized temperature” consists in heating the anchor to a target temperature and then applying a tensile stress until the total extraction of the rebar. While the second method, called “pull-out tests at constant load”, consists on applying a constant tensile load to the anchor and then heating the test specimen until failure. The goal of this paper is to explain the difference in results between these two test procedures by interpreting the physical, chemical and mechanical phenomena that occur at high temperatures at the scale of the materials and at the scale of the anchor. This paper draws a specific attention to the non-conservative aspect of designing rules proposed today by existing documents for the fire safety of chemical anchors.

The first part of this paper focuses on the study of the temperature effects on physical, chemical and mechanical properties of the resin, and on the description of the experimental procedures chosen to study the mechanical behavior of post-installed rebars at high temperature. While the second part is devoted to the comparison between the two test procedures and to the study of the temperature effects on the stiffness and on the failure mode of chemical anchors. The paper concludes with a critique of the non-conservative aspect of the current design methods and by suggesting solutions for a safer design of chemical anchors in fire situation.

3.2. Materials and experimental procedure

3.2.1. Specimen

Three materials: steel bar, concrete and epoxy resin were used in this work.

The steel bar used was a 12 mm Diwidag type rebar, anchored in the concrete with two different embedment lengths: 40 and 60 mm (Table 3.2 and Table 3.3). The Young's modulus measured by tensile tests was $E_s = 222 \text{ GPa}$ (Fig. 3.1). The ultimate tensile stress value and the yield stress value were determined ($\sigma_{uts} = 680 \text{ MPa}$, $\sigma_y = 560 \text{ MPa}$). The surface of the steel rebar was then degreased using acetone before being anchored in order to remove impurities that may disturb the adhesion with concrete.

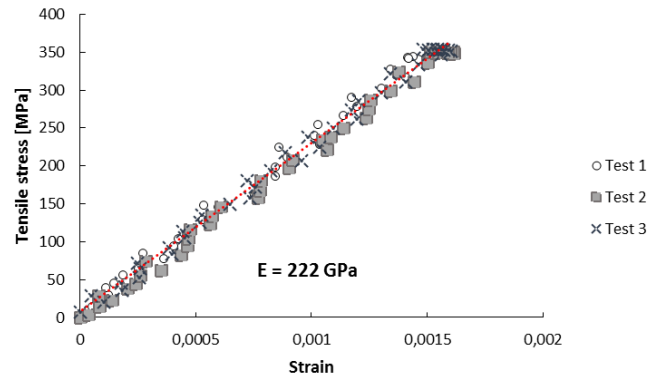


Fig. 3. 1: Tensile tests on 12 mm diameter Diwidag rebar

The concrete specimen was a cylinder (16 cm diameter, 25 cm height), bordered by a 2 mm thick steel layer to avoid cracks on the exterior lateral side of the cylinder. The concrete had an average compressive strength 27.8 MPa at 28 days, determined by compressive tests performed on concrete cubes. Cylinders used for testing had been cured for more than two months in the laboratory conditions (20°C, 65% RH) after being cured for 28 days at ambient moisture and temperature.

The selected adhesive was a bi-component epoxy resin. At least two days were left for the mortar to cure in laboratory conditions before performing tests.

The anchor hole was drilled in the center of the hardened concrete cylinder just before the resin injection and was cleaned according to the resin supplier's indications. The diameter of the hole was 4 mm larger than the rebar diameter in order to get 2 mm thick adhesive layer, and 20 mm deeper than the embedment length to reduce heat loss. Indeed, moving the embedded part away from the concrete surface allow to reduce thermal losses and consequently allow to reach more quickly the desired temperatures when heating. In addition, an adhesive tape was applied on the free part of the anchor, as described in Fig. 3.2, in order to break the adhesion on the free part, to set the exact embedment length and to decrease the stress concentration at the top of the anchor (Carbas, et al., 2014).

Two thermocouples were installed in the embedded part of the steel rebar: At the deepest part of the anchor (TC1) and at 10 mm from the top of the embedded part (TC2) (Fig. 3.2). These two thermocouples measured the temperature along the rebar embedded part during pull-out tests.

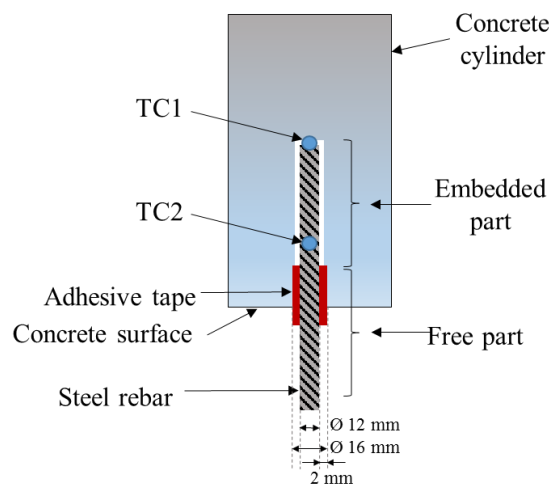


Fig. 3. 2: Position of thermocouples and adhesive tape on the anchor

3.2.2. Temperature effects on physical and chemical properties of the resin

3.2.2.1. Thermo-Gravimetric analysis (TGA)

A TGA test was performed on a small sample of the epoxy resin (3 mm x 3 mm x 2 mm) used for pull-out tests. The test procedure consisted in measuring the mass loss of the resin sample during heating from 20°C to 800°C with 20°C/min heating rate. The purposes of this test were to determine the temperature of deterioration of the material and to estimate the amount of mineral charges contained in the resin. The initial mass of the resin sample was 51.3 mg.

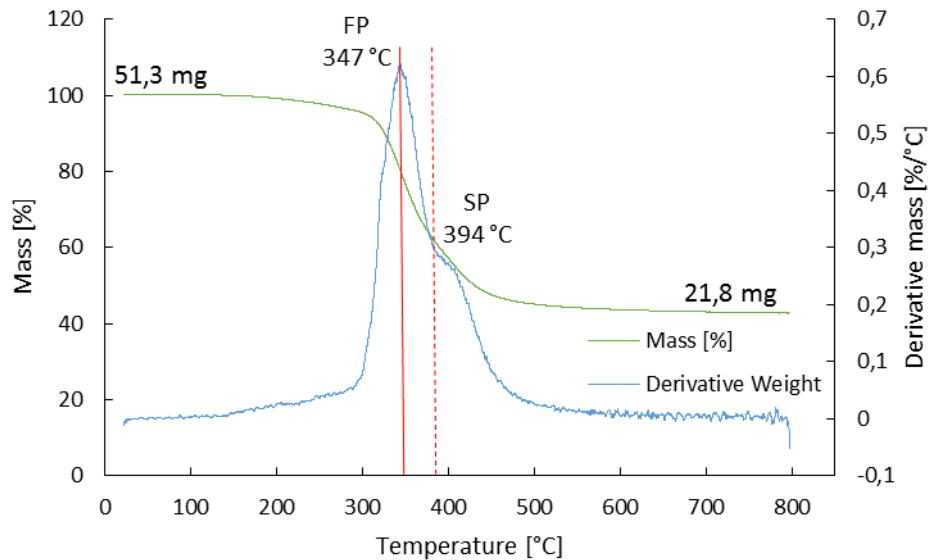


Fig. 3. 3: Mass loss and derivative mass loss Vs resin temperature curve

Curves in Fig. 3.3 show the mass variation and its derivative versus the heating temperature. Results obtained from TGA test show 57.6% of mass loss between 20°C and 800°C. The mass loss curve highlights a rapid decrease in the sample mass starting from 320°C followed, by an inflection point at 347°C, identified through a first peak (FP) on the derivative mass curve. This first peak (FP) could indicate the oxidation of the tested material, while the second peak at 394°C (SP) may reflect changes in the chemical composition of the resin under heat effect. The remaining mass at the end of the test represents 42.4% of the sample's initial mass. This remaining mass is composed of ashes and essentially of silica added to the resin in order to increase its mechanical properties (Bardonnet, 1992).

TGA test results show a negligible mass loss between 20°C and 150°C, equal to 0.1 mg, representing 0.2% of the initial mass of the resin. This mass loss can be attributed to the vaporization of water contained in the resin components and does not reflect any change in the chemical composition of the resin.

In conclusion, from TGA test results, one can confirm that no changes in the resin chemical composition has taken place during pull-out tests (between 20°C and 150°C).

3.2.2.2. Differential Scanning Calorimetric test (DSC)

A DSC test campaign was carried out on the epoxy resin used for pull-out tests in order to determine its glass transition temperature, to highlight the presence of post-cure phenomenon and to study the preheating influence on the crosslinking degree of the polymerization reaction.

Four resin samples were prepared for the DSC test. Three of these four samples were preheated at various temperatures as described in Table 3.1, and then cooled to ambient temperature for 72 hours before performing the tests.

The DSC test procedure consisted in heating the resin samples up to 200°C with a 20°C/min heating rate, measuring the heat flow released or absorbed during heating and compare it with a reference sample (empty crucible).

Table 3. 1: Conditioning properties of test specimens

Conditioning temperature	Conditioning time
20°C (Ambient temperature)	-
50°C	3h
82°C	3h
108°C	3h

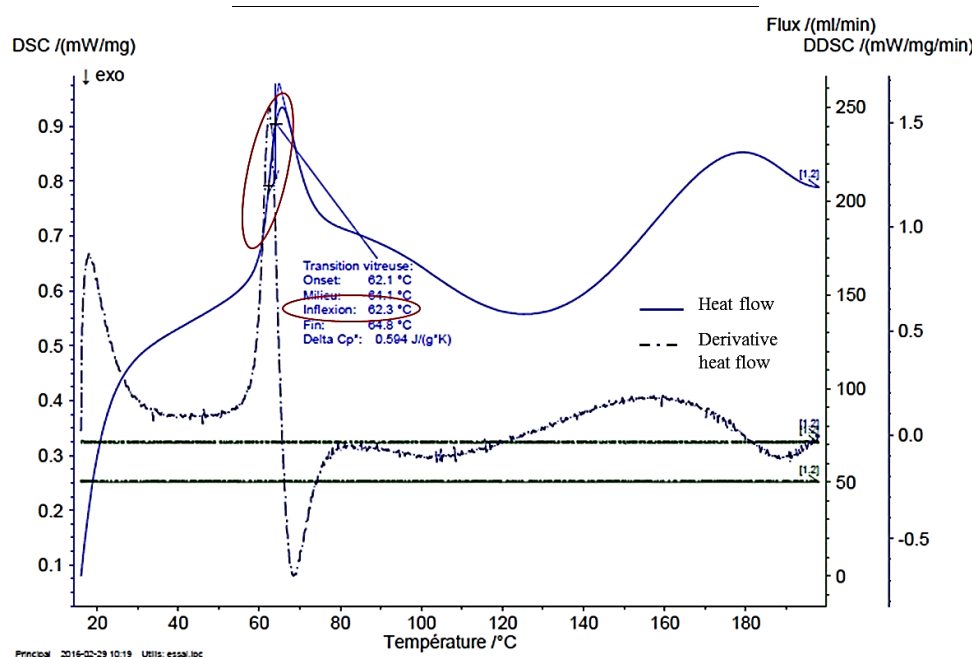


Fig. 3. 4: Heat flow vs heating temperature curve for resin sample cured at room temperature

Results obtained from the DSC test machine were curves showing the difference in variation of the heat flow between the test sample and the reference during heating. Fig. 3.4 shows the test results of the epoxy resin sample cured at room temperature. The solid curve shows the heat flow variation between 20°C and 200°C. This curve presents an endothermic peak between 60°C and 80°C, reflecting an important absorption of energy and indicating a possible change in the physical state of the resin. Therefore, the glass transition temperature must be between these two temperatures. In fact, the glass transition temperature is defined as the temperature at which the physical state of the resin changes from the hard state into the molten state.

To determine the precise value of the glass transition temperature, the inflection point method described in (Mazurin, 2007) was adopted. This method consists in determining the position of the inflection point on the heat flow variation curve, and considering the corresponding temperature as the sample glass transition temperature. The position of the inflection point has been easily identified thanks to the derivative curve of the heat flow (dashed line). Thus, the right position of the inflection point corresponds to the position of the maximum of the dashed curve. By applying this method, it was possible to determine the glass transition temperature value for each sample tested, as reported in Fig. 3.5.

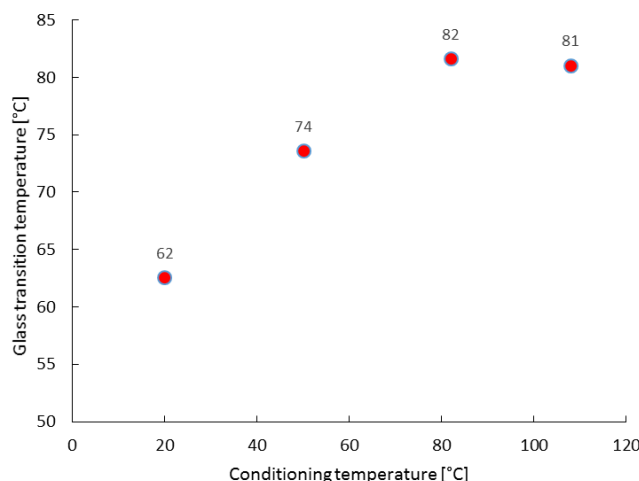


Fig. 3. 5: Glass transition temperature Vs conditioning temperature

Without thermal conditioning, results show that for a polymerized resin at room temperature, the glass transition temperature is around 62°C. This glass transition temperature increases gradually by increasing the conditioning temperature until reaching a maximum value around 82°C. At this stage, the glass transition temperature remains constant and becomes independent on the thermal history of the material.

The DSC curves revealed also the presence of an exothermic heat flow between 90°C and 170°C. The amplitude and the duration of the exothermic heat flow decreased by increasing the sample conditioning temperature. The release of an exothermic flow indicates a reaction between the hardener and the resin, and therefore indicates the presence of a post-cure phenomenon. The decrease in the amplitude and the duration of the exothermic heat flow when the conditioning temperature increases can be explained by the progress of the polymerization reaction upon heating. Thus, the more the reaction approaches to its maximum crosslinking degree (reached at high temperature), the more the amount of reagent mixture is low, producing consequently a lower exothermic peak.

By measuring the difference of the quantity of heat flow released and absorbed between the exothermic and endothermic peaks on each profile, it was possible to establish a comparison criterion to compare the degrees of crosslinking of the polymerization reaction for the different conditioning temperatures. Results obtained are shown in Fig. 3.6.

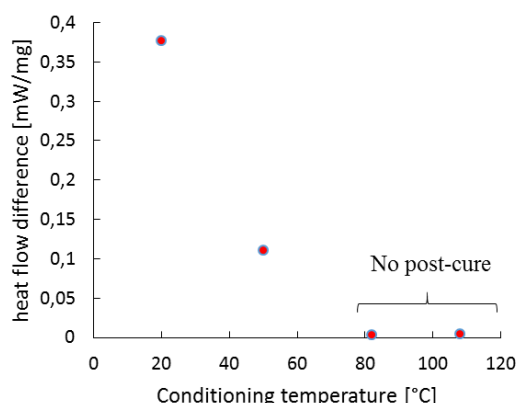


Fig. 3. 6: Post-cure peaks Vs conditioning temperature

The results comparison have shown a decrease in the quantity of heat flow released and absorbed when conditioning temperature increases. The resin cured at room temperature had the largest quantity of exchanged heat flow among the four samples tested. This result indicates that this resin sample presents

the lowest degree of crosslinking. Fig. 3.6 shows that the samples preheated at 82°C and 108°C have a similar amount of exchanged heat flow, which is close to zero. This results confirm that for these two resin samples, the polymerization reaction had almost reached its maximum degree of crosslinking. Therefore, practically no post-cure phenomenon could be observed on these two samples and consequently the heating of these two samples during the DSC test could no longer contribute to the advancement of the polymerization reaction.

In conclusion, DSC tests have shown that there is a curing temperature, less than or equal to 82°C, at which the resin reaches its maximum degree of crosslinking.

3.2.3. pull-out test procedures

Pull-out tests were performed in a heated environment by applying a tensile load to the rebar using a hydraulic jack.

The concrete cylinder was positioned above a large 20 mm thick confinement steel plate, containing 4 holes: A central 20 mm diameter big hole, through which passed the rebar, and three small holes (10 mm diameter) designed for displacement sensors. This confinement steel plate was placed above three cylindrical hard steel supports. The connection between the jack and the specimen was ensured by a nut, which transmitted the tensile force to the rebar (Fig. 3.7).

As described in the introduction, two test procedures were performed to study the mechanical behavior of chemical anchors at high temperature:

- Pull-out tests at stabilized temperature: This test procedure was used by (Pinoteau, 2013) and by (Muciaccia, et al., 2016) in order to determine a bond strength capacity for selected target temperatures. The procedure consists in heating the concrete cylinder until the temperature measured by TC1 and TC2 reaches the target temperature and remains constant for at least 2 hours. After that, a tensile load is applied until the debonding of the steel rebar. This test procedure was performed for different target temperatures ranging from 16°C to 130°C.
- Pull-out tests at constant load: This test procedure is provided by the EOTA (EOTA EAD 330087-00-0601, 2015) and consists in applying a constant load before heating the specimen. Once the target load is reached, the specimen is heated progressively up to the failure point, determined by the extraction of the steel rebar. The failure temperature is considered as the mean value of TC 1 and TC 2. These tests were carried out with different loads ranging from 7 kN to 41 kN.

For each test procedure, the rebar displacement was measured through three Linear Variable Differential Transformer (LVDT) sensors, positioned at 63 mm below the concrete surface. The sensors measured the relative displacement between the concrete surface and the rebar (at 63 mm of free length).

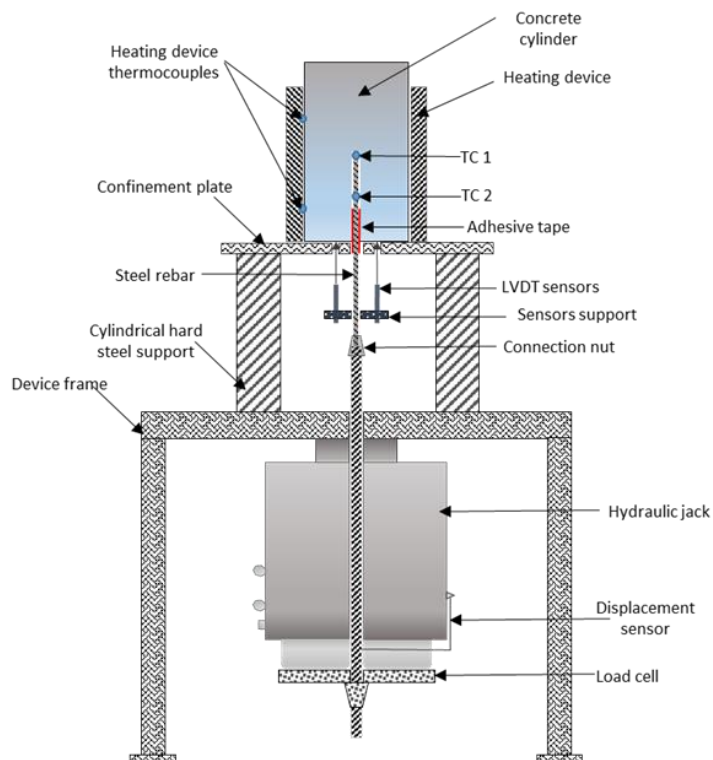


Fig. 3. 7: Pull-out experimental device

3.2.4. Heating device

The concrete cylinders were electrically heated by a cylindrical heating device controlled by a PID controller (Proportional–Integral–Derivative controller). Temperature at the surface of the concrete cylinder was controlled by two thermocouples placed between the lateral surface of the concrete specimen and the heating device. Heating rates applied for pull-out test campaigns varied between 4°C/min and 13°C/min.

3.2.5. Acquisition and control

The control of the jack was performed using a PID controller that also recorded load and jack displacement. The acquisition of the heating device temperature, the anchor temperature, the rebar displacement and the applied load were performed every second for pull-out tests at stabilized temperature. This acquisition frequency gave the precise load values reached when failure occurred.

However, for pull-out tests at constant load, acquisition frequency was set at one recording every 5 seconds because of the test long duration. This acquisition frequency was sufficient to determine the average temperature of the anchor when failure occurred.

3.2.6. Shear stress

The design of chemical anchors at high temperature is based on determining the bond strength value. In previous experimental work (Pinoteau, 2013), it has been demonstrated, by means of strain gauges installed along the anchor, that the shear stress distribution follows an exponential law when the embedment length is equal to 10 times the diameter of the anchor. Strain gauges have shown also that for these embedment lengths, the bottom of the anchor is very weakly stressed.

Indeed, previous studies have shown that there is a critical embedment length value (l_{cr}) from which the majority of the load applied to the anchor is transferred to the surrounding material by shear stresses (Chua & Piggott, 1985). Usually, the embedment length is chosen equal to 10 times the anchor diameter, which is generally greater than l_{cr} (Tipireddy & Kumar, 2017). In fact, it has been demonstrated that the increase of the anchorage depth beyond the critical value (l_{cr}) does not induce any modification on the

distribution profile of shear stresses (Upadhyaya & Kumar, 2015). The exact value of the critical embedment length l_{cr} could be obtained by a shear-lag analytical model (Chua & Piggott, 1985) (Lawrence, 1972).

However, for small embedment lengths, strain gauges showed that all the anchor presents the same level of shear stress. It was reported in (Colak, 2001) that for small embedment lengths (< 75 mm for 10 mm diameter steel rebar), the shear stress distribution can be considered as uniform. This assumption was confirmed in (Bouazaoui & Li, 2008), where it was observed that for a constant steel rebar diameter, the maximum tensile load varies linearly with the embedment length. Thus, for small embedment lengths, the shear stress value can be calculated directly from the tensile load applied to the steel rebar according to equation (3.4) by assuming a uniform shear stress distribution along the anchor.

$$\tau = \frac{F}{\pi \cdot d \cdot L} \quad (3.4)$$

Where,

- τ is the shear stress [MPa]
- F is the applied load [N]
- d is the diameter of the steel rebar [mm]
- L is the embedment length of the steel rebar [mm]

The shear stress expression (3.4) will be used further in this paper to establish the relationship between the bond resistance and the bond failure temperature.

3.3. Results and discussion

3.3.1. Temperature effects on bond resistance

In order to assess the temperature effects on the bond resistance, a test program was established for the two test procedures presented in the Paragraph 2.3. The test program is given in Table 3.2 and Table 3.3. These tests tend to establish a relationship between the bond resistance and the anchor temperature.

Table 3. 2: Test program for pull-out tests at stabilized temperature

TEST PROCEDURE	EMBEDMENT LENGTH [mm]	BOND TEMPERATURE [°C]
STABILIZED TEMPERATURE	60	16
	40	21
	40	25
	40	26
	40	38
	60	39
	60	40
	40	45
	40	50
	60	58
	60	61
	60	66
	60	70
	60	73
	60	80
	60	88

60	91
60	101
60	103
60	107
60	113

Table 3. 3: Test program for pull-out tests at constant load

TEST PROCEDURE	EMBEDMENT LENGTH [mm]	APPLIED LOAD [kN]	BOND STRESS [MPa]
CONSTANT LOAD	40	41.27	27
	40	38.39	25
	60	46.07	20
	60	45.31	20
	60	35.91	16
	60	27.48	12
	60	23.27	10
	60	17.47	8
	60	12.68	6
	60	6.96	3

Two different embedment lengths were used in this two test programs. In most cases, weak embedment lengths were used for pull-out tests at low temperatures in order to avoid steel yielding.

3.3.1.1. Pull-out tests at stabilized temperature

The objective of this test procedure was to establish a relationship between the bond resistance and the temperature of the anchor. This relationship can be used further in the design of chemical anchors in fire situation.

Fig. 3.8 shows the results obtained from pull-out tests at stabilized temperature. The bond resistance was directly calculated from the maximum tensile load reached during tests using equation (3.4).

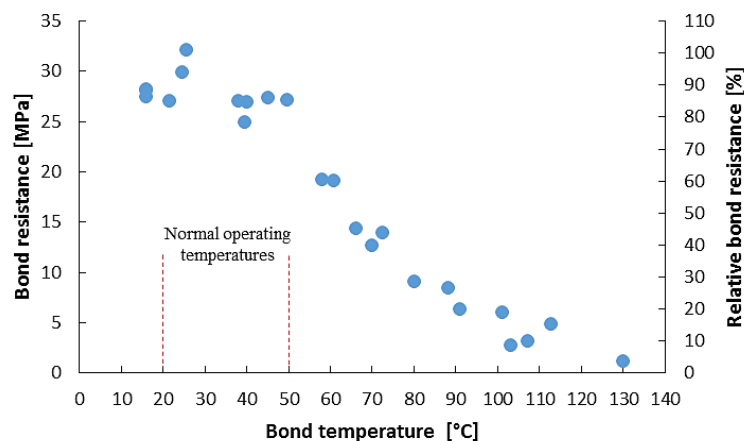


Fig. 3. 8: Bond resistance and Relative bond resistance vs Bond temperature for pull-out tests at stabilized temperature

Results obtained from tests showed an almost constant bond resistance for temperatures comprised between 20°C and 50°C, with a slight increase at 24°C and 26°C. These results confirm that epoxy resins provide constant mechanical performances at normal operating conditions, as mentioned in (Reis, 2012).

The slight increase in bond resistance at 24°C and 26°C could be attributed to the resin post-cure phenomenon. In fact, exposing polymers to heat over time leads to increase the degree of cross-linking of the chemical reaction between the resin and the hardener, as explained in Section 3.2.2.2. The increase of the cross-linking degree tends consequently to improve the mechanical performances of the polymer. This post-cure effect was not observed on specimens at 16°C and 21°C as they were tested at ambient temperature and did not receive any thermal conditioning.

Beyond 50°C, the resin lost about 30% of its bond strength. Starting from this temperature, the curve decreases with a convex trend. The pull-out tests showed that when the anchor temperature reached 130°C, the resin had lost around 96% of its initial bond resistance. This resistance drop, observed starting from 50°C, can be attributed to physical and chemical phenomena that occur in the resin at high temperature.

3.3.1.2. Pull-out tests at constant load

The main goal of this test procedure was to associate a failure bond temperature to different values of shear stress applied on the adhesive joint. Obtained results can be injected further in finite element codes to model the mechanical behavior of chemical anchors in fire situation. In addition, this test procedure is very interesting to study because it reproduces the real manner in which behaves chemical anchors in a structure subjected to fire, and may reveal the presence of interesting phenomena such as creep. Creep is a mechanical phenomenon defined as an irreversible deformation of the material under a constant load. Therefore, creep is responsible for the material yielding and leads to the deterioration of its mechanical properties.

The heating rate was identical for all pull-out tests at constant load. The applied load values were chosen in order to apply a quantity of 3, 6, 8, 10, 12, 16, 20, 25 and 27 MPa of bond stress in the adhesive joint, calculated using equation (3.4).

Results obtained from pull-out tests at constant load are shown in Fig. 3.9.

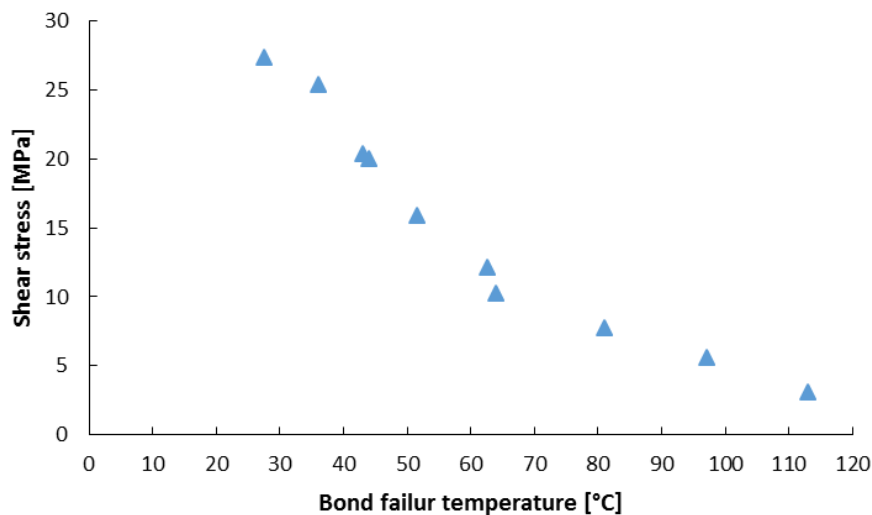


Fig. 3. 9: Bond stress vs bond failure temperature curve for pull-out tests at constant load

Results show that for this epoxy resin, the bond failure occurs at 27°C for a quantity of 27 MPa bond stress, which is lower than the temperature obtained in the previous test campaign (pull-out tests at stabilized temperature). Failure temperature increases by decreasing the applied bond stress (115°C for 3 MPa). Test results showed also that the chemical anchor had lost more than 65% of its initial bond resistance when bond temperature reached 63°C.

The tests carried out highlighted the presence of a thermal gradient between the top and the bottom of the embedded part, recorded by TC1 and TC2 (Fig. 3.2), when heating the concrete cylinder. The presence of a thermal gradient between the two ends of the anchor have naturally a strong effect on the stress distribution along the adhesive joint and therefore affects the fire resistance of the chemical anchor. Indeed, in addition to the small heat loss generated by the contact between the concrete surface and the confinement plate, the thermal gradient comes essentially from hydro-thermal phenomena when heating concrete, such as vaporization and water migration towards the center of the test specimen (Pinoteau, et al., 2011).

3.3.1.3. Results comparison between the two test procedures

Comparison of results from the two different test procedures puts into light 3 observations:

1- Similar bond resistances were obtained from the two pull-out test procedures for temperatures below 36°C. These close results could be explained by the weak effect of resin post-cure and creep phenomena at low temperatures. Indeed, the resin temperature remains close to room temperature, and therefore the impact of heat is relatively weak in accelerating the polymerization reaction and in increasing the resin crosslinking degree, as explained in Section 3.2.2.2. Consequently, the effect of post-cure phenomenon in improving the bond resistance is very slightly pronounced for these temperatures. In addition, the resin creep is negligible for temperatures close to room temperature (Bardonnnet, 1992), thus, there is no significant bond strength degradation due to creep at low temperatures.

2- For bond temperatures between 36°C and 80°C, the superposition of pull-out curves (Fig. 3.10) reveals an important gap between results from the two test procedures, especially at 50°C. In fact, bond resistance at stabilized temperature is higher than bond resistance at constant load. This significant difference could be a consequence of thermal, chemical and mechanical phenomena that may occur in a loaded and heated adhesive joint, such as post-cure, creep and water migration.

In fact, during pull-out tests at stabilized temperature, the resin temperature remains high and constant for at least two hours, according to the test procedure. The increase in resin temperature activates the post-cure phenomenon by supplying more energy and flexibility to epoxy molecules to react with the hardener and to form a more developed molecular network. Furthermore, the exposure to high temperatures for a long period evaporates the free water contained in the resin and thus creates an additional empty volume facilitating and accelerating the crosslinking between epoxy molecules, leading consequently to increase the bond resistance. On the other side, this gap is possibly accentuated by the resin creep phenomenon which may appear during pull-out tests at constant load and causes a decrease in the mechanical properties of the adhesive joint.

However, above 60°C, the gap decreases progressively when increasing the bond temperature. These results may be explained by two chemical phenomena:

- The achievement of the resin post-cure: The polymerization reaction reaches its maximum cross-linking degree and therefore the heating of the resin does no longer contribute in improving the bond resistance. DSC tests showed that post-cure ends at a temperature less than or equal to 82°C (Fig. 3.6).
- The resin glass transition: The change in the resin physical state due to heat acts negatively on the adhesive mechanical properties by decreasing its stiffness and its strength capacity. The glass transition temperature of the epoxy resin used in pull-out tests was determined by DSC tests and was around 62°C (Fig. 3.5).

This two phenomena reacting together may explain the gradual narrowing gap between the two test campaign results when bond temperature exceeds 60°C.

3- For bond temperature higher than 80°C, results from the two test procedures meet again and the gap disappears progressively. This observation could be related to phenomena already mentioned such as

the achievement of the post-cure with the end of the bond strengthening by supplying heat, the resin glass transition accompanied by the decay in the bond resistance, and finally the instantaneous creep.

Instantaneous creep is directly related to the resin glass transition which transforms the mechanical behavior of the resin from elastic to viscoelastic. This change in mechanical properties leads to an identical bond reaction to instantaneous or long-term loading. Therefore, the resin's creep becomes independent of the applied load duration and hence, the mechanical response of the bond becomes the same for both test procedures.

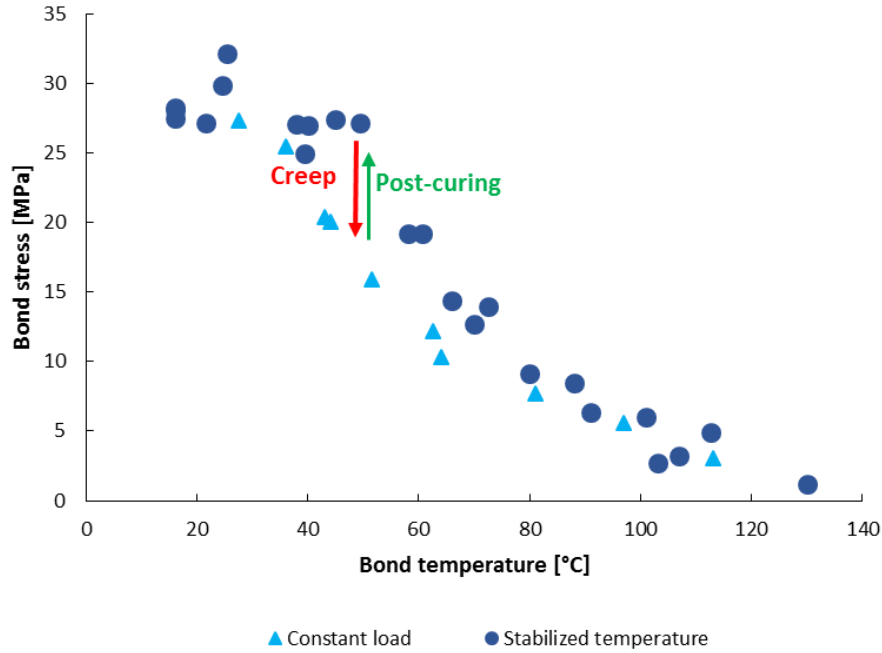


Fig. 3. 10: Results superposition from the two pull-out test procedures

3.3.2. Temperature effects on the anchor stiffness

Through the measurement of rebar displacements during pull-out tests at stabilized temperature, it was possible to study the evolution of the mechanical properties of chemical anchors at different temperatures. Curves in Fig. 3.12 show the variation of the bond stress vs the rebar slip for chemical anchors tested at the chosen target temperatures. The bond stress was calculated from the tensile force applied to the rebar, by knowing the embedment length and using equation (3.4). The rebar slip is the relative displacement between the concrete surface and the steel rebar at the beginning of the anchor (relative displacement between point 1 and point 2 in Fig. 3.11), and was calculated using equations (3.5) and (3.6). For technical reasons, it was not possible to install the LVDT sensors exactly at the beginning of the anchor. Therefore, LVDTs were positioned at a distance L_0 from the concrete surface (Fig. 3.11). The rebar slip was then calculated from the displacement measured by the LVDTs, by subtracting the elastic elongation of the rebar along L_0 , as described in equation (3.5).

$$\delta = \Delta L_{LVDT} - \Delta L_e \quad (3.5)$$

$$\Delta L_e = \frac{FL_0}{ES} \quad (3.6)$$

Where,

- δ is the rebar slip
- ΔL_{LVDT} is the mean displacement measured by the three LVDT sensors

- ΔL_e is the elastic elongation of the free unbounded part of the steel rebar
- E is the Young's modulus of the steel rebar obtained by tensile tests (Fig. 1)
- F is the applied tensile load
- S is the cross section of the steel rebar
- L_0 is the free distance between the top of the anchor and the LVDTs' support (Fig. 3.11)

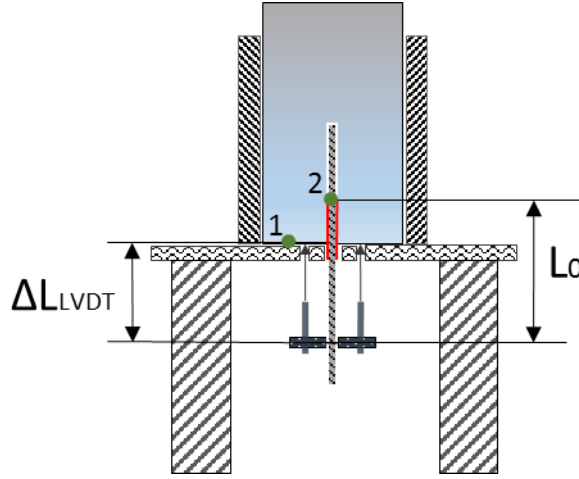


Fig. 3. 11: Distances considered in slip measurements

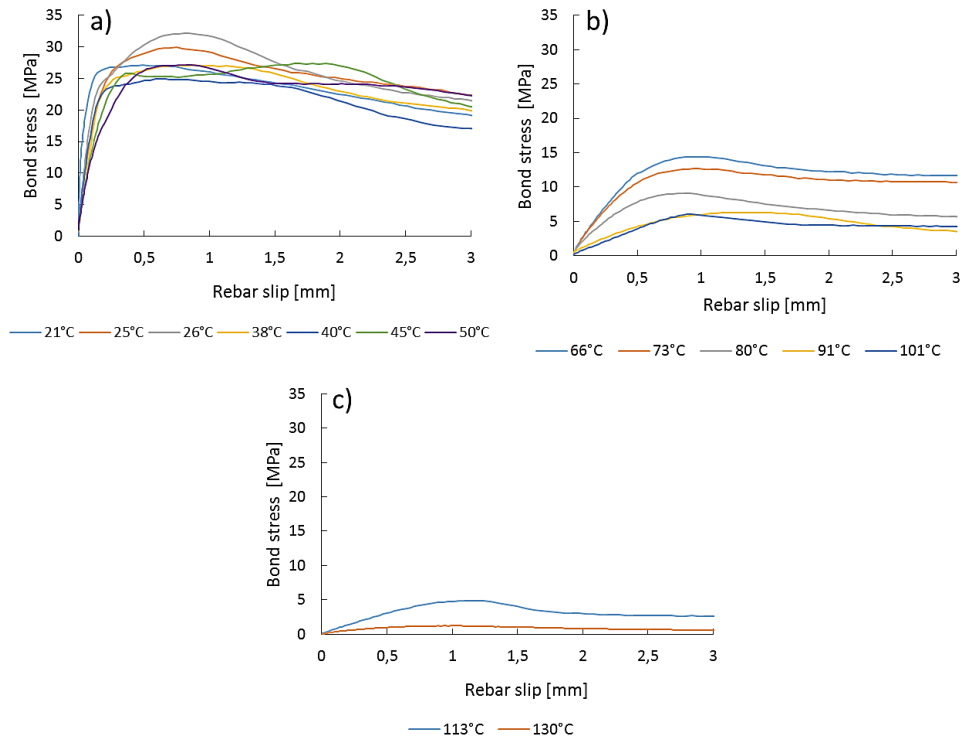


Fig. 3. 12: Bond stress vs rebar slip for stabilized temperatures at different ranges

a) Target temperatures between 20°C and 50°C, b) Target temperatures between 50°C and 105°C, c) Target temperatures higher than 105°C

Bond stress vs rebar slip curves (Fig. 3.12) confirm the change in mechanical response of chemical anchors under temperature effect. Indeed, results show that anchor stiffness and bond resistance decrease when temperature increases. Observations highlighted that the anchor mechanical response varies with the temperature to which the anchor is exposed. For this reason, curves in Fig. 3.12 were divided into three groups depending on the sensitivity of the anchor mechanical response to temperature.

- Group 1: Pull-out tests performed at temperatures between 20°C and 50°C (Fig. 3.12.a).

At this temperature range, the anchor stiffness and the bond resistance remain constant and independent on bond temperature. This observation confirms that epoxy resins show a constant mechanical behavior at normal operating temperatures, as mentioned in (Reis, 2012).

Load / unload pull-out tests were carried out on chemical anchors at ambient temperature and allowed to detect the presence of four mechanical zones on each of curves belonging to this first group.

- Zone 1: A linear portion along which the bond stress increases linearly with the slipping of the steel rebar. In this zone, the anchor shows the same stiffness up to a certain bond stress value. This means that the adhesive joint deforms elastically and therefore deformations are reversible, which means that no damage or cracking occurs in the adhesive bond (Fig. 3.13.a).

- Zone 2: A nonlinear portion: Adhesive bond yielding and crack initiation. (Fig. 3.13.b). For high bond stress values (around 22 MPa), the rebar slip becomes important and increases non-linearly with the applied bond stress. Removing the tensile load applied on the steel rebar does not allow to reach the initial slipping values any more, as shown in Fig. 3.13.b. These observations indicate that the adhesive joint is yielded and the bond deforms irreversibly. At this stage, cracks appear in the adhesive joint and dissipate the energy induced by shear forces. Crack formation is highlighted by the progressive decrease in the anchor stiffness shown by the change in the slope of the straight lines in Fig. 3.13.b between cycles 4 and 6. At the end of this step, the bond stress reaches its maximum value (bond resistance) and stop increasing.

- Zone 3: A third portion of damage propagation and bond failure (Fig. 3.13.c). The cracks formation and propagation continue under the tensile force effect until total bond failure. When the total bond failure occurs, the bond stress decreases and the rebar starts to rip out. The rebar slip recorded in this portion is therefore quite important (around 6 mm for the tested specimen presented in Figure 13.c).

- Zone 4: Rebar slipping and frictional resistance zone (Fig. 3.13.d). The adhesive bond is now completely damaged. The rebar extraction continues under the tensile load effect and the shear stress value remains almost constant until the total extraction of the steel rebar. The shear stress, which continues to exist despite the bond failure, may be explained by the frictional forces created by the contact between the failed adhesive joint and the concrete surface.

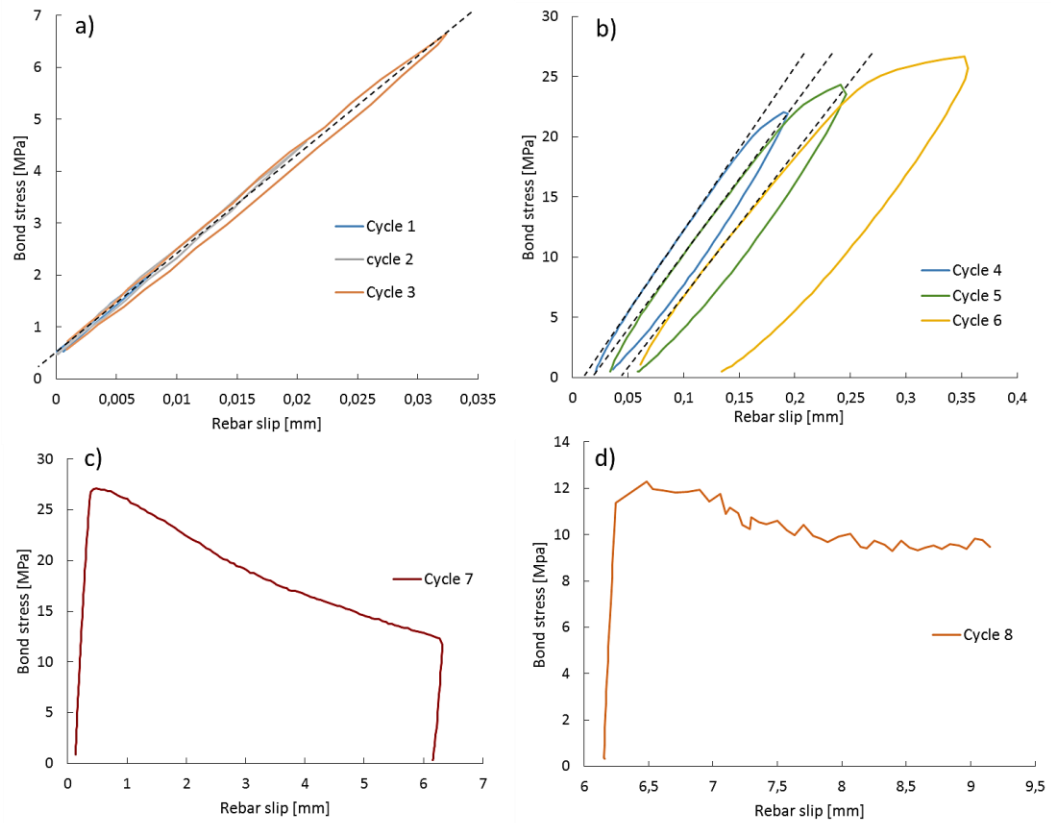


Fig. 3.13: The four mechanical zones of a chemical anchor loaded at a temperature lower between 20°C and 50 °C
 a) Elastic zone, b) yielding and crack initiation zone, c) damage propagation and bond failure zone, d) Slipping and frictional resistance zone

- Group 2: Pull-out tests performed at temperatures between 50°C and 105°C.

For these temperatures, the mechanical behavior of chemical anchors becomes highly dependent on temperature, and the resin becomes more and more viscoelastic as the anchor temperature exceeds the resin glass transition temperature (Section 3.2.2.2). The more the temperature increases, the more the mechanical properties of chemical anchors decrease (Fig. 3.12.b). At high temperatures (near to 100°C), it becomes difficult to distinguish the four mechanical zones described in group 1. The change in the mechanical behavior of chemical anchors under high temperature effect induced a change in the failure mode (Section 3.3.3).

- Group 3: Pull out tests performed at temperatures higher than 105°C.

Under high temperature effect, the resin melts and loses its resistance properties. Consequently, the anchor resists very weakly to pull-out forces. The different mechanical behavior zones observed on the previous curves disappear and leave its place to a single zone (Fig. 3.12.c). The anchor resists to pull-out forces only by friction with concrete surface. So it can be said that, at this temperature range, the resin is unable to provide mechanical strength to the anchor.

3.3.3. Temperature influence on failure modes

Pull-out tests revealed the existence of three possible failure modes, depending on the anchor temperature:

- Steel rebar/resin interface (cohesive failure mode)
- Resin/concrete interface (adhesive failure mode)
- Mixed failure mode

The steel rebar/resin interface failure mode was observed for low bond temperatures (lower than 50°C). As shown in Fig. 3.14.a, this failure mode is characterized by the debonding of the resin from the surface of the steel rebar and reflects the high resistance of the adhesive bond to pull-out forces until its failure. This failure mode can be explained by the brittle elastic behavior of the epoxy resin at low temperatures (Bardonnet, 1992), which leads to the cracking of the adhesive joint under shear stresses.

Mixed failure mode (adhesive and cohesive mode) was observed along the embedment length for pull-out tests performed at temperatures comprised between 50°C and 75°C. This mixed failure mode appeared in almost cases when performing pull out-tests at constant load due to the presence of a thermal gradient along the anchor. Indeed, this failure mode is characterized by a resin/concrete interface failure at the top of the anchor (the hottest part), and by a steel/resin interface failure in the bottom of the anchor (at the coldest part) as shown in Fig. 3.14.b. In fact, when heating the test specimen, the top of the anchor is heated more quickly than the bottom due to the high thermal conductivity of the steel confinement plate, which supplies an additional heat flux to the anchor. In addition, hydro-thermal phenomena that occur at the center of the test specimen during heating slow down the temperature increase at the bottom of the anchor, as described in Paragraph 3.1.2. Consequently a thermal gradient appears along the anchor and therefore, the top of the anchor reaches firstly the glass transition temperature, the resin melts and the failure occurs at the adhesive bond. However, the temperature at the bottom of the anchor remains below the resin glass transition temperature, and consequently, at the bottom of the anchor, the resin maintains its mechanical properties and resists to the shear stress, and thus failure occurs at the steel/resin interface.

Above 75°C, only resin/concrete interface failure mode was observed. This failure mode can be explained by the total glass transition of the resin and its physical state change from solid to vitreous state, since the anchor temperature exceeds the resin glass transition temperature (Paragraph 2.2.2). At this temperature range, the resin presents very low mechanical properties and resists weakly to the applied tensile force. Consequently, pull-out tests lead to the total extraction of the adhesive joint as shown in Fig. 3.14.c.

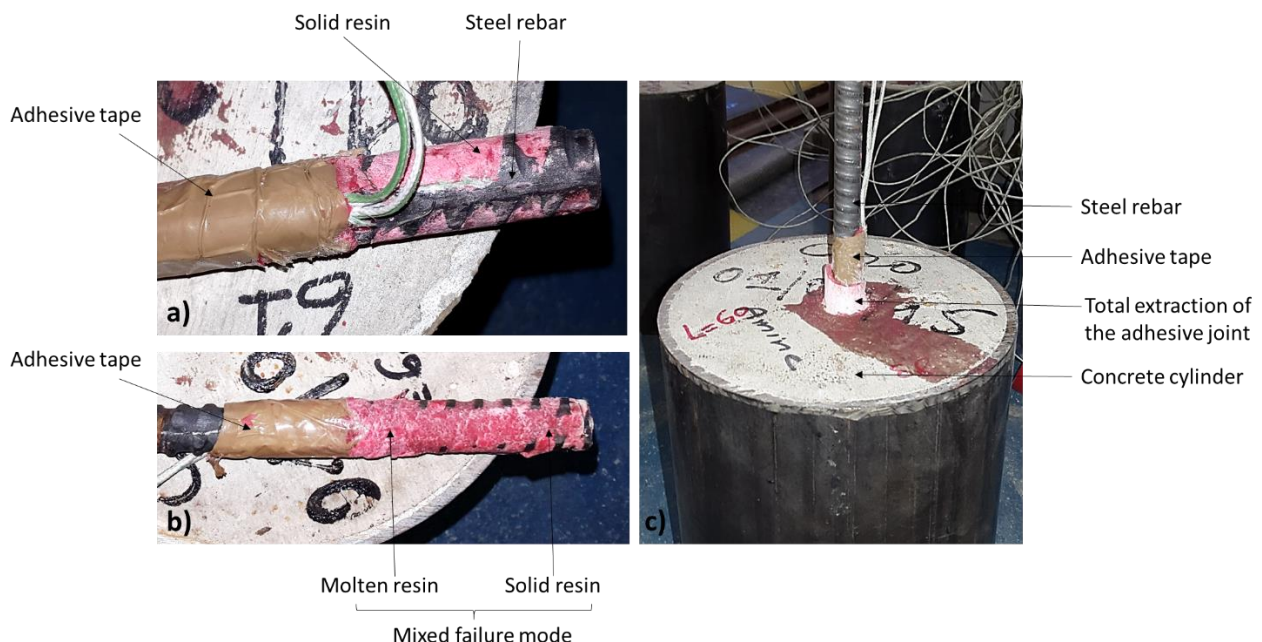


Fig. 3. 14: Examples of different failure modes observed during pull-out tests.
a) Steel rebar/resin interface (21°C), b) Mixed failure mode (65°C), c) Resin/concrete interface (100°C)

3.3.4. Incompatibility of anchor displacements in the current design method

The current method used for the design of chemical anchors in fire situation (EOTA EAD 330087-00-0601, 2015) is based on two steps.

The first step consists in the determination of the temperature distribution along the anchor at different moments of fire exposure, using thermal calculations. Thermal calculations can be done either by finite element analysis, or by analytical calculations using finite difference method based on Fourier equations (3.7), (3.8) and (3.9). These two calculation methods require the knowledge of the variation of the thermal properties of the materials composing the chemical anchor depending on temperature ($\lambda(\theta)$, $C_p(\theta)$ and $\rho(\theta)$).

$$\rho(\theta) \cdot C_p(\theta) \cdot \frac{\partial \theta}{\partial t} = \lambda(\theta) \cdot \frac{\partial^2 \theta}{\partial x^2} + \dot{q}_{con} + \dot{q}_{ray} \quad (3.7)$$

$$\dot{q}_{con} = h \cdot (\theta_{ext} - \theta_{sur}) \quad (3.8)$$

$$\dot{q}_{ray} = \sigma \cdot \varepsilon \cdot (\theta_{ext}^4 - \theta_{sur}^4) \quad (3.9)$$

Where,

- ρ is the material density [kg/m^3]
- C_p is the material specific heat [$\text{J} \cdot \text{K}^{-1} \cdot \text{Kg}^{-1}$]
- λ is the material conductivity [$\text{W} \cdot \text{m}^{-1} \cdot \text{K}^{-1}$]
- θ is the temperature of an element of the anchor at position x and at time t [K]
- $\dot{q}_{con}$ is the convective heat flux per unit area [$\text{W} \cdot \text{m}^{-2}$]
- h is the heat transfer coefficient [$\text{W} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{K}^{-1}$]
- $\dot{q}_{ray}$ is the radiative heat transfer per unit area [$\text{W} \cdot \text{m}^{-2}$]
- σ is the Stefan-Boltzmann constant [$\text{W} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{K}^{-4}$]
- ε is the emissivity of the material
- θ_{ext} is the exposure temperature [K]
- θ_{sur} is the temperature at the surface of the material [K]

At the end of this first step, a temperature map is obtained, allowing the knowledge of the exact temperature values on every element of the anchor and at different moments of fire exposure.

The second step consists in associating a bond resistance value to each element of the anchor using previous thermal calculation results and using the relationship between the bond resistance and the anchor temperature obtained by pull-out tests (Fig. 3.10). The anchor's load bearing capacity at time t is therefore obtained by summing the bond resistances along the entire embedment length following equation (3.10), as described in the example in Fig. 3.15.

$$F_t = 2\pi r \int_0^L \tau_{max}(\theta(x, t)) dx \quad (3.10)$$

Where,

- F_t is the load bearing capacity of the anchor at time t [N]
- r is the radius of the steel rebar [mm]
- L is the embedment length [mm]
- τ_{max} is the bond resistance obtained by pull-out tests [MPa]
- $\theta(x, t)$ is the temperature of the element of the anchor at position x and at time t .

This design method supposes that failure occurs when the anchor's load bearing capacity F_t becomes equal to or lower than the applied tensile load.

In this design method, the calculation of the anchor's load bearing capacity is mainly based on the knowledge of the thermal distribution along the anchor and on considering the maximum shear stress to which can resist each element. It means that this method does not consider the true evolution of the shear stress distribution along the anchor during fire exposure, which can be determined either by analytical calculations using a shear-lag model (Kumar & Khan, 2016), or by a numerical analysis using finite element modeling (Spieth, et al., 2007). Nevertheless, this assumption seems to be sufficient to predict the time collapse since the failure occurs when the shear stress saturates along the anchor, i.e. when the shear stress reaches the bond resistance at all the elements of the anchor. However, by assuming that each element of the anchor provides its maximum shear stress capacity during fire exposure, all the elements of the anchor should reach their maximum shear stress capacity at the same value of relative displacement δ' , and consequently, the anchor should present an elastoplastic mechanical behavior (Fig. 3.15.a).

The example in Fig. 3.15.a shows an application of the design method described above. The considered chemical anchor is composed of three elements. Each element has a temperature θ_i , different from the temperature of the two others. Knowing the temperature distribution along the anchor, a bond resistance τ_{imax} is associated to each element using results obtained from pull-out tests. The load bearing capacity of the anchor (F_t^1) is therefore calculated by summing the bond resistances of the three elements composing the anchor.

Bond stress vs rebar slip curves obtained from pull-out tests at stabilized temperature are shown in Fig. 3.16. The rebar slip was calculated according to equations (3.5) and (3.6), as described in Section 3.3.2. Results in Fig. 3.16 show that in reality, the chemical anchor present a mechanical behavior totally different from the elastoplastic behavior, and that the maximum shear resistance of a chemical anchor is not reached at the same value of rebar slip for different temperatures. Thus, for a given relative displacement value δ_0 , the anchor elements do not all provide their maximum shear stress capacity (Fig. 3.15.b). Consequently, the anchor's load bearing capacity F_t^2 , obtained by summing the bond shear stress values for different temperatures and corresponding to a relative displacement δ_0 , is lower than that provided by the design method (F_t^1).

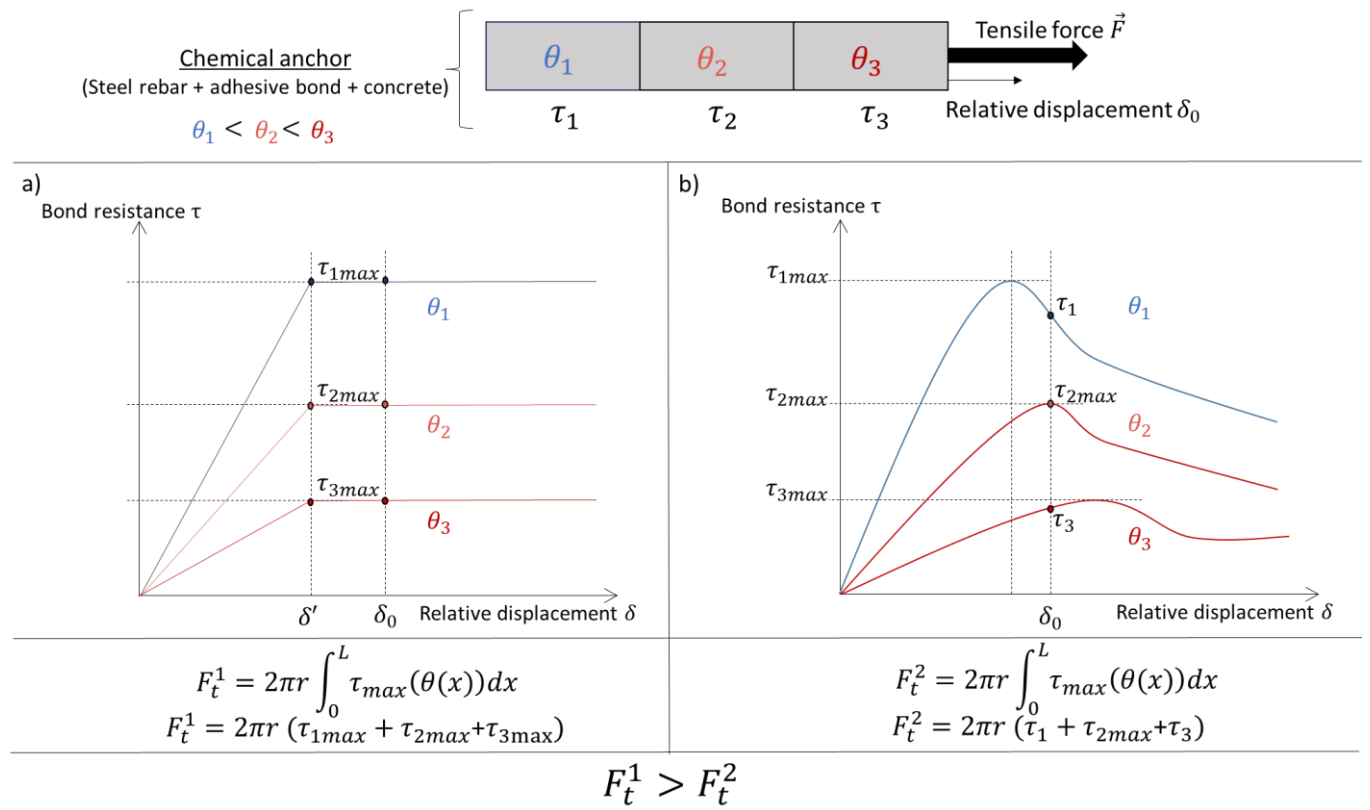


Fig. 3. 15: Example of incompatibility of displacements in the current design method
a) Anchor's mechanical behavior suggested by the design method / b) Real anchor's mechanical behavior

To illustrate this point, let's consider for example a slab connected to a wall using only one chemical anchor of 16 mm diameter and 135 mm embedment length. The anchor is placed at 100 mm from the surface of the slab directly exposed to ISO 834-1 fire (CEN EN 1992-1-2, 2002) and subjected to a tensile force equal to 40 kN. The temperature evolution along the anchor is obtained by thermal calculations. Calculated temperature values are used next in calculating the evolution of the anchor's load bearing capacity during fire exposure. Table 3.4 presents a comparison of the evolution of the anchor's load bearing capacity at different moments of fire exposure calculated using the current design method and by considering different values of anchor slip during test.

Table 3. 4: Comparison of the anchor's load bearing capacity values obtained using the current design method and by integrating the anchor slip criterion

Fire exposure duration [min]	Current design method [kN]	2 mm slip [kN]	2.5 mm slip [kN]	3 mm slip [kN]
0	191	175	149	139
30	191	175	149	139
60	183	172	148	128
90	114	104	92	77
120	54	40	38	37

As results show in Table 3.4, the current design method suggests that after 120 minutes of fire exposure, the anchor still able to resist to an amount of pull-out force equal to 54 kN, which means that the load bearing capacity of the anchor still greater than the applied tensile load. Therefore, the actual design methods predicts that the anchor is able to resist to an ISO fire exposure for at least more than two hours. However, when taking into account the post-peak behavior of the pull-out curves by considering a value of 2 mm anchor slip, calculations show an important decay in the anchor's load bearing capacity up to

40 kN. Therefore, for this anchor slip value, the anchor's load bearing capacity after two hours of ISO fire exposure has become equal to the applied tensile load. Thus, the anchor failure should occur exactly after two hours of fire exposure.

Additional calculations made considering 2.5 mm and 3 mm anchor slip values showed that the anchor's load bearing capacity decreases by increasing the slip value for the same fire exposure duration. Therefore, for these anchor slip values, calculations show that the anchor is not able anymore to resist to two hours of ISO fire exposure.

In conclusion, the current design method overestimates the fire resistance of chemical anchors by supposing that each element of the anchor provides its maximum shear stress capacity when failure occurs and by not taking into account the pre and post peak behavior of pull-out curves. Consequently, this design method is not conservative and cannot ensure a safe use of chemical anchors in fire situation. It is therefore necessary to consider a displacement criterion and to use bond shear vs rebar slip curves at different temperatures to design the fire resistance of chemical anchors instead of considering only the relationship between the bond resistance and the anchor temperature.

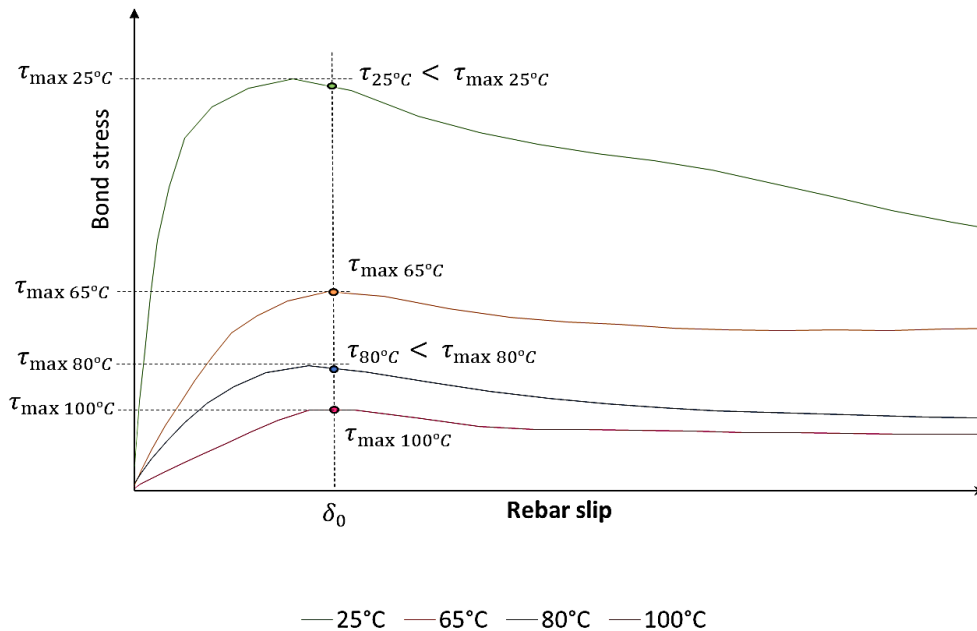


Fig. 3. 16: Bond stress vs rebar slip curves showing the real mechanical behavior of a chemical anchor at different temperatures

3.4. Conclusion

Thanks to its high mechanical properties at normal operating temperatures, bonded post-installed rebars have gradually substitute cast-in place rebars and provided new technical solutions to build sustainably and more efficiently. However, the fire resistance of chemical anchors present the weakest point of this anchoring technique.

Pull-tests at stabilized temperature and at constant load were performed in this study in order to assess the mechanical behavior of chemical anchors in fire situation. Measurements of anchor temperature, steel rebar displacement and applied tensile load were carried out on each of these tests. Measurements revealed a strong dependence of the mechanical behavior of chemical anchors on temperature.

From this study, the following conclusions can be derived:

- Chemical anchors made with the epoxy resin used in this study present an almost constant load bearing capacity and stiffness at normal operating temperatures ($\theta < 50^{\circ}\text{C}$). Beyond these temperatures, the mechanical properties of the anchor rapidly decrease.
- Results obtained from the two pull-out test procedures were very close at normal operating temperatures. Nevertheless, these results diverge at higher temperatures ($\theta > 50^{\circ}\text{C}$). This divergence could be related to creep, water migration and post-cure phenomena. At temperatures higher than 80°C , results meet again and bond resistance continues decreasing when heating.
- The heating of the chemical anchor until a given temperature leads to improve its mechanical properties by activating the post-cure phenomenon. However, beyond a certain temperature, the polymerization reaction reaches its maximum level and the heating becomes dangerous by leading to the glass transition of the resin.
- The exact value of the glass transition temperature of the resin cured at room temperature was determined by DSC tests. This T_g value was found around 62°C . The superposition of DSC results with pull-out tests results showed that the resin glass transition is the main factor responsible for the decay in fire resistance of chemical anchors.
- The TGA test results showed that no changes in the resin chemical composition occur at temperatures lower than 150°C . These results exclude the involvement of any chemical transformation phenomenon in the decay in fire resistance of chemical anchors. Nevertheless, TGA test highlighted a small resin mass loss (around 0.2%) at temperatures comprised between 20°C and 150°C caused possibly by water vaporization, which according to a previous study ([Pinoteau, et al., 2011](#)) affects the stress redistribution along the anchor.
- The interpretation of results obtained from pull-out tests at constant load showed the influence of creep phenomenon in decreasing the mechanical properties of chemical anchors. This phenomenon could not unfortunately be quantified directly from these pull-out tests because of its interference with other phenomena such as post-cure and water vaporization.
- This paper succeeded in identifying the main phenomena affecting the mechanical behavior of chemical anchors in fire situation through various tests carried out at the scale of the materials and at the global scale of the anchor.
- The current method used to design chemical anchors in fire situation were criticized in this study. This paper highlighted a non-conservative aspect of the current design method due to the choice of the bond resistance criterion in determining the load bearing capacity of the anchor during fire exposure.
- This paper suggests a new design criterion based on the relative displacement of the anchor during pull-out tests, allowing to improve the current design method and to ensure a safer use of chemical anchors in fire situation.

Chapitre 4

Influence de la température et de l'orientation du fil sur le comportement mécanique des goujons collés dans le bois

*Le chapitre 4 reprend l'intégralité de l'article en cours de soumission, intitulé « **Temperature effect on the mechanical behavior of glued-in rods intended for the connection of timber elements** ». Cet article s'intéresse à l'étude expérimentale du comportement mécanique à haute température des goujons collés dans le bois, en suivant la démarche utilisée dans le chapitre précédent pour étudier le comportement mécanique à haute température des scellements chimiques dans le béton. Ce chapitre propose tout d'abord un résumé de l'article puis l'expose in extenso.*

Digest de l'article

Cet article commence par présenter les principaux travaux de recherche menés sur les goujons collés dans le bois afin de cerner les différents facteurs agissant sur leur comportement mécanique. Ces travaux ont permis de classer ces facteurs en 3 catégories principales, et qui sont :

- Les paramètres géométriques de l'ancrage.
- Les propriétés des matériaux employés dans la réalisation des assemblages par goujons collés.
- Les conditions limites et les conditions de chargement.

Ces études ont permis aussi de recenser les principales méthodes expérimentales employées par les chercheurs pour évaluer le comportement mécanique des goujons collés. Les résultats montrent que malgré le fait que les configurations pull-pull et pull-compression ne soient pas représentatives de l'application réelle des goujons collés dans les ouvrages en bois, elles demeurent les plus populaires grâce à leur facilité de mise en place.

L'étude bibliographique menée sur les goujons collés dans le bois a dévoilé un manque important d'information concernant l'impact de la température sur le comportement mécanique de ce système d'ancrage. Les quelques travaux de recherches effectués à haute température ont mis en évidence une perte considérable des performances mécaniques des goujons collés pour des températures comprises entre 40°C et 60°C au niveau du joint de colle, sans présenter d'explications sur les phénomènes se produisant au niveau de l'ancrage à ces températures.

L'objectif de ce chapitre est d'identifier les phénomènes se produisant à haute température dans les goujons collés dans le bois conduisant à la dégradation de leurs performances mécaniques. L'identification de ces phénomènes est effectuée sur deux niveaux. Le premier niveau se concentre sur l'étude des propriétés des matériaux constituant les goujons collés à travers des essais de caractérisation à haute température. Le deuxième niveau se focalise quant à lui sur l'étude de l'évolution du comportement mécanique global des goujons collés dans le bois lors d'une variation de la température. Les goujons collés étudiés dans ce chapitre sont fabriqués à partir de tiges filetées en acier de diamètre 12 mm, collées à l'aide d'une résine époxyde dans un parallélépipède en lamellé-collé d'épicéa de classe GL24 et de dimensions 110x135x250 mm³ (Fig. 4.9).

Comme mentionné dans l'introduction de la partie 2, une attention particulière est accordée dans ce chapitre à l'étude des propriétés à haute température de la résine utilisée dans la réalisation de l'ancrage, étant donné qu'elle représente le matériau le plus vulnérable à la variation de la température parmi les trois matériaux composant l'ancrage.

Evolution des propriétés de la résine sous l'effet de la température

Le comportement à haute température de la résine époxyde utilisée dans la réalisation des goujons collés dans le bois est étudié dans ce chapitre à travers 3 essais de caractérisation. Le premier essai est la Calorimétrie Différentielle à Balayage (DSC). Cet essai consiste à mesurer le flux de chaleur dégagé ou absorbé par un échantillon de résine par rapport à un échantillon de référence (un creuset vide) lors d'un chauffage entre -50°C et 200°C avec une vitesse de 10°C/min dans une atmosphère inerte. L'objectif de cet essai est d'une part de déterminer la température de transition vitreuse de la résine époxy et d'autre part, de mesurer le degré de réticulation du polymère.

Un premier essai DSC a été effectué sur un échantillon de résine à l'état liquide, immédiatement après avoir mélangé la résine et le durcisseur. Ce premier essai, réalisé sur un échantillon non polymérisée, a pour but de mesurer l'enthalpie totale de la réaction de polymérisation, qui sera utilisée dans la suite pour calculer le degré de réticulation du polymère. Un deuxième essai DSC a été réalisé sur le même échantillon considéré cette fois-ci comme totalement polymérisée étant donné qu'il a déjà été chauffé à 200°C lors du premier passage de température. Cet essai a pour objectif de mesurer la température de transition vitreuse infinie de la résine (Tg_{∞}) correspondant à la Tg de la résine totalement polymérisée. La Tg_{∞} de la résine a été trouvée égale à 52.5°C. A noter que des Analyses Thermogravimétriques couplé à une spectrométrie de masse (ATG-MS), présentées en annexe 2, ont permis de vérifier l'absence de dégradation ou de modification de la composition chimique de la résine lors de son chauffage à 200°C.

Deux essais DSC ont ensuite été effectués sur deux échantillons de résine polymérisés à la température ambiante pendant 3 jours. La valeur moyenne de la Tg à 20°C mesurée à travers ces essais est trouvée égale à $Tg_{20^{\circ}C} = 38.9^{\circ}C$. Le calcul du degré d'avancement de la réaction montre que la polymérisation à température ambiante permet au réseau moléculaire d'atteindre 97.5% de son degré de réticulation maximal. Ce résultat prouve bien que la polymérisation de la résine époxy à la température ambiante ne lui permet donc pas d'atteindre ses propriétés physicomécaniques maximales.

D'autres essais DSC ont été réalisés sur des échantillons de résine polymérisés à température ambiante pendant deux jours, puis chauffés à 50°C, 82°C ou bien à 108°C pendant 3h dans la machine d'essai juste avant de réaliser les tests. L'objectif est d'observer l'influence de l'histoire thermique de l'échantillon de résine sur sa température de transition vitreuse et sur son degré de réticulation. Les résultats obtenus (Fig. 4.4) mettent en évidence une augmentation de la Tg avec la température de conditionnement jusqu'à atteindre une valeur maximale correspondant à la Tg_{∞} . Cette augmentation de la température de transition vitreuse est aussi accompagnée par une augmentation du degré de réticulation du polymère suite à son chauffage. Les résultats montrent une réticulation maximale du réseau polymère à partir d'un conditionnement à 82°C. Ces données prouvent donc la présence d'un phénomène de postcure se produisant dans la résine lors d'un chauffage à postériori et met en évidence l'importance de l'histoire thermique dans la détermination de ses propriétés physicomécaniques.

Le deuxième essai de caractérisation à haute température effectué dans le cadre de cette étude est l'Analyse Mécanique Dynamique (DMA) en traction. Le principe de cet essai consiste à appliquer un déplacement oscillant sur un échantillon de résine avec une fréquence donnée, tout en augmentant sa température. Ces essais permettent principalement d'évaluer les propriétés viscoélastiques de la résine en fonction de la température. Dans notre cas d'étude, des échantillons de dimensions 25.6 x 0.6 x 3.76 mm³ ont été sollicités par un déplacement dynamique d'amplitude 5µm à une fréquence de 1 Hz, en les chauffant de 20°C à 140°C avec une vitesse de chauffage de 1.3°C/min. Deux passages de température sont effectués sur chacun des échantillons afin d'évaluer l'influence de l'histoire thermique sur les propriétés du matériau.

Les résultats (Fig. 4.6) montrent que lors du premier passage de température, la résine époxy étudiée présente un module de cisaillement de l'ordre de 2.67 GPa à température ambiante. La valeur du module

de cisaillement a été calculée à partir de la valeur du module d'Young et du coefficient de Poisson de la résine déterminés expérimentalement. En chauffant l'échantillon, la valeur du module de cisaillement diminue progressivement jusqu'à ce que la température atteigne une valeur égale à 38°C (proche de la T_g). A partir de cette valeur de température, une chute significative du module de cisaillement est observée. La diminution du module de cisaillement de la résine se poursuit sous l'effet de la chaleur jusqu'à une température voisine de 70°C, à partir de laquelle le module de cisaillement stagne et forme un plateau relatif au module de cisaillement de la résine à l'état caoutchouteux.

Le deuxième passage de température sur l'échantillon de résine totalement polymérisée révèle une amélioration du comportement mécanique. En effet, la diminution du module de cisaillement sous l'effet de la température semble atténuée. La valeur du module continue à diminuer progressivement en augmentant la température de l'échantillon jusqu'à 51°C (proche de la $T_{g\infty}$), pour laquelle le module chute brutalement. L'essai montre ensuite une convergence du module de cisaillement vers la valeur du module de la résine à l'état caoutchouteux à partir de 80°C, soit à 10°C de plus que sur le premier passage.

Il a été possible par le biais des essais DMA de tracer le décalage entre le module élastique et le module de dissipation de la résine sur les deux passages de températures effectués sur chaque échantillon. Les résultats obtenus (Fig. 4.7) montrent une diminution de l'amplitude du pic de la courbe de $\tan(\delta)$ lors du deuxième passage de température. La diminution de l'amplitude du pic de $\tan(\delta)$ indique une densification du réseau polymère et par conséquent, confirme la présence d'un phénomène de postcure.

Pour conclure, l'étude de l'évolution du module de cisaillement de la résine en fonction de la température à travers les essais DMA montre que le phénomène de transition vitreuse affaiblit considérablement les performances mécaniques de la résine. Toutefois, la caractérisation du comportement viscoélastique de la résine montre une amélioration du comportement mécanique entre les deux passages de température, ce qui confirme l'importance de l'histoire thermique dans la détermination des propriétés physicomécaniques des résines polymères.

Enfin, le troisième essai de caractérisation des propriétés de la résine à haute température a consisté en des essais de traction quasi-statiques. Ces essais ont été effectués à différentes températures sur des éprouvettes fabriquées à partir de la résine époxy étudiée. Les courbes de variation de la contrainte de traction en fonction de la déformation des éprouvettes (Fig. 4.8) montrent qu'à des températures inférieures à la T_g , la résine présente un comportement mécanique élastique fragile. Ces courbes montrent aussi que le chauffage de la résine à des températures inférieures à T_g conduit à une légère diminution de son module élastique et de sa résistance en traction. Cependant, lorsque ces éprouvettes sont chauffées à des températures très proches de la T_g , une évolution du comportement mécanique d'élastique fragile vers un comportement à seuil avec un écoulement plastique est observée. Les courbes obtenues à ces températures montrent une grande dispersion des résultats, et témoignent donc d'une modification des propriétés mécaniques de la résine lors de la transition vitreuse.

En outre, les courbes issues des essais de traction effectués à des températures supérieures à la T_g mettent en évidence un changement vers un comportement beaucoup plus ductile avec la disparition du seuil d'écoulement. L'augmentation de la température de la résine au-delà de T_g conduit également à une diminution de sa résistance en traction et de son module élastique.

En conclusion, les essais DSC et DMA ont démontré que la polymérisation de la résine à température ambiante ne lui permet pas d'atteindre son degré de réticulation maximal, et par conséquent, ne lui permet pas d'atteindre ses propriétés physiques et mécaniques optimales. En revanche, il est possible d'atteindre ces propriétés optimales par un chauffage de la résine polymérisée grâce au déclenchement du phénomène de postcure. Néanmoins, les essais DMA et les essais de traction quasi-statiques réalisés à différentes températures mettent en évidence une dégradation importante des propriétés mécaniques dès que la température dépasse la température de transition vitreuse. Ces résultats confirment donc

l'importance du phénomène de transition vitreuse dans la détermination des propriétés physicomécaniques de la résine et montrent qu'il est important de tenir compte de ce facteur lors de l'étude du comportement à haute température des goujons collés dans le bois.

Comportement mécanique des goujons collés à température ambiante

La deuxième partie de cet article se concentre sur la caractérisation du comportement global à haute température des goujons collés dans le bois à travers des essais d'arrachement. Les procédures d'essai choisies pour mener cette étude sont les mêmes que celles utilisées dans le chapitre précédent pour étudier le comportement mécanique à haute température des scellements chimiques dans le béton. Des essais d'arrachement à haute température sont donc effectués à température stabilisée et à effort constant sur des tiges filetées ancrées dans des parallélépipèdes en lamellés collés d'épicéa à l'aide de la résine époxy étudiée au début de cet article (Fig. 4.9).

Cette partie commence tout d'abord par l'étude du comportement mécanique à température ambiante des goujons collés dans le bois à travers un essai cyclique en charge/décharge. L'objectif de cet essai est de détecter les éventuels changements dans le comportement mécanique des goujons collés lors de la variation de la contrainte de cisaillement générée dans le joint de colle. Pour ce faire, le niveau de chargement appliqué au goujon est augmenté entre deux cycles successifs de 2 kN jusqu'à l'arrachement de la tige d'acier.

Les courbes obtenues (Fig. 4.13) lors de cet essai montrent que le comportement mécanique à température ambiante peut être divisé en 3 groupes en fonction de l'effort appliqué en tête d'ancrage. Les courbes appartenant au premier groupe sont obtenues lors des quelques premiers cycles d'essai, pour lesquels le niveau de chargement reste relativement faible. Ces courbes se caractérisent par un comportement mécanique élastique linéaire réversible. La contrainte d'adhérence (contrainte de cisaillement) engendrée dans le joint de colle varie donc proportionnellement au glissement de la tige en acier et le déchargement permet à l'ancrage de retrouver sa position initiale.

En augmentant le niveau de chargement au-delà de 11 kN, les courbes de variation de la contrainte d'adhérence en fonction du glissement de l'ancrage perdent progressivement leur linéarité et font apparaître un palier de plastification. Ces courbes appartiennent donc au deuxième groupe de comportement mécanique des goujons collés dans le bois, caractérisé par la présence d'une branche non linéaire traduisant la plastification du joint de colle. Les déchargements appliqués à la fin de chaque cycle ne permettent pas à l'ancrage de retrouver sa position initiale du fait de la plastification de la résine, faisant apparaître en conséquence un glissement résiduel. La mesure de la raideur de l'ancrage sur chaque cycle montre une faible variation de la raideur malgré la plastification du joint de colle.

Enfin, le dernier groupe comporte la courbe d'arrachement obtenue lors du dernier cycle d'essai et conduisant à l'extraction de la tige filetée. Cette courbe (Fig. 4.13c) montre un arrachement brutal de la tige en acier traduisant un mode de rupture fragile des goujons collés dans le bois.

Comportement mécanique à haute température des goujons collés et orientation du fil du bois

Après l'étude du comportement mécanique à température ambiante, la suite de ce chapitre s'intéresse à l'évaluation de l'influence de la température sur les propriétés mécaniques des goujons collés. L'étude a concerné deux configurations de goujons collés dans lesquelles les tiges filetées ont été ancrées parallèlement et perpendiculairement au fil du bois. L'objectif de ces deux configurations est d'évaluer l'influence de l'orientation du fil du bois sur le comportement mécanique à haute température des goujons collés.

Les essais d'arrachement à température stabilisée effectués sur des goujons collés parallèlement au fil du bois ont montré une diminution de la résistance en adhérence dès l'augmentation de la température de l'ancrage. Cette diminution devient très significative pour les températures comprises entre 35°C et 45°C, c'est-à-dire sur l'intervalle de la température de transition vitreuse de la résine. La résistance en

adhérence continue à décroître avec l'augmentation de la température du joint de colle. Les résultats des essais montrent qu'à 95°C, la résistance en adhérence du goujon collé ne représente que 10% de sa valeur initiale mesurée à température ambiante. Ces essais ont permis donc de constater la vulnérabilité des goujons collés dans le bois même sur l'intervalle des températures de service.

Les courbes de variation de la contrainte d'adhérence en fonction du glissement de l'ancrage obtenues lors de ces essais ont montré un changement du comportement mécanique des goujons collés en fonction de la température. Ce changement du comportement mécanique a permis de distinguer 3 groupes de courbes (Fig. 4.15). Le premier groupe contient les courbes d'arrachement obtenues lors des essais effectués à température ambiante. Ces courbes se caractérisent par un comportement linéaire élastique avec une rupture fragile de l'ancrage. Le deuxième groupe contient les courbes d'arrachement obtenues pour des températures comprises entre 35°C et 45°C, c'est-à-dire sur l'intervalle de transition vitreuse de la résine. Ces courbes se distinguent par la perte de la linéarité des courbes d'arrachement suite à la plastification de la résine et/ou des interfaces sous l'effet de la température. Les courbes appartenant à ce groupe présentent une raideur qui varie légèrement avec la température et un mode de ruine alterné entre fragile et ductile. En effet, les essais d'arrachement des goujons collés parallèlement au fil du bois effectués entre 35°C et 45°C n'ont pas permis d'établir une relation entre la température de l'ancrage et son mode de ruine.

Enfin, le dernier groupe regroupe les courbes d'arrachement obtenues à des températures supérieures à 45°C. Ces courbes se caractérisent par une diminution de la raideur de l'ancrage avec l'augmentation de la température en plus d'un mode de rupture ductile.

Des essais d'arrachement à effort constant ont aussi été réalisés sur des goujons collés parallèlement au fil du bois. Ces essais ont été effectués pour des niveaux de contrainte de cisaillement compris entre 1 et 12 MPa. Les résultats obtenus par ces essais montrent une diminution de la résistance en adhérence lors du chauffage de l'ancrage. Cependant, ces résultats présentent une grande dispersion en comparaison avec ceux obtenus à température stabilisée.

La superposition des résultats obtenus par les deux procédures d'essai d'arrachement a montré que les résistances en adhérence mesurées sur les essais à température stabilisée sont légèrement supérieures à celles obtenues à effort constant (Fig. 4.17). Ceci peut s'expliquer d'une part, par la postcure de la résine lors de la stabilisation de la température de l'ancrage avant l'arrachement et d'autre part, par le fluage de l'adhésif pendant les essais d'arrachement à effort constant.

Cependant, pour des températures comprises entre 40°C et 60°C, les deux procédures d'essai semblent fournir des résultats équivalents. Ceci s'explique par la transition vitreuse de la résine qui se produit sur cet intervalle de température, et qui a pour effet de baisser les performances mécaniques de la résine et donc de l'ancrage.

Au-delà de 60°C, les résistances en adhérence obtenues par les essais d'arrachement à température stabilisée sont de nouveau supérieures à celles obtenues par les essais d'arrachement à effort constant à cause de deux phénomènes antagonistes se produisant de part et d'autre dans le joint de colle à ces températures. D'une part, le chauffage prolongé de la résine conduit à l'amélioration de ses performances mécaniques par le déclenchement du phénomène de postcure lors des essais d'arrachement à température stabilisée et qui continue à avoir lieu jusqu'à 82°C. D'autre part, le fluage instantané de la résine lors des essais d'arrachement à effort constant réalisés à des faibles niveaux de contrainte affaiblit l'ancrage suite au changement d'état de la résine de solide à caoutchouteux par transition vitreuse.

En conclusion, la superposition des résultats des essais d'arrachement a mis en évidence des différences de résultats obtenus par les deux procédures d'essai. Cette différence montre qu'il est donc important de bien choisir la méthode d'évaluation des goujons collés et de tenir compte de leur histoire thermique lors du dimensionnement au feu.

L'influence de l'orientation du fil du bois sur le comportement mécanique à haute température des goujons collés a été évaluée dans ce chapitre à travers des essais d'arrachement à température stabilisée (Paragraphe 4.3.3). La comparaison des résultats des essais entre les goujons collés parallèlement et perpendiculairement au fil montre que la résistance en adhérence est supérieure lorsque la tige est collée parallèlement au fil pour les températures inférieures à 40°C. Cependant, lorsque la température de l'ancrage dépasse 40°C, le résultat inverse est observé. La résistance en adhérence des goujons collés perpendiculairement au fil du bois devient supérieure à celle des goujons collés parallèlement au fil du bois.

Ces observations peuvent avoir deux explications différentes. La première explication est liée aux propriétés thermiques du bois. En effet, comme le bois est un matériau anisotrope, ses propriétés varient suivant les directions du plan ligneux (paragraphe 2.2.2). D'après (Guitard, 1987), le coefficient de dilatation thermique de l'épicéa suivant la direction radiale est dix fois supérieur à celui de la direction axiale. Le chauffage du bois génère donc des dilatations thermiques plus importantes dans la direction radiale que dans la direction axiale. Par conséquent, à haute température, les goujons collés suivant la direction radiale présentent un confinement plus important et donc des résistances en adhérence plus élevées.

La deuxième explication est liée aux propriétés mécaniques du bois. En effet, les propriétés mécaniques du bois sont plus élevées suivant la direction axiale. En particulier, le module de cisaillement du bois suivant la direction axiale est supérieur à celui de la direction radiale. Par conséquent, l'arrachement du goujon génère des concentrations des contraintes plus importantes au niveau du joint de colle lorsque le goujon est collé suivant la direction axiale. Ainsi, avec la diminution des propriétés mécaniques du joint de colle sous l'effet de la température, l'arrachement se produit à des valeurs de résistance en adhérence plus faibles que dans le cas des goujons collés suivant la direction radiale.

Les courbes d'arrachement correspondant aux goujons collés perpendiculairement au fil montrent que contrairement à l'autre configuration, toutes les courbes présentent un mode de rupture ductile quel que soit la température testée (Fig. 4.19).

L'analyse des éprouvette après la rupture obtenus lors des essais d'arrachement parallèlement au fil du bois ont permis d'observer 4 modes de ruine possibles :

- Une rupture fragile du bois en cisaillement (observée lors des essais à température ambiante)
- Une rupture adhésive à l'interface entre bois et la résine
- Une rupture cohésive
- Une rupture mixte observée pour des températures comprises entre 25°C et 37°C due à une transition vitreuse partielle le long du joint de colle.

Aucune corrélation systématique ne permet d'établir une relation entre la température de l'ancrage et les modes de rupture adhésifs et cohésifs. En effet, les essais d'arrachement ont montré que pour des températures supérieures à 40°C, l'extraction de la tige peut se faire suivant l'un de ces deux modes de ruines.

Temperature effect on the mechanical behavior of glued-in rods

Mohamed Amine Lahouar^{a,b,*}, Jean-François Caron^a, Gilles Foret^a, Karim Benzarti^a, Romain Mege^b

^a Université Paris-Est, Laboratoire Navier (UMR 8205), CNRS, Ecole des Ponts ParisTech, IFSTTAR, F-77455 Marne-la-Vallée, France

^b Centre Scientifique et Technique du Bâtiment, 77420 Champs-sur-Marne, France

Abstract

The application field of glued-in rods (GiRs) has been extended over the years to include new timber constructions thanks to their high stiffness and to the technical solutions they offer to achieve high mechanical performance. However, the mechanical behavior of GiRs seems to be affected by several parameters and in particular by temperature changes. This paper presents an experimental investigation on the mechanical behavior of GiRs bond parallel and perpendicular to wood grain by means of pull-out tests at stabilized temperature and at constant load. In addition, complementary physico-chemical and mechanical characterizations were carried out on the bulk epoxy adhesive which was used for the fabrication of the GiRs specimens, in order to correlate the temperature behavior of the overall GiR connection to that of the polymer adhesive. Results of pull-out tests revealed a gap between experiments performed at stabilized temperature and those at constant load. Such a gap was attributed to physical, chemical and mechanical phenomena occurring in the epoxy resin at high temperature, and highlighted the major influence of the resin glass transition (T_g) of the polymer adhesive on the temperature behavior of the GiR connection.

Keywords: Glued-in rods, Bond strength, High temperatures, Glued laminated timber, Parallel and perpendicular to grain, Glass transition temperature.

4.1. Introduction

There are three general methods to connect timber structure elements: traditional methods using carpentry connections, mechanical methods using fasteners, and modern methods using adhesives (Wheeler & Hutchinson, 1998). Glued-in rods (GiRs) is now commonly used for connecting timber structures, but only in few European countries, in Australia and in North America (Tlustochowicz, et al., 2011). It was developed for the first time in Denmark by Riberholt in 1986 (Buchanan & Barber, 1996) and consists in gluing a rod, often made from steel or glass fibers reinforced polymer (GFRP), into a timber element using a structural adhesive (Coureau, et al., 2016). This technology belongs to a wide range of hybrid joints since it involves three different materials (timber, rod and adhesive).

The efficiency of glued-in rods in transferring load between the structure elements depends on several parameters such as the geometry of the adhesive joint, the materials used, and the loading and boundary conditions (Tlustochowicz, et al., 2011). Fig. 4.1 shows a non-exhaustive list of these parameters. Many researchers were interested in studying the influence of each of these parameters on the global behavior of the GiR connection at ambient temperature. Several research works have focused on the influence of material properties of glued-in rods components, such as the comparison of the influence of different species of solid wood and wood products (Coureau, et al., 2016) (Vallée, et al., 2016), and the potential influence of the timber density on modifying the mechanical behavior of GiRs (Widmann, et al., 2007) (Steiger, et al., 2007). Indeed, the density of the timber element could influence the stress distribution along the bonded area, which may potentially affect the mechanical behavior of GiRs (Martin, et al., 2013). However, researchers have staffed different opinions (Steiger, et al., 2007). Some of them managed to establish a relationship between timber density and mechanical properties of GiRs (Harvey, et al., 2000) (Gustafsson, et al., 2001) (Serrano, 2001) (Gerlod, 1992), while others asserted the

mechanical properties to be independent of timber density (Kemmsies, 1999) or to exhibit poor correlation (Aicher, et al., 1999) (Bengtsson & Johansson, 2000) (Bernasconi, 2001).

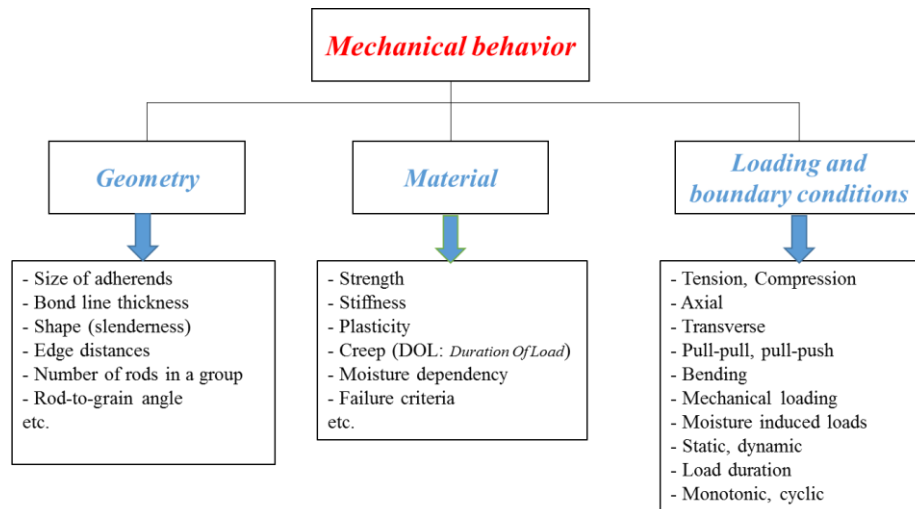


Fig. 4. 1: List of parameters affecting the mechanical behavior of glued-in rods (Serrano, et al., 2008).

The orientation of the rod with respect to the wood grain direction is of major influence on the mechanical behavior of GiRs. Indeed, it was demonstrated by (Rajcic & Stepinac, 2015) that when the rod is glued parallel to the grain, the glued-in rod connection exhibits a brittle failure mode, while, when the rod is glued perpendicularly to the grain, it exhibits a ductile failure mode. Pull-out tests carried out on both directions showed that the bearing capacity of GiRs is 20% to 50% higher when the rod is set perpendicular to grain (Widmann, et al., 2007).

Several types of structural adhesives were also tested for bonding rods into timber. These systems are mainly polyurethane (PU), phenol-resorcinol-formaldehyde (PRF) and epoxy (EPX) adhesives (Broughton & Hutchinson, 2001). All the researchers agreed that the epoxies achieve the best mechanical performance regardless of the test conditions and configurations (Serrano, 2001) (Broughton & Hutchinson, 2001) (Otero, et al., 2010a) (Otero, et al., 2010b) (Otero, et al., 2010c).

Studies concerned with geometric parameters of GiRs have also been reported in several publications. They showed that the increase in the embedment depth leads to an increase in the bearing capacity of GiRs (Widmann, et al., 2007) (Steiger, et al., 2007). Indeed, it was observed in (Broughton & Hutchinson, 2001) that the bearing capacity of GiRs increases linearly when increasing the embedment depth up to eight times the rod diameter. Beyond this value, the evolution of the bearing capacity deviates from linearity. Indeed, it was reported in (Gonzalez, et al., 2016) that no changes in the bearing capacity of GiRs could be observed if the embedment depth exceeds 20 times the diameter of the rod.

The effect of the adhesive joint thickness on the mechanical performance of GiRs has generated contradictory opinions (Martín, et al., 2013). Several researchers believe that the increase in the adhesive joint thickness leads systematically to an increase in the bearing capacity of glued-in rods since the bonded surface area increases (Broughton & Hutchinson, 2001) (Bengtsson & Johansson, 2000). In addition, it was demonstrated that the increase in the joint thickness reduces the amplitude of the stress peak at the edge of the bonded area (Broughton & Hutchinson, 2001) and leads to a more uniform shear stress distribution along the rod (Tlustochowicz, et al., 2011). However, the current trend in the literature is to reduce the thickness of the adhesive joint (Bainbridge, et al., 2002) since, according to some researchers, increasing this thickness does not lead to significant improvements in the mechanical performance of GiRs, and besides it is possible to increase the bonded surface area in a more economical manner by simply increasing the diameter of the rod. Tests carried out on GiRs with rods of different diameters confirmed the fact that the increase in the rod diameter improves the bearing capacity.

According to (Broughton & Hutchinson, 2001), the increase in the rod diameter decreases the amplitude of the stress peak at the steel/resin interface near the beginning of the rod. However, studies showed that the relationship between the bearing capacity of GiRs and the rod diameter is not linear and is rather difficult to establish (Otero, et al., 2008). Some tests have been carried out on GiRs with a hole diameter equal to the nominal diameter of the rod minus the depth of the threads in order to benefit from the mechanical locking in addition to adhesive bonding. Unfortunately, this technique was found to be very difficult, even impossible to implement and does not ensure that the resin covers the entire surface of the rod (Edlund, 1975).

To summarize, several studies have shown the dominance of the embedment depth and the rod diameter (hence the thickness of the adhesive joint) on the bearing capacity of GiRs (Gustafsson, et al., 2001) (Meierhofer, 1988). For this reason, (Aicher, et al., 1999) and (Steiger, et al., 2007) have grouped these two parameters in a single parameter that they called slenderness, equal to the ratio between the embedment depth and the hole diameter ($\lambda = \frac{l}{d_h}$). Parametric studies have shown that a high slenderness leads to the yielding of the steel rod and therefore to a ductile failure mode (Coureau, et al., 2016), and to an increase in the bearing capacity of the glued-in rod connection as well, by decreasing the stress peak at the beginning of the rod (Widmann, et al., 2007).

Despite the numerous national/international projects and despite the widespread use of GiRs for the connection of timber elements, it should be noted that there is no unified test method for assessing the mechanical behavior of GiRs so far (Rajcic, et al., 2016). Fig. 4.2 represents the results of a statistical study carried out by (Stepinac, et al., 2013) on various experimental methods used to assess the mechanical behavior of GiRs. Results show that even if the pull-pull and pull-compression configurations do not correspond to the practical application of GiRs (Tlustochowicz, et al., 2011), they remain the most popular test methods.

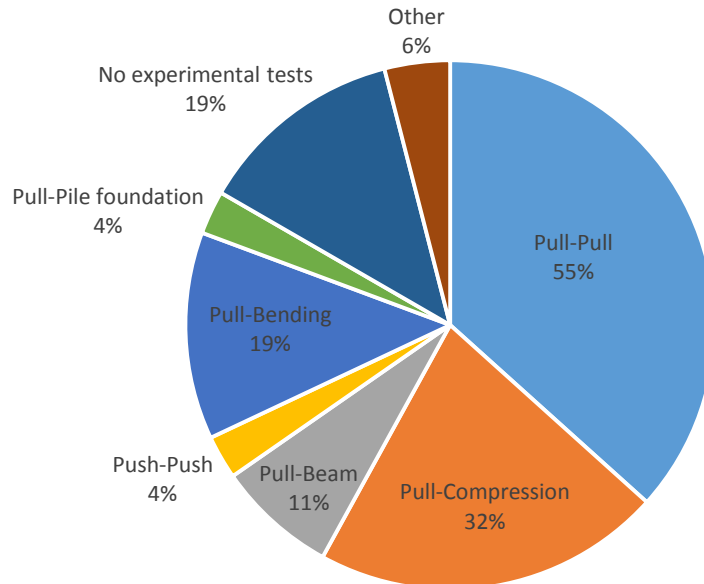


Fig. 4. 2: Most common test methods used to assess the mechanical behavior of GiR connections (Stepinac, et al., 2013).

Despite the abundance of research work dedicated to the influence of geometric and material parameters, only few studies deal with the impact of environmental factors, and especially exposure to high temperature, on the mechanical behavior of GiRs (Aicher & Dill-Langer, 2001) (Di Maria, et al., 2017). Some of these studies highlighted an important decay of the mechanical performance of GiRs for relatively low temperatures reached in the adhesive joint (40°C - 60°C) (Buchanan & Barber, 1996)

(Aicher & Dill-Langer, 2001) (Di Maria, et al., 2017) (Lartigau, et al., 2015) (Lee, et al., 2006). These studies emphasized the vulnerability of GiRs in the case of fire event and showed a link between the fire resistance of GiRs and the mechanical behavior of the adhesive joint at high temperature. Therefore, with the growing use of GiRs in timber structures, there is a strong need to identify factors involved in the loss of mechanical performances at elevated temperature since it is a regulatory requirement for most of the buildings.

The present paper investigates the changes in mechanical behavior of GiRs when exposed to high temperatures through complementary studies of physicochemical and mechanical phenomena occurring at the material scale (i.e. in the bulk polymer adhesive) on the one hand, and at the scale of the connection on the other hand. The first part of this paper is concerned with physical, chemical and mechanical changes of the bulk epoxy at elevated temperature, and presents the test procedure as well as the experimental device adopted in this research work. The second part of the paper explores on the influence of the test procedure and the wood grain orientation on the mechanical behavior of GiRs and establishes a link with previous results regarding the high temperature properties of the epoxy adhesive. Finally, the paper details the different failure modes encountered when performing pull-out tests at high temperature on GiRs.

4.2. Materials and methods

4.2.1. Materials

The connection studied in this article is composed of three materials: Spruce glulam timber, threaded steel rods and an epoxy adhesive.

4.2.1.1. Timber and steel rods

GL-24 spruce glulam timber was used to study the mechanical behavior of GiRs at high temperature. It is composed of 3 lamellae, each of section 110 mm x 45 mm and bonded together with Melamine-Urea-Formaldehyde (MUF) glue. Upon receipt, the timber was stored in a climatic room, according to EN 408-2010 standards (CEN UNI408, 2012), where temperature and humidity of the air were continuously controlled and adjusted at 20°C and 65% RH respectively. Mass loss tests were carried out according to the NF EN 13183-1 standards (CEN NF EN 13183-1, 2002) on samples of lamellae in order to determine their moisture content. Results revealed a moisture content equal to 12%. The wood density was also measured according to EN 408-2010 standards (CEN UNI408, 2012) and was found equal to 443 kg/m³.

Metric threaded steel rods of diameter 12 mm belonging to class 4.8 (CEN NF EN ISO 898-1, 2013) were used in this experimental study. Their modulus of elasticity, as measured by tensile tests, was $E_s = 205$ GPa. Their tensile strength and their yield stress value were determined experimentally ($\sigma_{Re} = 380$ MPa, $\sigma_{eL} = 274$ MPa).

4.2.1.2. Epoxy adhesive

The selected adhesive was the Mastifix® bi-component epoxy resin manufactured by Renoantic® (Switzerland), specially designed for glued-in rods. The curing time indicated on the technical datasheet is 48 hours at room temperature. Some earlier studies carried out on the thermos-mechanical behavior of glued-in rods have shown that the resin, ensuring the chemical bond between the timber element and the steel rod, becomes vulnerable when exposed to high temperatures (Buchanan & Barber, 1996) (Lartigau, et al., 2015) (Di Maria, et al., 2017) (Custódio, et al., 2009). For this reason, a special attention is paid in this paper to study the phenomena occurring in the epoxy adhesive when exposed to high temperatures. Therefore, various characterization tests at high temperature were performed on the selected epoxy system.

a) DSC characterizations

First experiments were performed by Differential Scanning Calorimetry (DSC). This technique consists in measuring the released or absorbed heat flow when heating the resin sample and is commonly used for the characterization of thermosetting adhesives intended for construction applications. DSC

thermograms allow on the one hand to determine the glass transition temperature (T_g) of the adhesive and to follow its possible evolution during the curing process or after exposure to ageing conditions (Benzarti, et al., 2011). On the other hand, one can also assess the crosslinking degree of the adhesive and highlight possible post-cure phenomena. It is to note that T_g is defined as the temperature at which the physical state of the polymer network changes from a rigid vitreous state towards a soft rubbery state (Mazurin, 2007).

Samples for DSC tests were prepared by mixing the liquid adhesive components (resin and hardener) and setting a drop of the mix (around 10 mg) into aluminum crucibles. DSC characterizations were conducted using a Discovery DSC 250 apparatus from TA Instruments (Delware, USA). The test procedure consisted in heating the resin samples from -50°C to 200°C with a heating rate of $10^{\circ}\text{C}/\text{min}$ under inert atmosphere (nitrogen is used as purge gas at a flow rate of 50 ml/min), and in measuring simultaneously the heat flow released or absorbed during heating compared to a reference sample (empty crucible). From experimental data, a thermogram describing the evolution of the heat flux versus temperature can be constructed for the analyzed sample.

A first test was carried out on a sample of Mastifix® adhesive in the liquid state, immediately after mixing the resin and the hardener. This test, performed on a sample of uncured adhesive, allowed the measurement of the total enthalpy of polymerization $\Delta H_t \sim 157 \text{ J/g}$. This value will be used further in the calculation of the degree of crosslinking.

A second DSC run was subsequently carried out on the same adhesive sample, which is considered this time as fully polymerized since it had already been heated up to 200°C during the first run. This second run allowed to determine the infinite glass transition temperature $T_{g\infty}$ corresponding to T_g of the fully polymerized adhesive, which is found equal to $T_{g\infty} = 52.5^{\circ}\text{C}$.

A DSC test was carried out on two samples of Mastifix® adhesive polymerized over 3 days at room temperature. Fig. 4.3 shows the thermograms obtained from these two specimens. The glass transition temperature of the two samples was determined using the half-height method (M. Kalogeras, 2016). The mean value of the glass transition temperature of Mastifix® adhesive polymerized at room temperature was found equal to $T_{g20^{\circ}\text{C}} = 38.9^{\circ}\text{C}$.

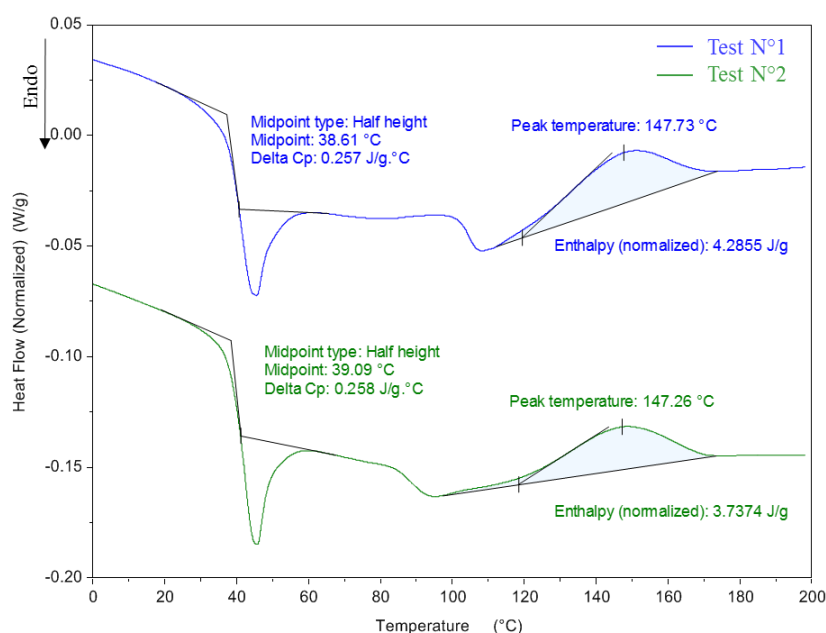


Fig. 4. 3: DSC thermograms of two Mastifix® adhesive samples polymerized over 3 days at room temperature.

Fig. 4.3 shows the presence of an exothermic peak when temperature exceeds 120°C indicating the incomplete polymerization of the adhesive. Consequently, it was possible to determine the residual enthalpy of the polymerization reaction by calculating the area under the exothermic portion of the curve. The average residual enthalpy was found equal to $\Delta H_r = 4 \text{ J/g}$.

It was therefore possible to calculate the degree of crosslinking of the resin α by knowing the values of the residual enthalpy and the total enthalpy of polymerization, and using the following expression (4.1).

$$\alpha = \left(1 - \frac{\Delta H_r}{\Delta H_t}\right) * 100 \quad (4.1)$$

For Mastifix® samples polymerized at room temperature, the calculated degree of crosslinking was $\alpha = 97.5\%$. This result confirms that at room temperature, the polymerization reaction had not reached completion.

Additional DSC tests were carried out on samples cured for two days at room temperature and further subjected to conditioning treatments at various elevated temperatures, in order to evaluate the effects of post-curing on both T_g and the degree of crosslinking. In this line, series of two samples were conditioned for 3 hours at 50°C, 82°C or 108°C prior to DSC characterization. Conditioning was directly performed in the oven of the DSC apparatus to ensure perfect control of temperature. Figures 4.4 and 4.5 show respectively the evolutions of the glass transition temperature and the degree of crosslinking as a function of post-curing temperature, for the epoxy adhesive under study. Experimental values reported in the graphs correspond to average values based on two tested samples.

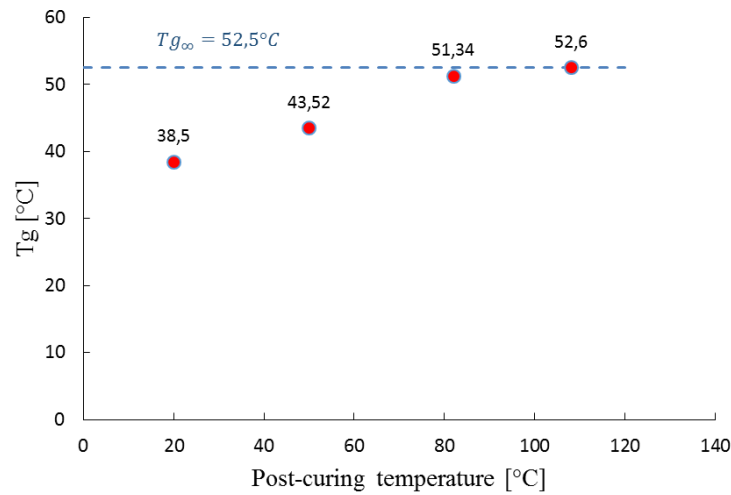


Fig. 4. 4: Glass transition temperature (T_g) of the Mastifix® epoxy adhesive vs post-curing temperature for a period of 3 hours (after an initial cure at 20°C for 2 days).

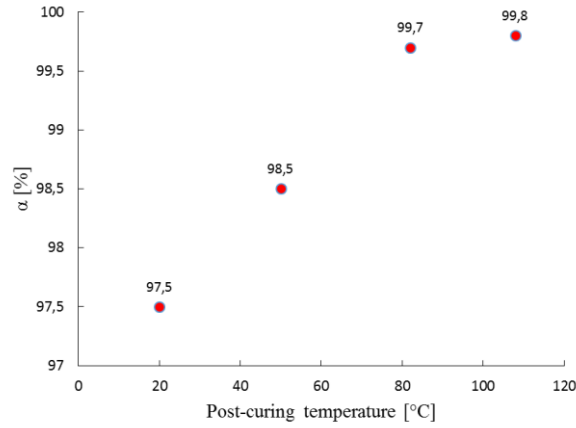


Fig. 4. 5: Degree of reticulation (α) of the polymer network vs post-curing temperature for a period of 3 hours (after an initial cure at 20°C for 2 days)

Curves in Figures 4.4 and 4.5 show that the post-cure tends to increase both the glass transition temperature and the degree of crosslinking. Furthermore, it is found that, when the post-curing temperature is lower than Tg_{∞} , the polymerization process doesn't reach completion (Tg remains below Tg_{∞} and α remains below 98.5%) whereas full polymerization is achieved for post-curing temperature exceeding Tg_{∞} (Tg and α reach their maximum values, i.e. 52.5°C and ~1, respectively).

To conclude, previous DSC experiments highlight the influence of the thermal history on physical and chemical properties of the polymer adhesive. If cure is performed at room temperature, the adhesive remains partially under-cured and exhibits a low Tg , while a subsequent conditioning at higher temperature induces a post-cure effect (increase in Tg and α), and possibly achieves full polymerization depending on the conditioning temperature.

b) DMA characterization

In addition to DSC tests, characterization by Dynamic Mechanical Analysis (DMA) were performed on a sample of Mastifix® adhesive previously cured at room temperature. The test method consists in applying an oscillatory displacement (in alternate tension/compression mode) to the sample with a given excitation frequency while simultaneously varying the sample temperature over a ramp. By monitoring the material stiffness and the phase angle between the applied load and the response of the sample during the test, DMA makes it possible to assess the evolution of the viscoelastic properties (tensile storage modulus E' and loss factor $\tan\delta$) as a function of temperature.

In our case, tests were conducted on a VA2000 Viscoanalyzer from Metravib (Limonest, France). The adhesive sample was subjected to a dynamic displacement of amplitude 5 microns at a frequency of 1 Hz, and was simultaneously heated from room temperature to 140°C at a heating rate of 1.3°C/min. Two successive runs were performed on the same sample in order to evaluate the influence of thermal history on the viscoelastic properties of the epoxy adhesive.

Fig. 4.6 shows the variation of the shear storage modulus G' as a function of temperature, for two successive DMA runs carried out on the same sample. Values of G' were simply derived from experimental values of the tensile storage modulus E' using relationship (4.2):

$$G' = \frac{E'}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (4.2)$$

Where ν is the Poisson's ratio. In our case, a value of 0.4 has been assumed for ν , as usually reported in the literature for epoxy adhesives in the vitreous state. As an approximation, it is also assumed that this coefficient remains constant at higher temperature although it is known to evolve toward a value of 0.5 in the rubbery state (Agbossou, et al., 1993).

Results show that during the first heating run, the Mastifix® epoxy adhesive exhibited a shear modulus G' equal to 2667 MPa at ambient temperature, i.e. in the vitreous state. By increasing temperature, G' decreased progressively until temperature reached a value around 38°C, close to T_g of the adhesive, from which the shear modulus dropped drastically. The curve shows that, beyond 70°C, the shear modulus reaches a plateau corresponding to the rubbery state of the epoxy network. The second DMA run conducted on the same sample showed an improvement in the mechanical behavior. Indeed, the drop of the shear modulus value took place at higher temperature (around 52°C corresponding to the $T_{g\infty}$ of the epoxy adhesive) and the shear modulus reaches the rubbery plateau at 80°C, i.e. approximately 10°C higher compared to the first run. These results confirm that the Mastifix® epoxy adhesive cured at room temperature remains undercured, and that a post-cure effect occurs when heating at higher temperatures, which highlights the importance of thermal history on the mechanical properties of the resin.

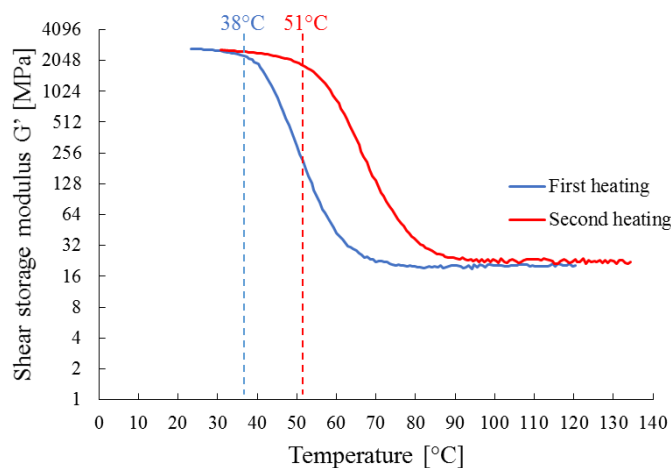


Fig. 4. 6: Evolution of the shear storage modulus versus temperature for a sample of Mastifix® adhesive subjected to two successive DMA runs.

Fig. 4.7 display the variation of loss factor $\tan \delta$ as a function of temperature during the two successive DMA runs. The curve shows a notable decrease in the amplitude of $\tan \delta$ peak during the second run, reflecting a decrease in the molecular mobility of the epoxy network due to the post-cure effect (increase in the degree of crosslinking). Results of DMA experiments are quite consistent with those of previous DSC tests.

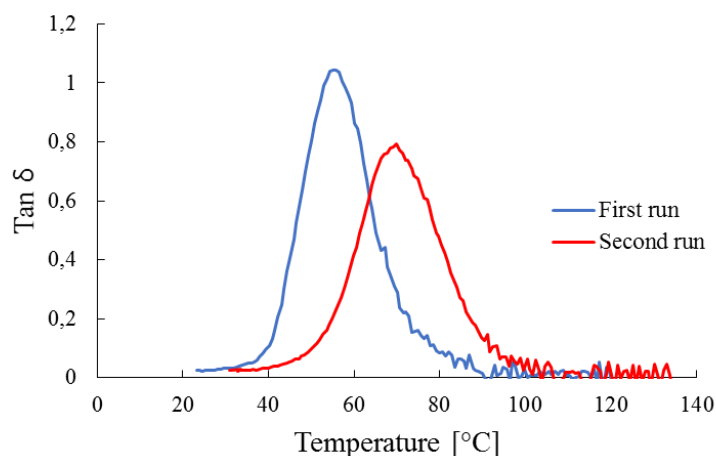


Fig. 4. 7: Evolution of the loss factor $\tan \delta$ versus temperature for a sample of Mastifix® adhesive subjected to two successive DMA runs.

c) *Quasi-static tensile tests at elevated temperature*

Quasi-static tensile tests at different temperatures were performed on small parallelepiped bars of dimensions $3.75 \times 0.6 \times 35 \text{ mm}^3$ made from the same Mastifix® epoxy adhesive used in the previous characterization tests, and previously cured at room temperature. Tensile tests were again conducted with a VA2000 Viscoanalyzer from Metravib (Limonest, France), equipped with a load cell of capacity 150N, using an imposed displacement mode, with a displacement rate equal to 0.5 mm/min. Adhesive samples were heated in the oven of the test machine at 5 different temperatures (25°C, 35°C, 40°C, 45°C and 50°C) before performing the tensile tests, and the target temperature was kept constant during the test. Fig. 4.8 displays the tensile stress versus tensile strain curves recorded for the various levels of temperature (3 to 5 specimens were tested for each level).

Curves show that for temperatures comprised between 25°C and 35°C, the adhesive polymer exhibits an elastic brittle mechanical behavior. The temperature increase from 25°C to 35°C leads to a slight decrease in the average elastic modulus of the adhesive from 8.2 GPa to 7.1 GPa. This decrease is accompanied by a much greater decrease in the average tensile strength, which passes from 33.4 MPa to 26.2 MPa.

However, heating the samples at 40°C, i.e. around the T_g of Mastifix® cured at room temperature, leads to a change in its mechanical behavior from brittle elastic to a threshold behavior with notable plastic flow. The modification of the mechanical behavior is accompanied by a remarkable decrease in both tensile strength and elastic modulus of the samples. Curves highlight an important scattering between the results obtained at 40°C due to the glass transition phenomenon. The average tensile strength measured at this temperature is found around 13 MPa, which represents 40% of the initial tensile strength at 25°C. Similarly, the average elastic modulus drops to 4.4 GPa at 40°C, which represents 54% of the initial elastic modulus at 25°C.

By heating the samples at 45°C and 50°C, i.e. at temperatures higher than the T_g of the ambient cured Mastifix®, the polymer becomes very ductile and the plastic flow threshold disappears. Moreover, a generalized decay of the mechanical properties is observed at these temperatures. The average tensile strengths measured at 45°C and 50°C become equal to 7.6 MPa and 5.2 MPa respectively and the elastic moduli at these temperatures become equal to 2 GPa and 0.3 GPa respectively.

In conclusion, quasi-static tensile tests performed at different temperatures on samples of Mastifix® adhesive show an important impact of the glass transition phenomenon on the mechanical behavior of the polymer adhesive, which may consequently affect the mechanical performance of the GiRs connections at elevated temperatures.

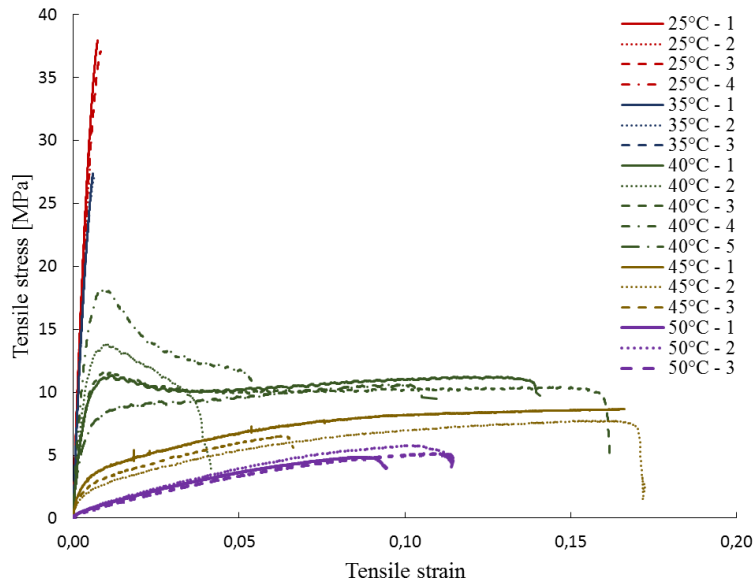


Fig. 4. 8: Tensile stress versus tensile strain obtained by quasi-static tensile tests performed at different temperatures on samples of Mastifix® adhesive (initial polymerization took place at room temperature)

4.2.2. Geometry and fabrication of GiR specimens

In order to assess the mechanical behavior at high temperature of GiRs, test specimens were prepared by gluing threaded steel rods into spruce glued laminated timber. The manufacturing process of the test specimens followed a rigorous methodology in order to ensure a good reproducibility.

The threaded rods were first cut to the desired length and then degreased using acetone in order to remove impurities that may affect adhesion with the epoxy adhesive. The glued laminated timber was then cut and drilled parallel or perpendicular to the grain using a drill bit of diameter 16 mm, i.e. 4 mm greater than the rod diameter. The goal is to obtain a 2 mm thick bond joint, corresponding to the adhesive supplier's recommendations. Three embedment depth, 30 mm, 60 mm and 100 mm were used in this study. Small embedment depths were generally used for tests at low temperatures in order to avoid steel yielding. After that, the drilled holes were cleaned from any timber dust using brushes and compressed air. Once the holes cleaned, Mastifix® adhesive was injected into the bottom of the hole in sufficient quantity. Finally, the threaded steel rod was inserted into the hole by a front and back twisting motion in order to prevent the creation of air bubbles in the adhesive joint. Note that the rods were glued on the same day of holes drilling in order to ensure good quality of adhesion between epoxy and timber by avoiding the closure of wood pores. Fig. 4.9 illustrates the fabrication procedure of test specimen.

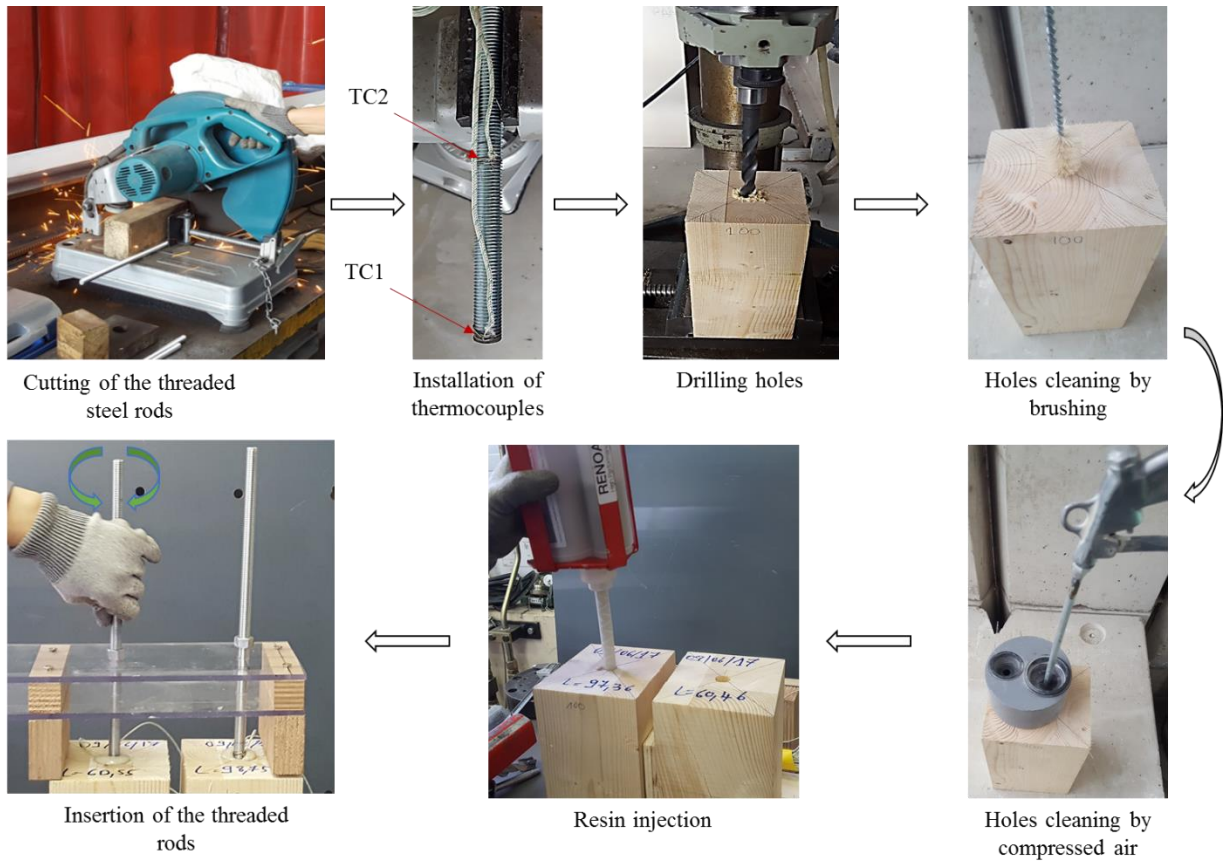


Fig. 4. 9: Fabrication procedure of GiR test specimens.

Once the rods were glued into the spruce glulam elements, test specimens were clamped in a jig that maintained the rods straight during the adhesive polymerization (Fig. 4.10). Test specimens were then placed in a climatic room with controlled environment (air at 20°C, 65% RH) for at least 3 days before mechanical characterization. The objective was to ensure that the curing conditions of the polymer adhesive are similar for all specimens.

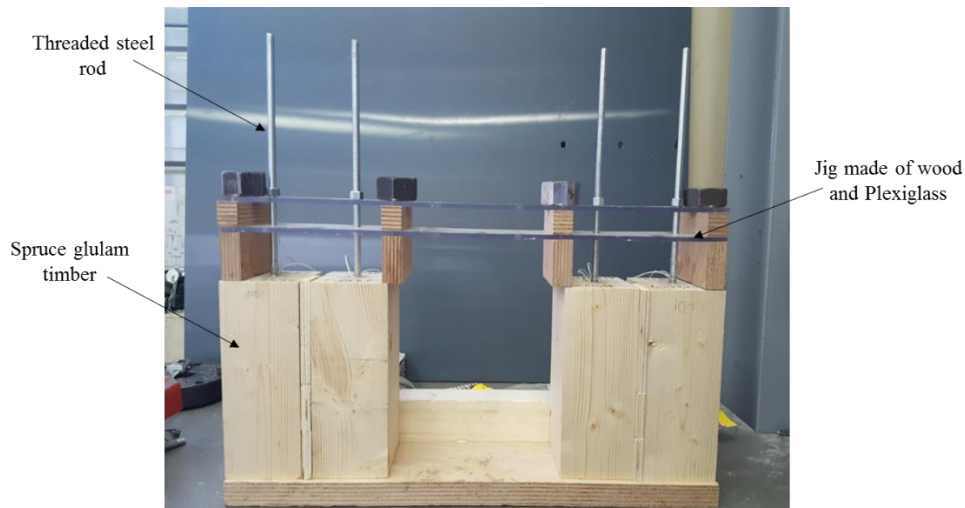


Fig. 4. 10: Test specimens fixed in the jig during adhesive polymerization.

Table 4.1 summarizes the test specimens that were prepared to assess the mechanical behavior of GiRs at high temperature, specifying their orientation, embedment depth and number.

Table 4. 1: Test specimens fabricated in the present study.

Orientation	Embedment depth [mm]	Number
Parallel to the grain	30	4
Parallel to the grain	60	19
Parallel to the grain	100	15
Perpendicular to the grain	60	4
Perpendicular to the grain	100	3

4.2.3. Experimental setup and instrumentation for GiR characterization

An experimental device was developed at CSTB (Champs-sur-Marne, France), to perform pull-out tests at high temperature on threaded steel rods bonded into spruce glued laminate timber elements (Fig. 4.11). The test specimen was positioned on a steel cage that allows transferring the load from the test specimen to the steel frame. The cage was suspended inside an electric oven and connected to the steel frame using of a bar made from high strength steel and a system of washers and nuts ensuring a ball-joint connection between the cage and the frame. The aim of the ball-joint connection was to ensure the straightness of the cage, and hence of the test specimen, during the test. The pull-out force was applied by a hydraulic jack positioned below the test specimen. The connection between the jack and the specimen was ensured by a nut, transmitting the tensile force to the steel rod.

The hydraulic jack was controlled by a PID (Proportional–Integral–Derivative) system. The displacement of the jack during the test was measured by a displacement sensor attached to the body of the hydraulic jack. The applied force was measured by a load cell. 3 LVDT sensors were fixed on the threaded rod allowing the measurement of the spatial displacement of the rod relatively to the surface of the timber element.

The heating temperature was controlled by means of a thermocouple installed in the enclosure of the oven. Finally, the temperature along the adhesive joint was measured by two thermocouples TC1 and TC2 positioned respectively at the bottom and at 1 cm from the edge of the glued-in rod connection.

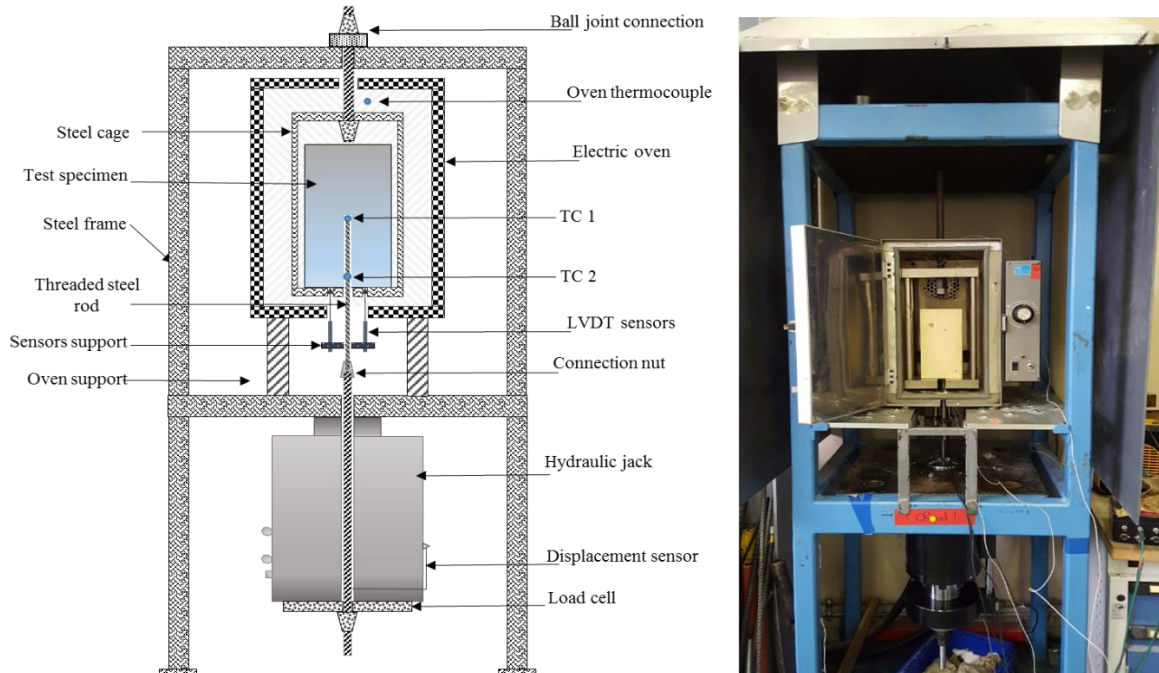


Fig. 4. 11: Experimental setup allowing to perform pull-out tests at various temperatures.

4.2.4. Pull-out tests at high temperature

Two pull-out test procedures were used to study the mechanical behavior at high temperature of glued-in rods.

- Pull-out tests at stabilized temperature: This test procedure consists in heating the test specimen until the temperature measured by TC1 and TC2 reaches the target temperature and remains constant for 3 hours. After that, a tensile load is applied until total debonding of the steel rod. Pull-out tests at stabilized temperature were performed at different target temperatures ranging from 20°C to 95°C. This procedure is the most used in the literature for investigating the mechanical behavior of GiRs at high temperature (Buchanan & Barber, 1996) (Lartigau, et al., 2015) (Di Maria, et al., 2017) (Lee, et al., 2006), and allows to determine a bond strength value for each tested temperature level.
- Pull-out tests at constant load: This procedure consists in applying a constant tensile load on the threaded rod, generating consequently a bond stress along the adhesive joint. Once the target load is reached, the test specimen is heated progressively at 2.2°C/min up to the failure point, detected by the extraction of the steel rod. The failure temperature is considered as the mean value measured by TC 1 and TC 2. These tests were carried out with different bond stress levels ranging from 1 MPa to 12 MPa. Pull-out tests at constant load allow to determine a failure temperature to each level of bond stress applied to the adhesive joint.

From results obtained using these two test procedures, it is possible to plot the variations of the bond strength versus the bond temperature/failure temperature. The average bond strength τ_{max} is determined from the value of the ultimate tensile load reached during the pull-out test and by assuming a uniform bond stress distribution along the adhesive joint, as described by equation (4.3).

$$\tau_{max} = \frac{F_{max}}{\pi d L} \quad (4.3)$$

Where

- τ_{max} is the average bond strength [MPa]
- F_{max} is the ultimate tensile load [N]
- d is the diameter of the steel rod [mm]
- L is the embedment depth of the steel rod [mm]

4.3. Results and discussion

4.3.1. Mechanical behavior of GiRs at room temperature

In order to assess the influence of temperature on the mechanical behavior of GiRs, it is important to conduct preliminary characterizations at ambient temperature. For this purpose, a cyclic test was carried out on a threaded steel rod of 12 mm diameter, bonded parallel to the grain with an adhesive joint thickness of 2 mm and an embedment depth of 60 mm. Each cycle was composed of i) a loading phase during which a tensile force was applied to the steel rod until a given value is reached, and ii) a recovery phase where the rod was unloaded down to 2 kN. During the first cycle, the rod was loaded up to 5 kN. After that, the maximum tensile force was increased by increments of 2 kN between two successive cycles until bond failure.

The average bond stress value was calculated directly from the tensile load applied on the steel rod according to equation (4.4) by assuming a uniform bond stress distribution along the rod. The slip of the threaded steel rod (relative displacement between point 1 and point 2 in Fig. 4.12) was calculated from the mean displacement measured by the three LVDT sensors, by subtracting the elastic elongation of steel over the free length of the rod L_0 , as described by equation (4.5).

$$\tau = \frac{F}{\pi d L} \quad (4.4)$$

Where

- τ is the average bond stress [MPa]
- F is the applied tensile load [N]
- d is the rod diameter [mm]
- L is the embedment depth [mm]

$$\delta = \Delta L_{LVDT} - \Delta L_e = \Delta L_{LVDT} - \frac{FL_0}{E_s S} \quad (4.5)$$

Where

- δ is the slip of the threaded rod [mm]
- ΔL_{LVDT} is the mean displacement measured by the three LVDT sensors [mm]
- ΔL_e is the elastic elongation of the free unbounded part of the steel rod [mm]
- E_s is the Young's modulus of the steel rod obtained by tensile tests [MPa]
- S is the cross section of the steel rod [mm²]
- L_0 is the free length between the top of the GiR connection and the LVDTs' support (Fig. 4.12)

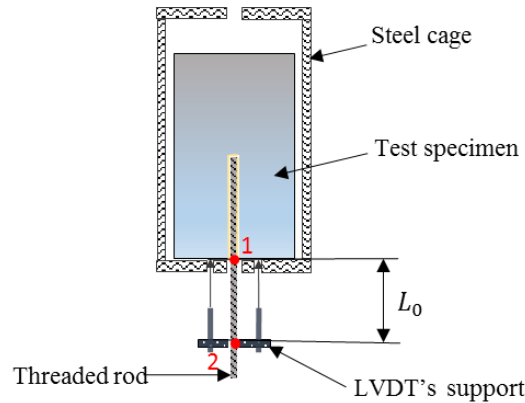


Fig. 4. 12: Distances considered in the steel rod slip measurement.

Test results are shown in Fig. 4.13. Obtained curves revealed that the mechanical behavior of GiRs at ambient temperature could be divided into three distinct domains, depending on the maximum force applied in the cycle. In the first domain (Fig. 4.13a), at low load levels, the glued-in rod connection exhibits a reversible elastic linear behavior. The bond stress generated in the adhesive joint increases linearly with the slip of the steel rod. The stiffness of the GiR connection remains constant. While unloading, the steel rod returns to its initial position without recording any residual slip, indicating that there is no yielding or damage of the epoxy adhesive.

In a second domain of mechanical behavior of GiRs, when the bond stress exceeds 5 MPa, nonlinear curves are obtained (Fig. 4.13b). In this domain, the increase in the slip of the steel rod leads to a nonlinear increase in the bond stress, reflecting the yielding of the adhesive joint. After unloading, a residual slip is observed, whose value increases from one cycle to another due to the yielding of the polymer adhesive. This residual slip indicates a nonreversible mechanical behavior of the adhesive joint. Tests carried out showed that despite the yielding of the adhesive, the GiR connection exhibits a constant stiffness, which means that no damage has occurred in the polymer adhesive or at the polymer/wood interface.

Finally, the third domain describes the failure behavior of GiRs. Fig. 4.13c shows that the bond stress increases continuously with the slip of the steel rod until reaching a maximum value at which the steel rod is pulled-out brutally.

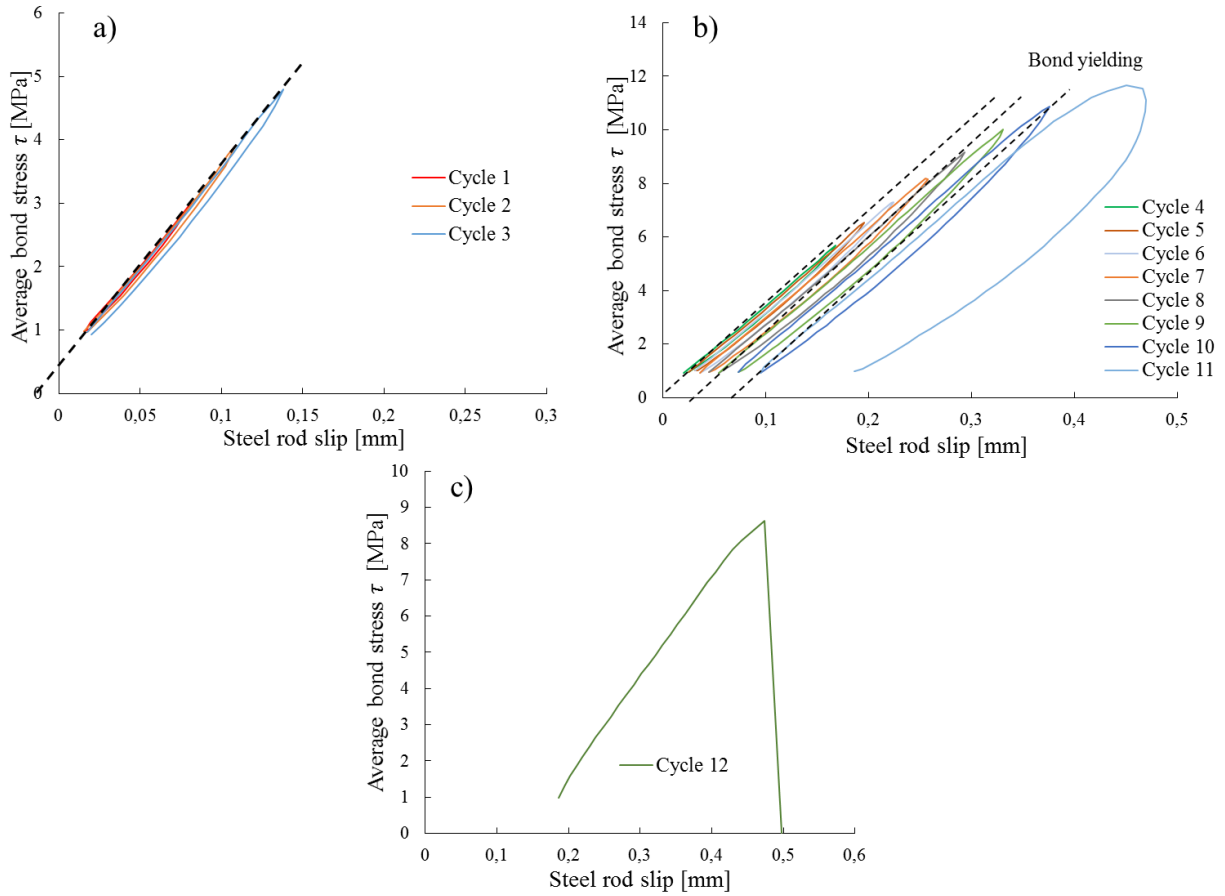


Fig. 4. 13: Mechanical behavior of GiRs at ambient temperature : 3 distinct domains depending on the applied load level
a) Reversible linear elastic behavior b) Irreversible nonlinear behavior c) Failure behavior.

4.3.2. Mechanical behavior at high temperature of GiRs set parallel to the wood grain

The mechanical behavior at high temperature of GiRs set parallel to the grain was investigated by mean of pull-out tests, either at stabilized temperature or at constant load (cf. section 4.2.4). The aim of this experimental campaign is on the one hand to evaluate the dependence of GiR stiffness and bond strength upon temperature, and on the other hand, to try to correlate results obtained on GiR specimens to those previously presented in section 4.2.1 for the bulk epoxy adhesive.

4.3.2.1. Pull-out tests at stabilized temperature

The aim of pull-out tests campaign at stabilized temperature is first to determine an average bond strength value for each target temperature. In a second step, the variation of the average bond stress is plotted as a function of the slip of the steel rod. The average bond strength is calculated from the ultimate tensile force value, using equation (4.3). The average bond stress is calculated by assuming a uniform bond stress distribution along the bonded area and using equation (4.4).

Table 4.2 summarizes the experimental program established for the pull-out tests campaign at stabilized temperature. As mentioned in section 4.2.2, three embedment lengths equal to 30 mm, 60 mm and 100 mm were chosen for these tests. In general, small embedment depths were used for tests at low temperatures in order to avoid steel yielding and timber failure, and to obtain a cohesive or adhesive failure mode as well. Some tests were carried out at a given temperature but with two different embedment depths in order to study the influence of the embedment depth on the bond strength.

Table 4. 2 : Test program for pull-out tests parallel to the grain at stabilized temperature.

Test procedure	Embedment length [mm]	Bond temperature [°C]
Stabilized temperature	30	20
	60	20
	30	25
	100	30
	60	35
	60	37
	60	40
	60	42
	60	43
	60	45
	60	47
	100	47
	100	53
	30	56
	100	58
	100	62
	60	68
	60	70
	30	77
	100	77
	100	84
	100	90
	100	95

Fig. 4.14 shows the variation of the average bond strength as a function of the bond temperature for GiRs bonded parallel to grain. Results show that at room temperature, GiRs present an average bond strength around 12.6 MPa. However, the bond strength decreases as soon as the bond temperature increases. A remarkable decay of the average bond strength was observed for temperatures comprised between 35°C and 45°C, together with a large scattering. In fact, over this temperature range, the average bond strength decreases from 70% to 45% of its initial value at room temperature. By making a link with DSC results presented in section 4.2.1, it is noted that the T_g of Mastifix® adhesive is located in this critical temperature range, and therefore the glass transition of the polymer adhesive could be a major factor responsible for the decay in the bond strength.

Above 50°C, the bond strength continued to decrease while increasing temperature. At 95°C, the GiR connection exhibit a loss of about 90% of its initial bond strength. It is noteworthy from results in Fig. 4.14 that, at normal service temperature [20°C – 50°C], the average bond strength of GiRs made with Mastifix® adhesive varies between 100% and 45% of the initial bond strength at 20°C. This observation highlights the effect of temperature on the mechanical performances of GiRs and proves that it must be taken into account when designing GiRs even for low or moderate service temperatures.

A comparison between results of pull-out tests carried out at fixed temperature but with two different embedment depths show that both tests provide equivalent bond strengths. This observation shows that the bond strength of GiRs at high temperatures seems to be independent up on the embedment depth of the steel rod, but rather depends on the temperature of the adhesive joint. Indeed, it has been demonstrated in a previous study (Lahouar, et al., 2017) that the increase in temperature tends to make the bond stress distribution more uniform along the bonded area, hence reducing the amplitude of the stress peak at the beginning of the GiR connection and thus, reducing its vulnerability to pull-out loading. This also applies to GiRs with small embedment depths, which explains the fact that the results of pull-out tests at stabilized temperature using two different embedment depths are equivalent.

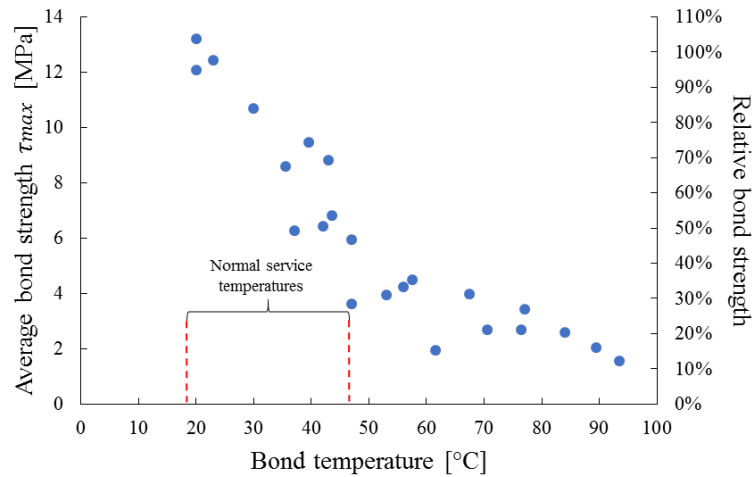


Fig. 4. 14: Average bond strength vs bond temperature curve obtained from pull-out tests at stabilized temperature.

Fig. 4.15 shows the pull-out curves at different temperatures obtained from the pull-out tests at stabilized temperature. Pull-out curves were divided into three groups according to their mechanical behavior. The first group, shown in Fig. 4.15a, contains the curves of pull-out tests carried out at ambient temperature. These curves are characterized by a linear elastic mechanical behavior with a brittle failure mode. The stiffness recorded on these two tests was practically the same. The only difference concerned the bond strength, which varied between 12 MPa and 13.2 MPa.

The second group, displayed in Fig. 4.15b, is composed of pull-out curves from tests carried out between 35°C and 43°C. These curves are characterized by the presence of 3 branches describing the mechanical behavior of glued-in rods. A first linear elastic branch on which the GiR exhibits a reversible behavior, without any signs of yielding or damage of the adhesive bond. A second branch on which the pull-out curve loses its linearity with a trend to form a plateau indicating the bond yielding. Finally, a third branch describing the failure of the glued-in rod connection and the loss of bond strength.

It can be seen from curves presented in Fig. 4.15b that the amount of rod slip leading to the failure of the GiR connection increases with the bond temperature. However, it is difficult to establish a clear relationship between the average bond strength and the bond temperature for this group of curves. Indeed, the bond strength at 37°C is for example less than that at 40°C, despite the fact that the stiffness at 37°C and at 40°C are practically the same and seems not affected by temperature. In fact, by referring to DSC tests (cf. section 4.2.1), it is noted that the curves belonging to the second group are obtained for temperatures corresponding to the glass transition region, where a high variability of the polymer adhesive properties is observed. The same observations can be made regarding the failure mode. Indeed, some tests showed a brittle failure mode despite the slight yielding of the adhesive bond (pull-out tests at 35°C and 43°C), while others exhibited a ductile failure mode.

Finally, the third group includes the pull-out curves of tests performed at temperatures higher than the T_g of the epoxy adhesive. These curves are characterized by a short linear elastic branch, difficult to determine, followed by a large non-linear branch reflecting an early yielding of the adhesive joint caused by temperature. A general trend of curves displayed in Fig. 4.15c, is the decrease in average bond strength and stiffness as temperature is raised. Furthermore, it is important to note that this third group of curves exhibit a ductile failure mode which is consistent with the very ductile behavior of the bulk polymer adhesive at high temperature, as revealed by quasi-static tensile tests (Cf. section 4.2.1.2).

To conclude, it is clear from these observations that the glass transition temperature of the adhesive plays an important role with regard to the mechanical performance of GiRs.

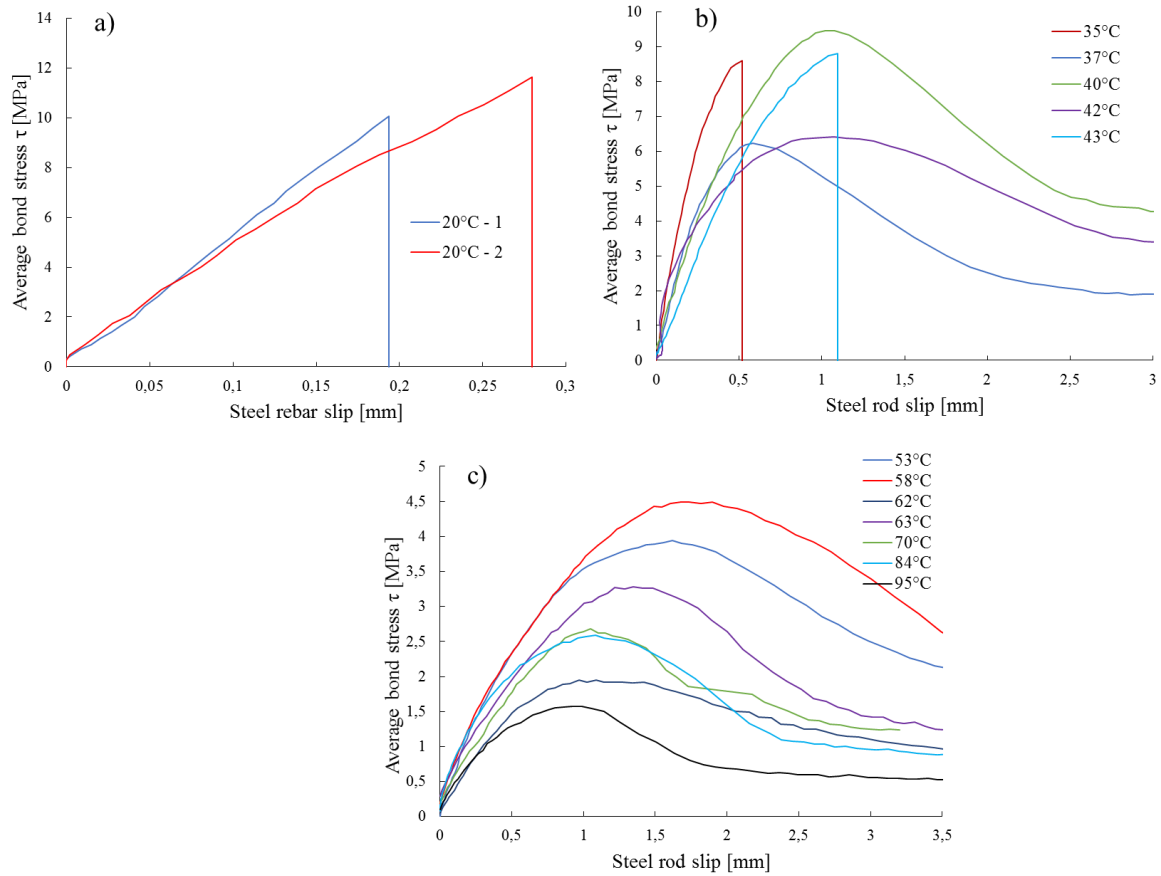


Fig. 4. 15: Average bond stress vs steel rod slip at different temperatures: a) At room temperature, b) With the glass transition temperature range, c) At temperatures beyond T_g of the polymer adhesive.

4.3.2.2. Pull-out tests at constant load

Pull-out tests at constant load were also carried out to study the mechanical behavior at high temperature of GiRs bonded parallel to the grain. This test procedure allows to determine a failure temperature for each value of average bond stress applied on the bond joint, and in addition to study phenomena that may occur in the adhesive due to combined effects of sustained load and elevated temperature.

Table 4.3 summarizes the experimental program followed in this test campaign. Two embedment depths (60 mm and 100 mm) were chosen to perform the tests. An embedment depth of 60 mm was generally used for pull-out tests with high bond stress values in order to avoid steel yielding, and to promote cohesive or interfacial failure modes (steel/epoxy or wood /epoxy interfacial failure mode).

Table 4. 3: Test program for pull-out tests parallel to the grain at constant load.

Test procedure	Embedment depth [mm]	Tensile load [kN]	Average bond stress [MPa]
Constant load	60	27	12
	60	20	9
	60	18	8,5
	60	17	8
	60	16	7
	60	7	6
	100	19	5
	100	15	4
	60	8	3,5
	100	11	3
	60	6	2,5

100	8	2
100	6	1,5
100	4	1

The results of the pull-out tests at constant load are shown in Fig. 4.16. This graph shows very similar pattern compared to that obtained for pull tests at stabilized temperature. It is found that GiRs failure can be achieved at ambient temperature for a bond stress value comprised between 8 and 12 MPa. Furthermore, a decrease in the applied bond stress tends to increase the bond failure temperature. This also means that the bond strength of GiRs connections decreases by increasing the temperature of the bond joint, which is consistent with results from pull-out tests at stabilized temperature. Nevertheless, compared to tests at stabilized temperature, results from pull-out tests at constant load show much larger scattering, which complicates their interpretation.

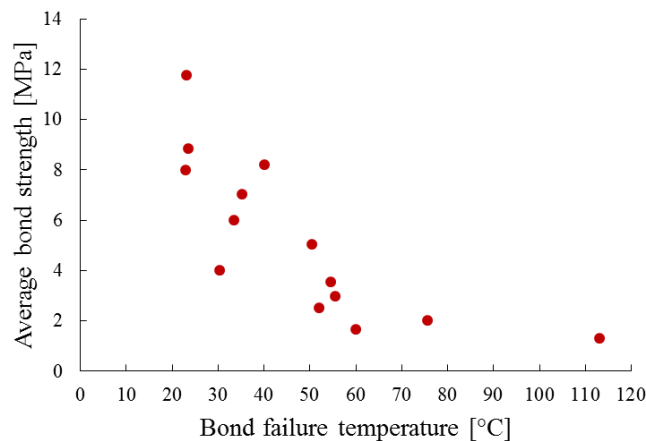


Fig. 4. 16: Average bond strength vs bond failure temperature curve obtained from pull-out tests at constant load.

4.3.2.3. Comparison between the two test procedures

Fig. 4.17 shows the superposition of results obtained both from pull-out tests at stabilized temperature and at constant load. Results show that, at temperatures comprised between 20°C and 40°C, the bond strengths obtained at stabilized temperature are generally higher than those obtained at constant load. These observations can be explained by the presence of two phenomena occurring at the bond joint over this temperature range. The first is a chemical process, related to the post-cure of the polymer adhesive. Indeed, the pull-out procedure at stabilized temperature consists in stabilizing the temperature of the test specimen at the target temperature for 3 hours before applying the pull-out force. However, it was demonstrated in section 4.2.1 that heating the polymer adhesive leads to an increase in its degree of crosslinking, and consequently, tends to improve its mechanical properties, hence the bond performance of the GiR connection. The second phenomenon, which may affect the mechanical performance of the joint, is creep of the polymer adhesive, and can be observed when performing pull-out tests at constant load. Indeed, an amount of force is applied to the rod while heating the test specimen until bond failure. Due to the low thermal conductivity of wood, these tests can last much longer than pull-out tests at stabilized temperature, resulting in creep of the polymer adhesive which can reduce mechanical performance of the GiR connection. These two antagonistic phenomena, i.e. post-cure effect and creep, acting together, may explain the discrepancy between results obtained from the two test procedures.

However, for temperatures comprised between 40°C and 60°C, the two test procedures provide equivalent bond strengths. This can be explained by a physical phenomenon, i.e. the glass transition of the polymer adhesive, which occurs in this temperature range, as shown by DSC tests presented in section 4.2.1. This transition leads to a large decrease in the mechanical properties of the epoxy adhesive, as demonstrated by DMA characterization and quasi-static tests in section 4.2.1.

Finally, above 60°C, results obtained by pull-out tests at stabilized temperature seem again higher than those obtained by pull-out tests at constant load. Indeed, as explained above, the temperature rise leads to an increase in the mechanical performance of the adhesive thanks to the post-cure effect. In fact, Fig. 4.5 shows that the heating of the epoxy adhesive beyond 60°C increases the degree of crosslinking of the polymer network to its maximum. Therefore, the heating of the adhesive joint at temperatures higher than 60°C during pull-out tests performed at stabilized temperature improves the mechanical properties GiRs connections. Nevertheless, pull-out tests at constant load performed with low bond stress values lead to the heating of the adhesive at a temperature above its T_g . Consequently, its physical state passes from rigid vitreous to soft rubbery and the resistant properties of the adhesive become very low. Therefore, the creep becomes instantaneous and affects more markedly the mechanical performance of the adhesive joint leading to a decrease in the bond strength of the GiR connection. Thus, a gap appears between results obtained from the two test procedures.

To conclude, the comparison between the two test procedures shows that is of paramount importance to select an adequate test procedure and to take into account the actual service temperature range when designing glued-in rods connections.

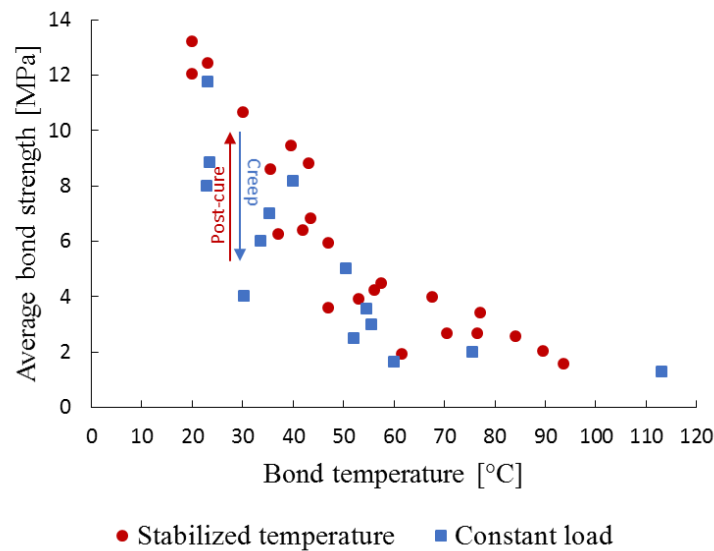


Fig. 4. 17: Compared results obtained from the two pull-out test procedures.

4.3.3. Mechanical behavior at high temperature of GiRs set perpendicular to the wood grain

Some pull-out tests at stabilized temperature were also performed on steel rods bonded perpendicular to the wood grain direction. The objective of these tests is to assess the influence of the grain direction on the mechanical behavior at high temperature of glued-in rods. Fig. 4.18 compares the results of pull-out tests at stabilized temperature carried out on rods glued perpendicular and parallel to the grain direction. Results show that when the temperature of the bond joint is comprised between 20°C and 40°C, the bond strengths of GiRs bonded perpendicular to the grain are lower than those of GiRs bonded parallel to the grain, which is not in full agreement with the literature (Widmann, et al., 2007). However, for temperatures above 40°C, the opposite trend is observed and higher bond strengths are achieved with GiRs set perpendicular to the grain. These observations may relate to the thermal expansion behavior of wood. Indeed, the coefficient of thermal expansion of wood in the radial direction is much greater than that in the axial direction (Guitard, 1987). Consequently, wood expands much more in the direction perpendicular to the grain than parallel to the grain. Therefore, when the rod is bonded parallel to the grain, thermal expansion of wood leads to the creation of an additional radial stress in the adhesive joint. The amplitude of the radial stress increases together with the temperature of the wood element, hence resulting in a decay of the bond strength of the connection. Contrarily, when the rod is bonded

perpendicular to the grain, the amplitude of the radial stress is less important due to the weak thermal expansion of wood in the axial direction.

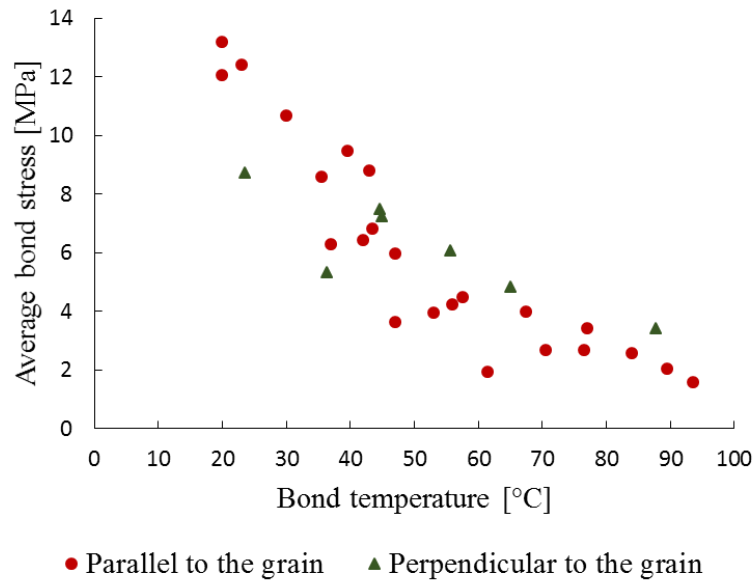


Fig. 4. 18: Average bond strength versus temperature : Comparison between GiRs specimens set perpendicular and parallel to the wood grain.

Fig. 4.19 shows the pull-out curves at different temperatures for GiRs bonded perpendicular to the grain. Given the small number of tests performed with this configuration, it was not possible to divide the curves into distinct groups, as was the case for GiRs bonded parallel to the grain. These curves show that a ductile failure mode is obtained for all tested temperatures, which was not the case previously for GiR set parallel to the grain. In addition, the graph shows that an increase in the temperature of the adhesive bond results in a decay of both the bond strength and the stiffness of the GiR connection, as well as an increase in the slip at bond failure.

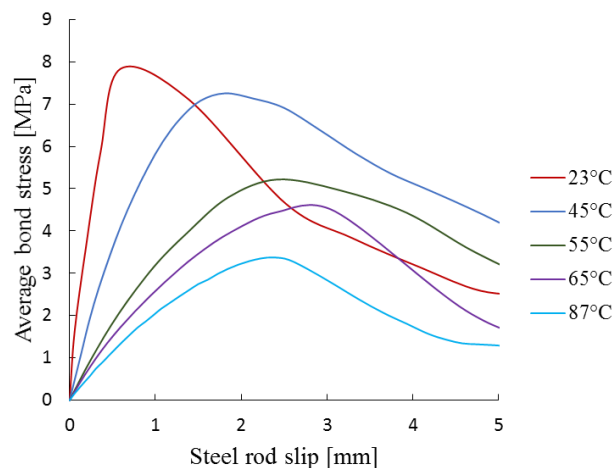


Fig. 4. 19: Average bond stress vs steel rod slip for GiRs bonded perpendicular to the grain subjected to pull-out test at various temperatures.

4.3.4. Influence of temperature on GiRs failure mode (in configuration parallel to the grain)

Pull-out tests at high temperature performed on glued-in rods revealed the presence of 4 possible failure modes (Fig. 4.20).

- Brittle timber failure in shear (Pull-out of wood plug surrounding the rod)

- Adhesive failure mode (shear failure along the rod with different ratios of timber involved)
- Cohesive failure mode
- Mixed failure mode

The brittle timber failure in shear (Fig. 4.20a) was observed when performing pull-out tests at ambient temperature. Indeed, for the chosen embedment depths, it seems that the GiR bond strength at room temperature is greater than the shear strength of the timber element. Therefore, a wood plug surrounding the rod is pulled-out when applying an important amount of tensile load.

Both adhesive and cohesive failure modes were observed when performing pull-out tests at temperatures higher than 40°C. No correlation was found between these two failure modes and the temperature of the adhesive joint. Indeed, pull-out tests showed that the two failure modes are possible in this temperature range. For example, a cohesive failure mode (Fig. 4.20d) was observed on tests carried out at 40°C and also at 84°C. Similarly, an adhesive failure mode (Fig. 4.20c) was observed on tests carried out at 43°C and at 95°C. These two failure modes seem both favored by the softening of the polymer adhesive above T_g , as this latter weakens the mechanical performance of the adhesive joint.

Finally, the last type of failure mode was the mixed mode (Fig. 4.20b). This failure pattern displays a brittle timber failure at the edge of the rod and an adhesive failure on the rest of bonded area. This failure mode was observed for temperatures between 25°C and 37°C. The timber failure at the edge of the rod can be explained on the one hand by the fact that the polymer adhesive still exhibits a high bond strength at these temperatures, and on the other hand by the stress concentration at the beginning of the rod when applying the tensile load.

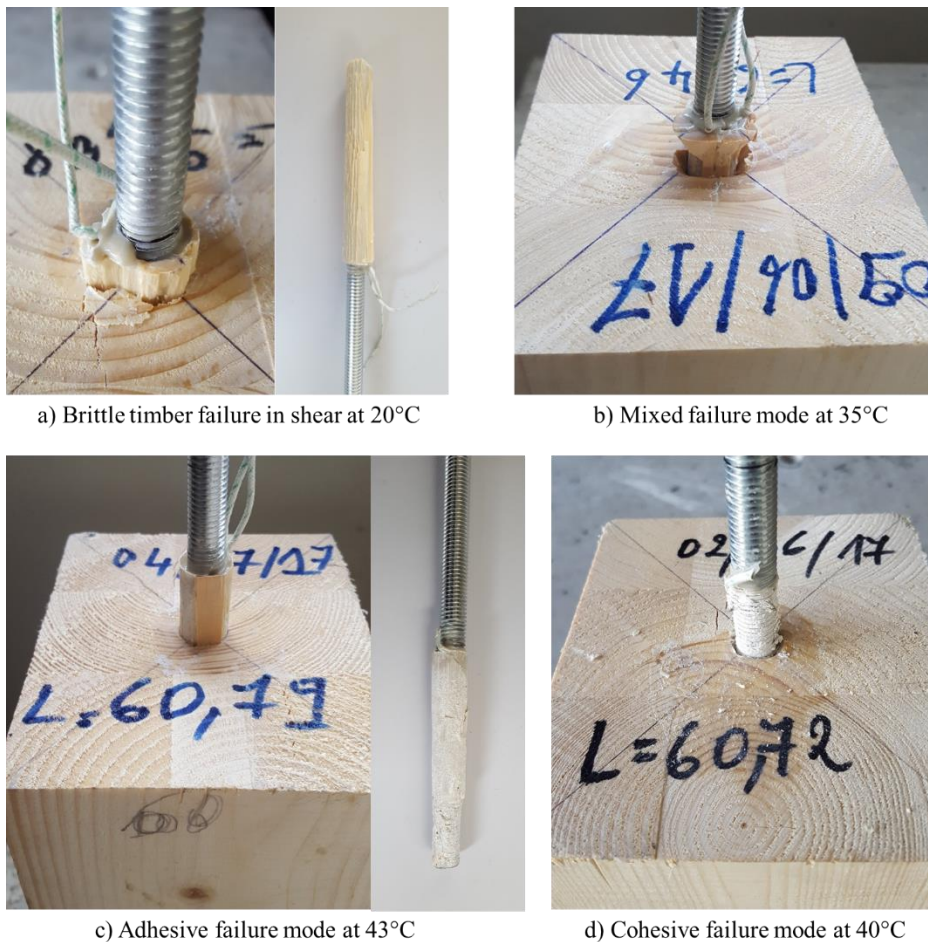


Fig. 4. 20: Failure modes observed when performing pull-out tests on GiRs at various temperatures.

4.4. Conclusion

The mechanical behavior at high temperature of glued-in rods (GiRs) was investigated in this paper by performing pull-out tests on steel rods bonded parallel and perpendicular to the wood grain, and by conducting complementary characterizations at high temperature on the bulk epoxy adhesive that was used for GiR fabrication. These latter characterizations made it possible to determine the glass transition temperature (T_g) of the polymer adhesive cured at room temperature, confirmed the occurrence of a post-cure phenomenon at high temperatures, and highlighted the influence of the thermal history on physical and mechanical properties of the polymer network.

The high temperature behavior of GiRs bonded parallel to wood grain was then assessed by means of pull-out tests at stabilized temperature and at constant load. Results showed an important decay of the bond strength as the temperature is increased. Indeed, it was shown that at usual service temperatures [20°C-50°C], the bond strength could vary between 100% and 45% of the initial bond strength at 20°C, which highlights the large influence of temperature on the mechanical behavior of GiRs and confirms the necessity of taking this parameter into account when designing GiRs even for applications at low or moderate service temperatures. DSC, DMA and quasi-static tensile tests confirmed that glass transition of the polymer adhesive is a key factor responsible for the decay of the mechanical performance of GiRs when increasing the temperature of the adhesive bond.

A comparison of results from pull-out tests at stabilized temperature and at constant load highlighted a gap between bond strengths obtained from the two test procedures. Such difference can be caused, on the one hand, by the post-cure of the epoxy adhesive when performing pull-out tests at stabilized temperature, and on the other hand by the creep of the polymer adhesive when performing pull-out tests at constant load. Therefore, it is important to select an adequate test procedure and to take into account the actual service temperature range when designing glued-in rods. Pull-out test showed that the embedment depth does not affect the bond strength, as this later seems mainly governed by the temperature of the adhesive bond.

High temperature behavior of GiRs bonded perpendicular to the wood grain was also assessed by pull-out tests at stabilized temperature. Differently from the case of GiR set parallel to the grain, experiments showed here a ductile failure mode whatever the temperature, as well as a decrease in the bond strength and stiffness when temperature increases. The comparison of pull-out tests at stabilized temperature between rods bonded parallel and perpendicular to grain showed that when temperature is below 45°C, GiRs bonded parallel to grain exhibit higher bond strengths compared to GiRs bonded perpendicular to grain. However, the opposite trend is observed when temperature exceeds 45°C. Indeed, thermal expansion of wood may affect the bond strength of GiRs at high temperature since it leads to the creation of an additional radial stress along the bonded area, especially when rods are bonded parallel to the grain.

Finally, a fractography analysis revealed four possible failure modes for pull-out tests performed on GiRs bonded parallel to grain, depending on the test temperature and its proximity to T_g of the epoxy adhesive. This result confirms the influence of temperature on the mechanical behavior of the adhesive joint and therefore on the overall glued-in rods connection.

Chapitre 5

Etude du comportement au feu des ancrages chimiques à l'échelle de la structure et validation de la méthode de dimensionnement

*Ce chapitre reprend l'intégralité de l'article intitulé « **Fire design of post-installed bonded rebars: Full-scale validation test on a 2.94 x 2 x 0.15 m³ concrete slab subjected to ISO 834-1 fire** » soumis au journal Engineering Structures le 7 août 2017. L'objectif principal de ce chapitre est d'étudier le comportement au feu d'une structure assemblée par scellements chimiques et de valider la méthode d'intégration des résistances présentée en fin de chapitre 3. Ce chapitre propose tout d'abord un résumé de l'article puis l'expose in extenso.*

Digest de l'article

Cet article commence par présenter les différents systèmes d'ancrage utilisés dans le génie civil en exposant leurs avantages et inconvénients, et en comparant leurs propriétés mécaniques. Les études de comparaison menées sur l'ensemble de ces systèmes d'ancrage montrent que les ancrages scellés chimiquement avec des résines époxydes présentent les meilleures performances mécaniques et la meilleure durabilité face aux facteurs environnementaux. Cependant, la résistance au feu semble être le défaut majeur de ce système d'ancrage. En effet, comme démontré dans les chapitres 3 et 4, la température impacte le comportement mécanique des résines polymères et affaiblit en conséquence les capacités résistantes des systèmes d'ancrage par scellement chimique. De plus, la majorité des textes réglementaires existants, relatifs à l'emploi des scellements chimiques dans les constructions en génie civil, sont restreints à la sécurisation de leur utilisation sur l'intervalle des températures de service, et ignorent donc leur vulnérabilité en situation d'incendie. Cette carence en termes de couverture normative et réglementaire s'explique essentiellement par le manque d'information concernant le comportement à haute température des structures assemblées par des scellements chimiques.

Afin d'étudier le comportement au feu de ces structures, cet article présente un essai au feu à l'échelle 1 réalisé sur une dalle en béton de dimensions 2.94 x 2 x 0.15 m³, ancrée chimiquement dans un mur grâce à 8 scellements chimiques. La structure étudiée est sollicitée mécaniquement par son poids propre et par un poids mort de 325 kg à 2.2 m des ancrages, et thermiquement par l'exposition au feu ISO 834-1 (Annexe 3) jusqu'à la ruine. L'essai au feu permet dans un premier temps d'observer les phénomènes se produisant dans le corps d'épreuve durant son exposition au feu, et dans un deuxième temps, de valider la méthode de dimensionnement par l'intégration des résistances, à travers la comparaison entre la résistance au feu prédite et celle mesurée.

Dimensionnement au feu des scellements chimiques par la méthode d'intégration des résistances

Les étapes de dimensionnement au feu des scellements chimiques par la méthode d'intégration des résistances sont détaillées dans la première partie de cet article. Ces étapes sont en nombre total de 5 :

1. La détermination de l'effort appliqué sur les ancrages (F_{app}) : Cette étape consiste à quantifier l'effort de traction appliqué sur les armatures.
2. Le calcul de l'évolution de la température dans l'ancrage ($\theta(x,t)$): Etant donné que les propriétés mécaniques de la résine varient en fonction de la température, il est important de connaître la température en tout point de l'ancrage et à tout moment de la sollicitation au feu. La connaissance de la température des éléments de l'ancrage permet de déterminer l'évolution des

résistances en adhérence au cours de l'essai. Le calcul de la diffusion de la température se fait par la résolution de l'équation de Fourier par éléments finis ou bien par différences finies.

3. La détermination de la résistance en adhérence des éléments de l'ancrage ($\tau_{max}(\theta)$) : La résistance en adhérence des éléments de l'ancrage est déterminée en fonction de leur température, prédite par les calculs thermiques (étape 2). L'affectation des résistances en adhérence aux éléments de l'ancrage repose sur les courbes de variation de la résistance en adhérence en fonction de la température, obtenues par les essais d'arrachement (Chapitres 3 et 4). A la fin de cette étape, on peut tracer l'évolution du profil de résistance de l'ancrage au cours de l'essai au feu.
4. L'évolution de la capacité portante des scellements chimiques (F_t) : Cette étape consiste à intégrer les résistances en adhérence de tous les éléments composant l'ancrage à un instant donné de la sollicitation au feu. L'intégration des résistances permet d'obtenir l'évolution de la capacité portante de l'ancrage au cours de l'essai au feu.
5. La prédiction du temps de ruine : Il s'agit de la dernière étape du dimensionnement de la structure par la méthode d'intégration des résistances. Le temps de ruine est décrit par cette méthode comme étant le moment à partir duquel la capacité portante de l'ancrage devient égale ou inférieure à l'effort appliqué ($F_t \leq F_{app}$).

La détermination de la quantité de l'effort de traction appliqué sur les armatures a été effectuée analytiquement en utilisant des formules de Résistance Des Matériaux (RDM). L'effort appliqué sur l'ensemble des armatures a été trouvé égal à 348 kN. En faisant l'hypothèse de la répartition uniforme des efforts entre les armatures, la quantité d'effort de traction appliqué sur chacune des armatures est donc trouvée égale à 48 kN (± 3 kN). La prédiction de l'évolution de la température le long des ancrages a été effectuée à travers le développement d'un modèle par éléments finis. L'affectation des résistances en adhérence aux éléments de l'ancrage est basée sur la courbe obtenue par les essais d'arrachement à effort constant (Paragraphe 3.3.1.2). La relation reliant la résistance en adhérence à la température a été approximée par une loi exponentielle afin de simplifier l'attribution des valeurs de résistance aux éléments de l'ancrage. L'application des étapes de la méthode d'intégration de résistance sur la structure étudiée a permis de prédire une ruine entre **114 et 136 minutes** d'exposition au feu ISO 834-1.

Essai au feu et exploitation des résultats

Le corps d'épreuve a été conçu de façon à pouvoir réaliser l'essai au feu sur le four Vulcain du CSTB Champs-sur-Marne, sur sa configuration horizontale de 4 x 3 m². Le mur, dans lequel les scellements chimiques sont ancrés, est fabriqué à partir du béton C45/55 contenant des fibres de propylène pour éviter l'écaillage lors de l'exposition au feu (Chapitre 2.1.5). La dalle en console, de dimensions 2.94 x 2 x 0.15 m³, est fabriquée à partir du béton C20/25, contenant aussi des fibres de propylène. Elle est attachée au mur par 8 armatures de diamètre 16 mm, scellées par la résine époxyde étudiée dans le chapitre 3, sur une profondeur égale à 135 mm (Fig. 5.1). Cette profondeur a été dimensionnée afin que l'essai au feu dure 120 minutes. Un espace entre la dalle et le cadre en béton, assurant l'étanchéité du four, a été laissé pour tenir compte des dilatations thermiques afin d'éviter le blocage lors de l'effondrement de la dalle au cours de l'essai au feu.

Plusieurs équipements métrologiques ont été installés pour étudier les phénomènes se produisant dans le corps d'épreuve au cours de son exposition au feu ISO 834-1. Ces équipements concernent principalement les mesures de la température, du déplacement et de la rotation de la dalle. L'évolution de la température au niveau des scellements chimiques a été mesurée à l'aide de 5 échelles de thermocouples insérées horizontalement dans le mur en béton. Ces échelles de thermocouples sont positionnées entre les armatures et à la même hauteur. Chaque échelle de thermocouples était composée de 5 thermocouples positionnés à 10mm, 20mm, 30mm, 100mm et 150mm de profondeur à l'intérieur du mur. En plus des échelles horizontales, 3 échelles de thermocouples ont été installées verticalement

dans la dalle afin de suivre l'évolution de la température dans la section du béton au cours de l'essai au feu.

Le déplacement vertical de la dalle au cours de son exposition au feu a été mesuré à l'aide de 3 capteurs à fil positionnés sur sa partie libre. Par ailleurs, le corps d'épreuve a été filmé en utilisant un système de stéréo corrélation d'images afin de tracer l'évolution des champs de déplacement de la dalle au cours de l'essai. La rotation de la dalle a été mesurée au cours de l'essai par le biais de deux inclinomètres installés sur les bords de la dalle, près des capteurs à fil. Enfin, 9 barres d'invar attachées à la dalle et traversant le mur ont été installées pour mesurer à la fois la rotation de la dalle et le glissement des armatures durant l'essai au feu. Ces barres d'invars ont été réparties sur 3 groupes de 3 invars afin de pouvoir mesurer la rotation de l'interface mur/dalle. La mesure du glissement des bars d'invar par rapport au mur a été assurée par des capteurs LVDT.

L'analyse des profils thermiques enregistrés au cours de l'essai au feu a permis d'observer la présence d'un gradient thermique entre le début et le fond d'ancrage (Fig. 5.15). Le début d'ancrage présentait les températures les plus élevées. L'analyse des profils thermiques a permis de constater aussi un écart de températures entre les armatures elles-mêmes. Le plus grand écart a été enregistré entre le début des ancrages N°1 et N°8 et était de l'ordre de 20°C. Cependant, l'écart enregistré entre les armatures dans le fond de l'ancrage était de l'ordre de 4°C. Ces écarts de température peuvent avoir comme origine les incertitudes sur les positions des thermocouples, qui génèrent, au début de l'ancrage, des écarts importants. Les mesures prélevées le long des scellements chimiques durant l'essai montrent que la température n'a jamais dépassé les 100°C sur tous les ancrages, et mettent en évidence la formation d'un palier de vaporisation à partir de 90 minutes d'exposition au feu, provoquant un ralentissement de l'augmentation de la température dans les scellements chimiques.

La comparaison entre les profils thermiques mesurés par les échelles horizontales de thermocouples et les profils thermiques prédits par les calculs par éléments finis montre que les deux profils sont globalement proches. Cependant, la superposition des profils thermiques mesurés par les échelles verticales de thermocouples et ceux prédits par le modèle éléments finis montre une importante divergence des résultats dès que la température dépassait les 100°C (Fig. 5.16). En effet, les températures dans la section du béton prélevées par les lignes verticales de thermocouples donnent des résultats très inférieurs à ceux fournis par le modèle à partir de 100°C. Cette différence est expliquée dans cet article par la sous-estimation du plateau de vaporisation en utilisant la courbe de variation de la chaleur spécifique du béton en fonction de la température fournie par l'Eurocode.

Les mesures du déplacement vertical de la dalle au cours de l'essai par les capteurs à fil ont mis en évidence un soulèvement de la dalle dès l'allumage des brûleurs du four par effet « Bilame ». Ce déplacement de la dalle vers l'extérieur du four s'explique par les dilatations thermiques générées dans la section de la dalle suite à la présence d'un gradient thermique important entre la face exposée et la face non-exposée au feu. Le soulèvement maximal de la dalle a été enregistré au bout de 28 minutes d'exposition au feu ISO et était de l'ordre de +18.7 mm. Au-delà de 28 minutes de sollicitation au feu, la dalle a commencé à descendre progressivement jusqu'à retrouver la valeur initiale du déplacement vertical à 92 minutes d'exposition au feu. A partir de ce moment-là, l'enfoncement de la dalle à l'intérieur du four s'est accéléré jusqu'à atteindre la ruine au bout de **117 minutes** d'exposition au feu.

L'analyse de l'évolution du déplacement vertical de la dalle enregistré par les 3 capteurs à fil montre que les capteurs positionnés sur les bords de la dalle fournissent des résultats très proches, tandis que le capteur du milieu enregistre des valeurs nettement supérieures (Fig. 5.18). Ceci montre que la dalle en béton s'est déformée d'une façon symétrique par rapport à un axe passant par son centre lors de son exposition au feu. Ce constat a été confirmé par l'analyse des champs de déplacement de la dalle enregistrés par le système de stéréo corrélation d'images. En effet, les images obtenues montrent que la dilatation thermique de la dalle a conduit à sa déformation d'une façon symétrique par rapport à son centre (Fig. 5.19).

L'analyse des déplacements de la dalle au cours de l'essai au feu à travers les données enregistrées par le système de corrélation d'images montre que la chute progressive de la dalle à l'intérieur du four a été provoquée par une rotation au niveau des ancrages, essentiellement due au glissement des armatures. Les données montrent aussi que les déplacements induits par effet bilame se sont poursuivies au cours de l'essai pendant au moins les 90 premières minutes d'exposition au feu. Au-delà de ces 90 minutes, un changement de la courbure de la dalle a été observé, accompagné par une rotation à l'interface entre la dalle et le mur.

Des mesures similaires ont été obtenues par les deux inclinomètres. En effet, ces inclinomètres montrent un accroissement constant de l'inclinaison suivant l'axe X pendant les 28 premières minutes d'exposition au feu, suivi par un ralentissement de l'accroissement de cette dernière jusqu'à 92 minutes d'essai. L'augmentation continue de l'inclinaison suivant X confirme que la dilatation thermique de la dalle ne s'est pas interrompue pendant les 92 premières minutes d'exposition au feu. A partir de 92 minutes, la valeur de l'inclinaison suivant X commence à décroître avec l'accélération de la chute de la dalle dans le four. La valeur nulle d'inclinaison suivant X a été atteinte à 115 minutes d'exposition au feu. L'inclinaison enregistrée pendant les deux dernières minutes de l'essai est donc de valeur négative traduisant un changement de courbure de la dalle au moment de la ruine, comme déjà confirmé par les données de la stéréo corrélation d'images. Cependant, les inclinaisons enregistrées suivant l'axe Y ont été tout le temps symétriques, prouvant que la dalle s'est déformée d'une façon symétrique par rapport à un axe passant par son centre.

Grâce à la mesure des déplacements des barres d'invar au cours de l'essai, il a été possible d'analyser les mouvements de la dalle par rapport au mur lors de son exposition au feu (Paragraphe 5.4.5). Les analyses montrent une légère rotation de la dalle pendant les 15 premières minutes de l'essai provoquée par un glissement des armatures de l'ordre de 0.1 mm, probablement dû au chargement mécanique. Au bout de 30 minutes de la sollicitation au feu, une translation horizontale de la dalle de l'ordre de 0.1 mm a été enregistrée. Cette translation pourrait être expliquée par la dilatation thermique du mur sous l'effet de l'augmentation de la température. En effet, les calculs thermiques ont permis de confirmer que le mur se dilate bel et bien de 0.1 mm au bout de 30 minutes d'exposition au feu ISO. Néanmoins, une combinaison de rotation et de translation horizontale a été enregistrée à 45 minutes d'exposition au feu. La translation de la dalle a été provoquée par la dilatation thermique supplémentaire du mur du fait de la propagation de la température, et la rotation a été causée par le glissement des armatures suite à la chute de la raideur des ancrages sous l'effet de la température (Paragraphe 3.3.2). Enfin, une rotation importante de la dalle a été mesurée à partir de 60 minutes d'essai accompagnée par un glissement important des armatures provoqué par la propagation de la température dans les ancrages. La rotation de la dalle et le glissement des ancrages se sont amplifiés avec l'augmentation de la température, conduisant à la chute de la dalle dans le four après **117 minutes** d'exposition au feu ISO 834-1.

L'analyse de l'éprouvette après l'essai au feu a permis de constater la présence d'un mode de rupture mixte sur la longueur de l'ancrage (Fig. 5.24). Ce mode de ruine est le résultat de la présence d'un gradient thermique le long de l'ancrage au moment de la ruine, indiquant que la transition vitreuse est le facteur responsable de l'affaiblissement de l'adhérence entre la résine et le béton et conduisant à l'arrachement des armatures à la fin de l'essai au feu.

La méthode d'intégration des résistances adaptée à la structure étudiée avait prédit une ruine entre **114 minutes** et **136 minutes** d'exposition au feu. L'effondrement a eu lieu à **117 minutes**. La ruine a donc eu lieu dans l'intervalle de temps prédit par la méthode. L'essai au feu réalisé sur la dalle en console scellée chimiquement dans un mur en béton a donc permis de valider l'utilisation de la méthode dans la prédiction de la durée de résistance au feu des scellements chimiques.

Fire design of post-installed bonded rebars: Full-scale validation test on a 2.94 x 2 x 0.15 m³ concrete slab subjected to ISO 834-1 fire

Mohamed Amine Lahouar^{a,b,*}, Nicolas Pinoteau^b, Jean-François Caron^a, Gilles Foret^a,
Philippe Rivillon^b

^a Université Paris-Est, Laboratoire Navier (UMR 8205), Ecole des Ponts ParisTech, F-77455 Marne-la-Vallée, France

^b Université Paris-Est, Centre Scientifique et Technique du Bâtiment (CSTB), 84 avenue Jean Jaurès, Champs-sur-Marne, 77447 Marne-la-Vallée Cedex 2, FRANCE.

Abstract

Thanks to the improvement in mechanical and adhesion properties of polymer resins, Post-Installed Rebars (PIRs) succeeded progressively in replacing cast-in place rebars in some applications by offering equivalent or even higher mechanical properties at ambient temperature. However, the mechanical behavior of PIRs is essentially governed by the mechanical behavior of polymer resins, which is highly sensitive to temperature. Consequently, fire safety presents a potential hazard that should be taken into account when designing. This paper presents an experimental full-scale fire test carried out on the Vulcain furnace of CSTB Champs-sur-Marne on its 7m x 4 m horizontal configuration, in order to test a new fire design method proposed for PIRs. The 2.94 x 2 x 0.15 m³ tested slab was mechanically loaded by 325 kg and heated following the ISO 834-1 time-temperature curve until its collapse. The experimental time of collapse is compared to that predicted by the new design method.

Keywords: Chemical post-installed rebars, Full-scale fire test, Cantilever slab-wall connection, Bond strength, Fire design method.

5.1. Introduction

Anchoring systems are used in reinforced concrete structures in order to ensure the stress transfer between two neighboring structural elements (Bingöl & Gül, 2009). Their installation can be carried out using two different methods. The first method, called “Cast-in-place rebars”, consists in placing a steel rebar in a desired position in the formwork and then casting the concrete around. While, the second method, called “Post-installed rebars”, consists in embedding the steel rebar inside a hole drilled into the hardened concrete (Eligehausen, et al., 2001). Post-installed rebars (PIRs) offer advantageous solutions for concrete construction by proposing a viable and economical method for adding new concrete sections or attaching steel members to existing structures (Cook, 1993) (Van Gemart, 1980). Indeed, PIRs were initially used for correcting fabrication errors in precast concrete, and then in retrofitting, extending and repairing existing structures (Pinoteau, et al., 2011) (Sato, et al., 2004). Today, PIRs are also used in new constructions to meet the high architectural requirements by providing more flexibility in the planning and design of concrete structures (Bickel & Shaikh, 2002).

Post-installed bonded rebars can be divided into two groups according to the bonding agents used for the rebar setup (Michigan Department Of Transportation, 1998). “Chemical post-installed rebars”, where rebars are bonded using chemical bonding agents such as polyester, vinylester and epoxy resins, and “Grouted rebars”, where rebars are bonded using nonchemical bonding agents such as mortars and cement grout (Cook, 1993). Mortars and cement grout can be easily pumped into deep embedded holes, which allows making PIRs with high load bearing capacity (Williams Form Engineering Corp, 2011). However grouted rebars require a long curing time and generally a large hole diameter. Nevertheless, chemical post-installed rebars provide a high load bearing capacity using small hole diameter and embedment length. Therefore, the use of chemical PIRs in concrete constructions is today more suitable than grouted rebars. Indeed, the preference for chemical PIRs is the result of the minimization of the curing time of chemical bonding agents by the introduction of fast-curing adhesives, and is also the

result of the high stiffness provided by the fillers added to structural resins in order to increase their viscosity and mechanical properties (Bardonnet, 1992) (Benzarti, et al., 2014).

Several experimental research studies have been conducted in order to compare the mechanical behavior between the various existing anchoring systems. (Spieth, et al., 2001) had carried-out a series of pull-out tests on cast-in-place rebars, chemical PIRs bonded with epoxy and polyester resins and on hybrid PIRs bonded with a combination of vinylester and cementitious compounds. Results showed that the hybrid system had a mechanical behavior very close to cast-in-place rebars with a slightly better bond resistance. While chemical PIRs bonded with epoxy resin showed a much higher stiffness and a larger bond strength than cast-in-place rebars. However, chemical PIRs bonded with polyester resin showed a softer behavior and a significantly lower bond strength than all other systems. These results were subsequently confirmed by (Rosca & Kiss, 2015) with an experimental study on grouted rebars bonded with a cement mortar. Results showed that the mechanical behavior of grouted rebars was very close to cast-in-place rebars. Thus, the comparison between the different anchoring systems showed that in general, PIRs bonded with epoxy resins provide higher mechanical properties than all other anchoring systems.

The mechanical behavior of chemical PIRs is governed by several parameters such as materials and geometric parameters (Bingöl & Gül, 2009) (Colak, 2001) (Colak, 2007) (Benzarti, et al., 2014), the installation process (Nigro, et al., 2012) (Bajer & Barnat, 2009) (Meszaros & Eligehausen, 1998) (Spieth & Eligehausen, 2002) and by the environmental factors to which they are subjected. Several studies had confirmed the sensitivity of polymer resins to environmental factors such as moisture and temperature (Eligehausen & Werner, 2007) (Petit, et al., 2005) (Zhang, et al., 2016). Indeed, temperature seems to be the factor that affects the most the mechanical behavior of chemical PIRs. In a previous paper (Lahouar, et al., 2017), we showed that the temperature increase up to values blow the resin glass transition temperature leads to increase the mechanical properties of chemical PIRs due to the resin post-cure phenomenon. However, when temperature exceeds the resin glass transition temperature, a change in viscosity and physical state occur (Reis, 2012), leading therefore to a new bond stress distribution along the bond joint (Adams, et al., 1992) (Pinoteau, et al., 2013). The influence of the heating increase rate was studies in (Pinoteau, et al., 2011), and it is shown that high heating rates can generate a thermal gradient along the steel rebar and consequently can lead to a new bond stress distribution. To conclude, the mechanical behavior of chemical PIRs at high temperature seems to be very complex due to several mechanical and physicochemical changes happening at the adhesive joint, affecting its mechanical properties (Lahouar, et al., 2017) (Pinoteau, 2013). Therefore, fire is a potential hazard which should be taken into account when designing structures containing chemical PIRs (Sorathia, et al., 1997).

Finally, several evaluation methods and design rules exist today in order to design and to secure the use of chemical PIRs at normal operating temperatures (CEN EN 1992-1-1, 2004) (EOTA, 2001) (ACI Provisional Standards, 2001) (ASTM International, 2013) (China Building Industry Press, 2006). Nevertheless, few researchers have focused on the variation of the mechanical behavior of PIRs at high temperature and have suggested design methods in case of fire. (Zhang, et al., 2016) has carried out several pull-out tests at different temperatures and proposed an empirical method allowing deducing the bond stress value at different temperature ranges. (Pinoteau, et al., 2013), (Eligehausen & Asmus, 2008) and (Lahouar, et al., 2017) have proposed a “bond resistance integration method” allowing predicting the time of collapse of post-installed rebars using thermal calculations and bond resistance variation at different temperatures. This method was validated in (Pinoteau, et al., 2013) by performing a full-scale ISO fire test on a cantilever-wall connection using chemical PIRs and figures today on the European Assessment Document (EOTA EAD 330087-00-0601, 2015).

This paper presents an experimental full-scale fire test on a cantilever concrete slab (2.94 m x 2 m x 0.15 m) connected to a wall using 8 chemical post-installed rebars. This paper aims to predict the time of collapse of PIRs under mechanical and thermal loading (according to the ISO 834-1 time-temperature curve (CEN EN 1992-1-2, 2005)), in order to compare between experimental and calculated times of

collapse. The calculation method used to predict the fire resistance of post-installed rebars was inspired from that presented in (EOTA EAD 330087-00-0601, 2015). The goal was to verify the relevance of the proposed design method on a new configuration, other than that tested in (Pinoteau, et al., 2013). The first part of this paper explains and details the design method used to predict the fire resistance of chemical post-installed rebars in a concrete structure, and then shows how it can be applied in the case of a slab-wall connection. The second part presents the full-scale fire test used to validate the design method. Analyses and discussion are developed in the last part to explain the phenomena that occurred and led to the collapse of the slab, and finally to conclude on the accuracy and the weakness of the method.

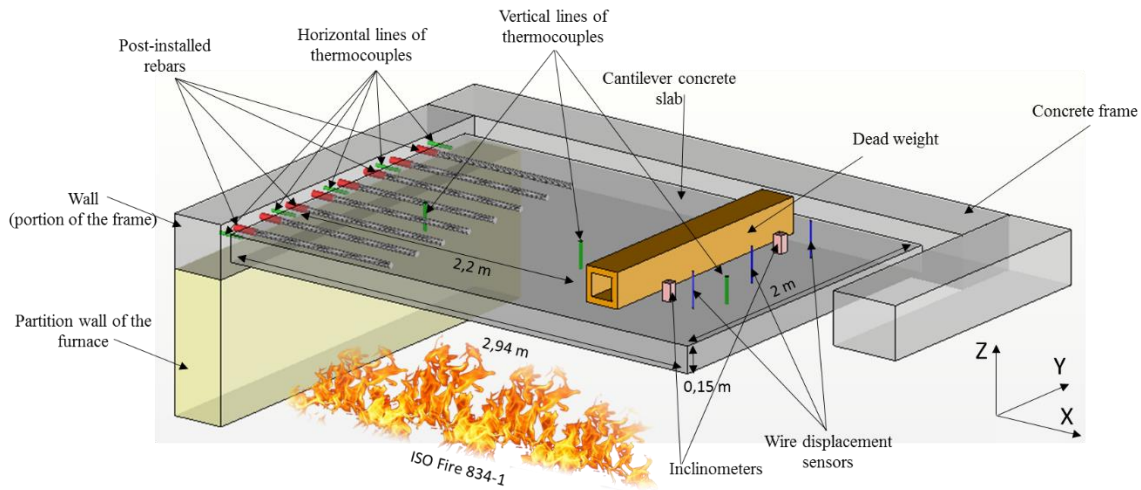


Fig. 5. 1: Vulcain fire test configuration: Instrumentation and set up on the furnace

5.2. Fire design method description

The bond resistance integration method is a design method allowing to calculate the evolution of the bearing capacity of a PIR subjected to a temperature variation and then to predict its time of collapse. To reach this goal, the design method requires the knowledge and the determination of several parameters. The prediction of the time of collapse of a structure containing PIRs requires five steps.

1- Determination of the applied load (F_{app})

PIRs embedded in concrete structures have the function of transferring the tensile forces applied on the concrete section. The first step in calculating the fire resistance of PIRs consists in determining the applied load, which can be done either by analytical calculations (Eurocode 2 part 1-1 method (CEN EN 1992-1-1, 2004)) or by finite element analysis. In all cases, this step requires the knowledge of some parameters such as the geometric parameters of the structure, the concrete density and the position of the steel rebar in the structure...

2- Temperature mapping ($\theta(x,t)$)

After determining the amount of tensile load applied on the PIRs, the next step consists in determining the temperature distribution at each element of the bond and at different moments of fire exposure, using thermal calculations. Thermal calculations can be done either by finite element analysis, or by using finite difference method to solve Fourier's equations (Eq. (5.1), (5.2) and (5.3). Regardless of the chosen method, it is necessary to know the thermal properties of the PIR components (*thermal conductivity $\lambda(\theta)$, specific heat $C_p(\theta)$ and materials density $\rho(\theta)$*) to be able to perform thermal calculations. Materials thermal properties can be determined by carrying out appropriate tests or can be directly found in design guides such as Eurocode 2 part 1-2 (CEN EN 1992-1-2, 2005).

$$\rho(\theta(x,t)).C_p(\theta(x,t)).\frac{\partial\theta(x,t)}{\partial t}=\lambda(\theta(x,t)).\frac{\partial^2\theta(x,t)}{\partial x^2} \quad (5.1)$$

$$\dot{q}_{conv} = h(\theta_{ext}(x,t)-\theta_{surf}(x,t)) \quad (5.2)$$

$$\dot{q}_{rad} = \sigma.\varepsilon.(\theta_{ext}^4(x,t)-\theta_{sur}^4(x,t)) \quad (5.3)$$

Where ρ is the material density [kg/m³]

C_p is the material specific heat [J. K⁻¹. Kg⁻¹]

λ is the material thermal conductivity [W. m⁻¹. K⁻¹]

$\theta(x,t)$ is the temperature of an element of the PIR at position x and at time t [K]

$\dot{q}_{conv}$ is the convective heat flux [W. m⁻²]

$\dot{q}_{rad}$ is the radiative heat flux [W. m⁻²]

h is the heat transfer coefficient [W.m⁻².K⁻¹]

σ is the Stefan-Boltzmann constant [W.m⁻².K⁻⁴]

ε is the emissivity of the material

θ_{ext} is the gas temperature [K]

θ_{sur} is the temperature at the surface of the material [K]

3- Bond strength –temperature relationship ($\tau_{max}(\theta)$)

The third step in the calculation of the evolution of the PIR bearing capacity is to assign a bond resistance value to each element of the PIR depending on its temperature. This step relies on the bond strength-temperature relationship obtained by pull-out tests at high temperature (Pinoteau, et al., 2011) (Lahouar, et al., 2017) performed on chemical PIRs made from the same resin.

4- Calculation of the load bearing capacity (F_t)

At the end of the previous step, a bond resistance distribution is obtained over the whole PIR embedment length for each moment of fire exposure. Thus, the load bearing capacity of the post-installed bonded rebar at a given moment “ t ” of the fire exposure can be obtained by integrating the bond resistances at the time “ t ” over the entire embedment length following Eq. (5.4).

$$F_t = 2.\pi.r \int_0^L \tau_{max}(\theta(x,t)) dx \quad (5.4)$$

Where F_t is the load bearing capacity of the PIR at time t [N]

r is the radius of the steel rebar [mm]

L is the embedment length [mm]

τ_{max} is the bond resistance obtained by pull-out tests [MPa]

$\theta(x,t)$ is the temperature of an element of the PIR at position x and at time t [K].

5- Time of collapse

The design model assumes that failure occurs when the shear stress reaches the bond strength at all elements composing the PIR. Therefore, the time of collapse is considered as the time at which the load bearing capacity becomes equal to, or lower than the tensile load applied to the steel rebars, i.e. when $F_t \leq F_{app}$.

Fig. 5.2 summarizes the main steps of the calculation of the bearing capacity evolution of PIRs during a fire exposure using the bond resistance integration method, as represented by (Pinoteau, et al., 2013).

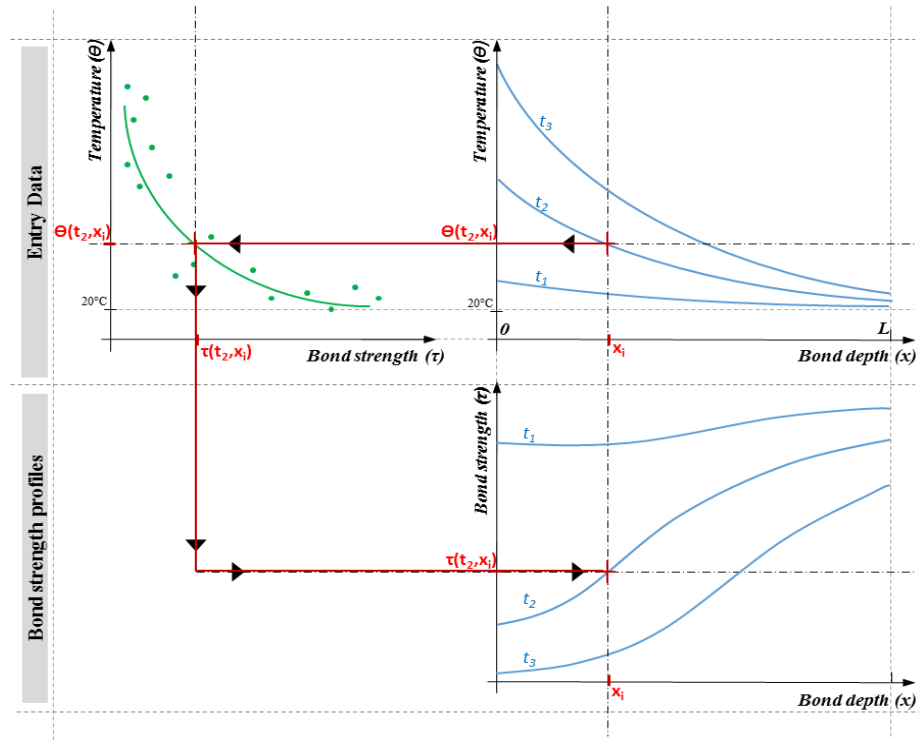


Fig. 5. 2: Bond resistance integration design method applied to chemical PIRs subjected to fire (Pinoteau, et al., 2013)

5.3. Test Specimen set-up and design method application

5.3.1. Test specimen conception

The objective of this section is to explain how the configuration and the dimensions of the test specimen were chosen in order to evaluate the fire resistance of PIRs on a full-scale wall-slab connection.

The full-scale fire test was carried out on the “Vulcain” modular gas furnace of CSTB Champs-sur-Marne, France (Fig. 5.3). The furnace offers three possible exposure areas to perform fire tests in the horizontal configuration: 3m x 3m, 4m x 3m and 7m x 3m. The fire test presented in this paper was performed on the 4 m x 3 m horizontal configuration. The test specimen configuration was composed of a concrete slab attached to a wall by post-installed rebars. The choice of this configuration can be justified by the fact that it could be representative of balconies maintained by chemical PIRs sealed into a concrete wall. The set-up of the test specimen on the furnace required the presence of a concrete frame allowing to close the furnace and to ensure its fire integrity during the test. The concrete frame was made from a C45/55 reinforced concrete containing propylene fibers, and represents the wall in which post-installed rebars are anchored. The configuration and dimensions chosen for the test specimen were a 2.94 m x 2 m x 0.15 m cantilever slab made from C20/25 reinforced concrete containing propylene fibers, connected to the wall by means of 8 post-installed rebars, bonded into concrete using an epoxy resin (Fig. 5.1). The number of PIRs was determined according to the EC2 part 1-1 design rules (CEN EN 1992-1-1, 2004) which allow a maximum spacing between bonded rebars equal to two times the thickness of the slab (i.e. 300 mm). The diameter of the steel rebars was chosen equal to 16 mm and the embedment length was set at 135 mm. The thickness of the bond joint was equal to 2 mm, according to the resin supplier’s recommendations. A spacing of 80 mm at the sides and 200 mm at the free end of the cantilever slab was left to take into account the thermal expansion and the rotation of the slab, in order to prevent any possible blocking against the frame during the fire test (Fig. 5.4). The test specimen was mechanically loaded during the fire test with 325 kg dead weight positioned at 2200 mm from the wall, as shown in Fig. 5.1.



Fig. 5. 3: Vulcain furnace of CSTB Champs-sur-Marne, France

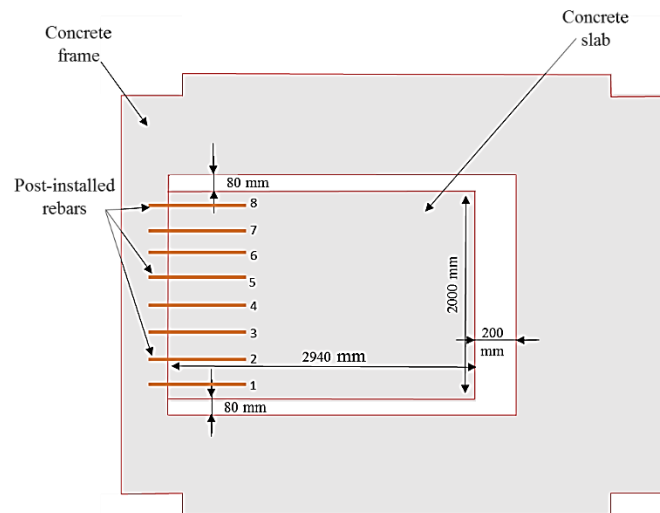


Fig. 5. 4: Position of the slab in the concrete frame

The concrete mixture proportions are represented in Table 5.1. Characterization tests were carried out on cubic concrete samples (150mm x 150mm x 150mm) after 28 days of curing under ambient temperature and moisture conditions. The concrete used for the frame showed a compressive strength equal to 58.7 MPa (± 1.3 MPa) and a density equal to 2263 kg/m³ (± 7 kg/m³), while the concrete used for the cantilever slab presented a compressive strength equal to 22.4 MPa (± 0.3 MPa) and a density equal to 1987 kg/m³ (± 5 MPa).

Table 5. 1: Mixture proportions of the concrete used for the slab and wall casting

	Unity	Wall	Slab
Cement (C)	[Kg/m ³]	280	300
Aggregate/Sand ration	[%]	107	100
Water/Cement ratio (w/c)	[%]	59	57
Superplasticizers	[% of C]	0.3	0.54
Propylene fibers	[Kg/m ³]	1.2	1.2

5.3.2. Design method application

5.3.2.1. Quantification of the applied tensile load F_{app}

Chemical post-installed rebars installed in the studied structure are subjected to tensile forces generated by vertical forces induced on one hand by the mass of the slab (5.9 kN/m), and on the other hand by the dead weight positioned at the non-exposed surface of the slab (3.2 kN at 2200 mm from the wall) (Fig. 5.1). Calculations showed that the total bending moment at the wall-slab interface is equal to $M_{tot} = 32.3 \text{ kNm}$. The position of the neutral axis of the slab is determined by an equilibrium of forces between the compressed area of the concrete section and the rebars. The position of the neutral axis is found equal to $Z_n = 25.5 \text{ mm}$. Hence, the pivot point position (Z_G) is determined by the position of the gravity center (G) of the triangle representing the concrete compressed area, as explained in Fig. 5.5. The steel strain is obtained by dividing the applied bending moment (M_{tot}) by the lever arm distance ($Z = d - Z_G$) and by the section and the elastic modulus of the steel rebars. Then, the compressive stress in the concrete section could be calculated according to Eq. (5.5), by considering the strain compatibility between the concrete and the steel rebars. The resulting compressive force is then obtained by integrating the compressive stress over the entire thickness of the compressed zone, according to Eq. (5.6) (by assuming that the concrete deforms elastically). Finally, the total tensile force applied to the whole PIRs is therefore equal to the value of the force obtained by Eq. (5.6).

Nevertheless, the slab-wall connection through 8 post-installed rebars represents a statically indeterminate system. Therefore, the load distribution between the steel rebars is in reality not uniform. In order to simplify the calculations, it is supposed at this stage that the tensile force is uniformly distributed between the steel rebars. Consequently, the tensile load applied on each rebar is equal to the total tensile force divided by the number of rebars. Thus, the calculated value of the tensile force applied to each rebar is found equal to $F_{app} = 48 \text{ kN} (\pm 3 \text{ kN})$. The uncertainties on the applied tensile load result from the uncertainties on the position of the steel rebars in the slab, the position of the dead weight at the non-exposed surface and on the mechanical properties of steel and concrete.

$$\varepsilon_c(z) = \frac{z - z_n}{d - z_n} \quad 0 \leq z \leq z_n \quad (5.5)$$

$$F_c = \int_0^{z_n} \varepsilon_c(z) \cdot E_c \cdot b \cdot dz \quad (5.6)$$

Where d is the position of the rebars in the slab ($d = 92 \text{ mm} \pm 4 \text{ mm}$)

b is the width of the slab ($b = 2000 \text{ mm}$)

E_s is the elastic modulus of the steel rebars ($E_s = 205 \text{ GPa} \pm 5 \text{ GPa}$ (CEN EN 1992-1-1, 2004))

E_c is the elastic modulus of the concrete ($E_c = 30 \text{ GPa} \pm 2 \text{ GPa}$ (CEN EN 1992-1-1, 2004))

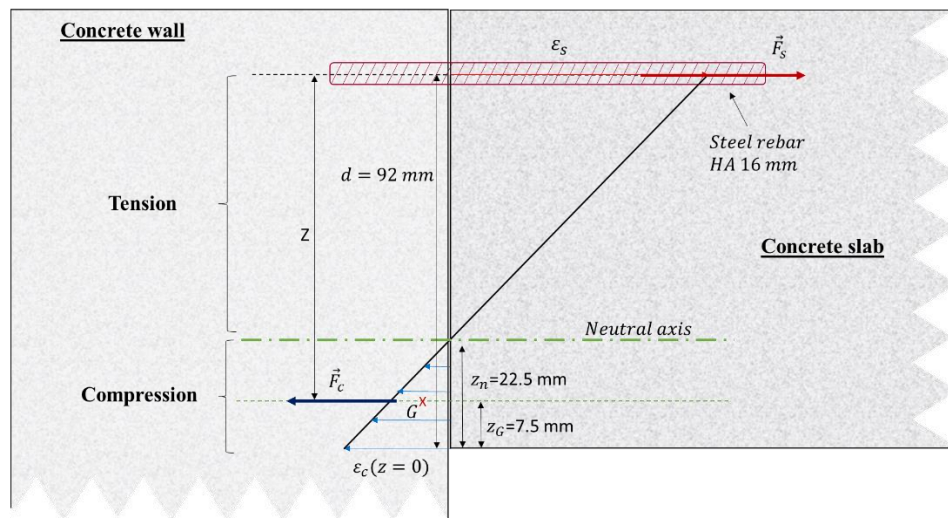


Fig. 5. 5: Determination of the neutral axis and the pivot position in the concrete slab cross section

5.3.2.2. Calculation of temperature profiles ($\theta(x,t)$)

The calculation of the temperature propagation in the concrete section is carried out using a 2D finite element analysis. The studied geometry is composed of the slab section and of the entire thickness of the wall, in order to take into account the impact of the wall geometry on the temperature propagation. The mesh is created using quadrilateral elements with 4 nodes. The element size is set equal to 5 mm. The initial temperature of the entire structure before starting calculations is set equal to 20°C. The structure is then heated on the lateral surface of the wall and on the lower surface of the slab (Fig. 5.7) by applying convective and radiative thermal flux in accordance with the Eurocode 2 part 1-2. The gas temperature follows the ISO 834-1 time-temperature curve. The ISO 834-1 curve (CEN EN 1992-1-2, 2005) is a conventional time-temperature curve, described by Eq. (5.7), which reproduces the temperature increase in a structure in fire situation. The consistency of thermal calculations is checked by verifying the propagation of isotherms parallel to the exposed surface of the slab, at the furthest area from the wall/slab interface. The influence of the resin and the steel rebars on the thermal propagation is not considered in this model. The heat exchange coefficients and the thermal properties of the concrete used in thermal calculations are those provided by the Eurocode 2 part 1-2 (CEN EN 1992-1-2, 2005) (Fig. 5.6) (Table 5.2). The thermo-physical properties of the concrete used in calculations correspond to a concrete with 1.5% moisture content.

Thermal calculations allowed obtaining the thermal distribution at the PIRs position at different times of fire exposure (Fig. 5.7). The thermal profiles highlights the presence of a thermal gradient along the PIRs. Indeed, the beginning of the PIRs exhibits the highest temperatures, with a high temperature increase rate, while temperatures at the bottom of the PIRs are much lower with a slower increase rate. The thermal gradient between the two ends of the PIRs increases continuously during the fire exposure.

$$\theta(t) = 20 + 345 \log_{10}(8t+1) \quad (5.7)$$

Where θ is the gas temperature [°C]
 t is the fire exposure time [min]

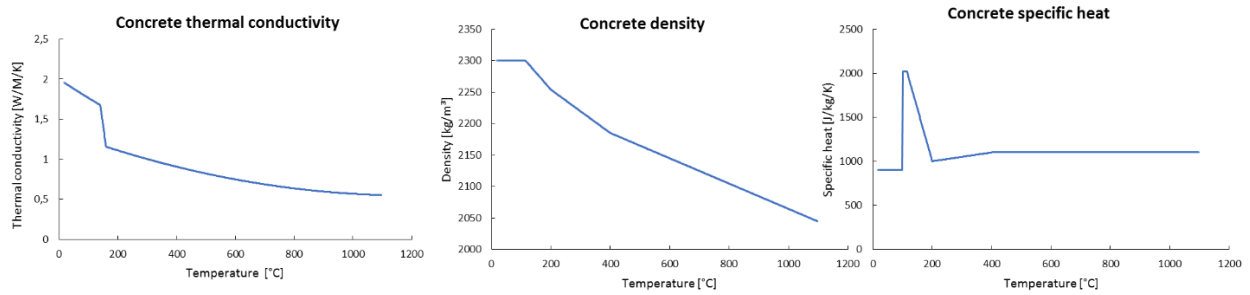


Fig. 5. 6: Concrete thermal conductivity, density and specific heat variation under heat effect

Table 5. 2: Heat exchange coefficients for concrete surfaces exposed and non-exposed to fire

	Convective exchange coefficient (h)	Emissivity of the concrete (ϵ)	Stephan-Boltzmann constant (σ)
Exposed surface	25 W/m²/K	0.7	5.67 x 10 ⁻⁸ W/m²/K
Non-exposed surface	4 W/m²/K	0.7	

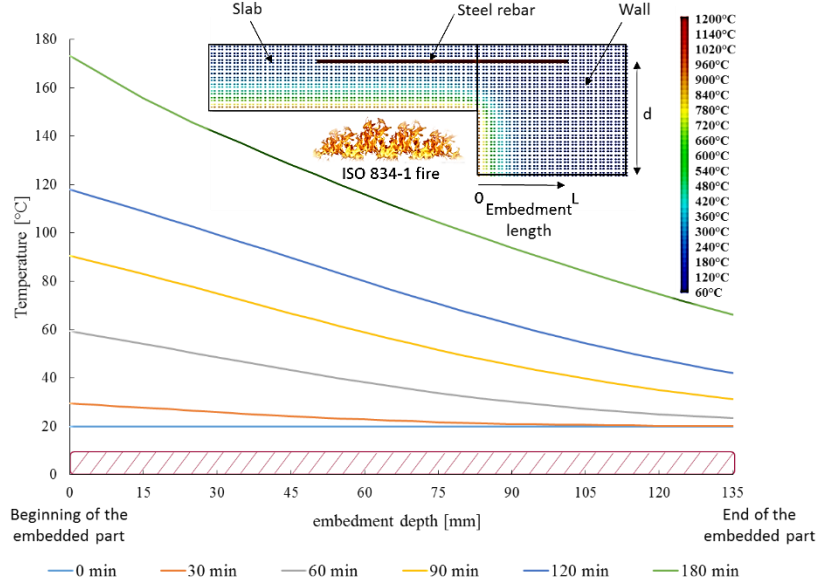


Fig. 5. 7: Thermal distribution along the PIR at different moments of ISO fire exposure obtained by F.E. analysis

5.3.2.3. Bond strength – Temperature relationship ($\tau_{\max}(\theta)$)

The relationship between the bond strength and temperature is obtained experimentally through pull-out tests performed by applying a constant bond stress in the adhesive joint. The description of the test procedure and the main results are presented in a previous paper (Lahouar, et al., 2017). The tests are performed on steel rebars bonded into concrete cylinders (160 mm diameter and 250 mm height) using the same epoxy resin than that will be used in the full-scale fire test. Steel rebars are mechanically loaded by applying a constant tensile force using a hydraulic jack. The generated shear stress in the bond joint is calculated following Eq. (5.8) by assuming a uniform stress distribution along the PIR. The applied bond stress is comprised between 3 MPa and 27 MPa. Once the constant load is applied, the concrete cylinders are heated using an electrical heating device until the total extraction of the rebars. The average temperature at failure is measured by two thermocouples positioned at the end and at 10 mm from the top surface of the bond. Therefore, for each pull-out test, a failure temperature is associated to a given bond resistance. Pull-out test results are shown in Fig. 5.8. The bond resistance decay at elevated temperatures is mainly caused by a set of physical, chemical and mechanical phenomena such as resin glass transition. These phenomena are detailed and examined from experimental and theoretical point of view in a previous paper (Lahouar, et al., 2017).

Eq. (5.9) represents the bond strength – temperature relationship. The bond resistance is assumed to be constant for temperatures below 27°C. The decay in the bond resistance under heating effect is described by an exponential law, which represents a good accuracy with experimental results ($R=0.998$). Above 115°C, the bond resistance is considered equal to zero.

$$\tau_{\max} = \frac{F}{\pi \cdot d \cdot L} \quad (5.8)$$

Where F is the tensile load applied on the steel rebar [N]

d is the diameter of the steel rebar [mm]

L is the embedment length [mm]

$\tau_{\max}$ is the bond strength [MPa]

$$\tau_{\max}(\theta) = \begin{cases} 27 \text{ MPa} & \theta \leq 31^\circ\text{C} \\ 62.367 \exp(-0.027 \theta) & 31^\circ\text{C} < \theta \leq 115^\circ\text{C} \\ 0 & \theta > 115^\circ\text{C} \end{cases} \quad (5.9)$$

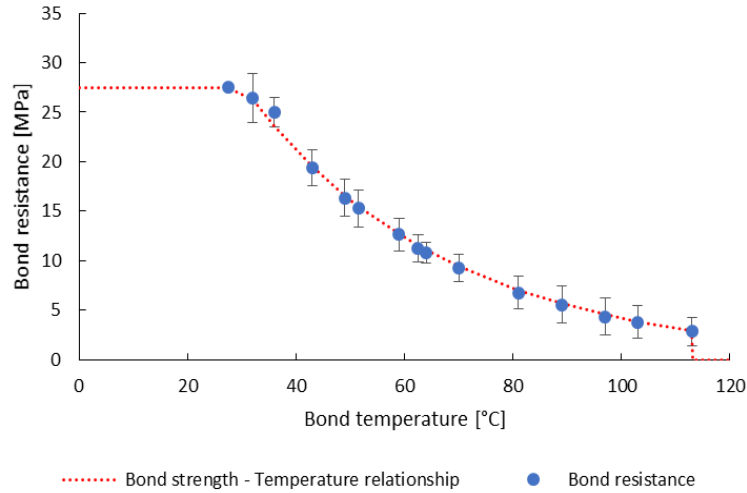


Fig. 5. 8: Bond strength - Temperature relationship determined by means of pull-out tests at constant load (Lahouar, et al., 2017)

5.3.2.4. Bearing capacity evolution and time of collapse prediction

Using calculated thermal profiles (Fig. 5.7) and the bond strength-temperature relationship (Fig. 5.8), a bond resistance value is assigned to each element of the PIR at different times of fire exposure, according to its temperature. The predicted evolution of the bond resistance profile at different moments of fire exposure is shown in Fig. 5.9. Results show a constant bond resistance at the beginning of the fire test ($t = 0$ min) equal to 27 MPa, when the entire bond is at 20°C. As the temperature increases along the bond during heating, the bond resistance decreases progressively. The decay in the bond resistance is more significant at the beginning of the PIR than that at its end. This can be attributed to the important thermal gradient present along the embedded part of the steel rebars (section 5.3.2.2). Therefore, the most resistant parts of the PIR are located at its end, where temperatures are relatively low. Thus, the thermal gradient leads to a new bond stress distribution along the PIR with a stress concentration in the coolest zones. By heating the slab, the temperature continues to increase along the PIR and therefore the bond resistance decreases. Calculations predict that after 180 minutes of ISO fire exposure, only 75 mm of the total bond length would resist to fire.

It is then possible to calculate the evolution of the load bearing capacity of the PIR, as described in section 5.2, by the use of data from Fig. 5.9 and Eq. (5.4). Fig. 5.10 represents the evolution of the PIR load bearing capacity during the ISO fire exposure with margins of uncertainties resulting from the bond strength – temperature relationship (Fig. 5.8). The applied tensile load is represented in Fig. 5.10 by the horizontal lines, including the corresponding uncertainties ($F_{\min}$ and $F_{\max}$).

The time of the slab collapse is determined by the intersection between the bond resistance curves and the applied load curves. The first intersection point corresponds to the safest time of collapse. It is obtained from the intersection between the bond resistance evolution curve indicating the lowest resistance values with the applied load curve indicating the highest values of tensile force ($F_{\max}$). While, the last intersection point is the least safe. It corresponds to the intersection between the bond resistance evolution curve indicating the highest bond resistance values with the applied load curve corresponding to the lowest tensile load values ($F_{\min}$). Therefore, obtained results predict a potential collapse of the slab between **114 min** and **136 min** of ISO 834-1 fire exposure for 48 kN (± 3 kN) tensile force applied to each PIR.

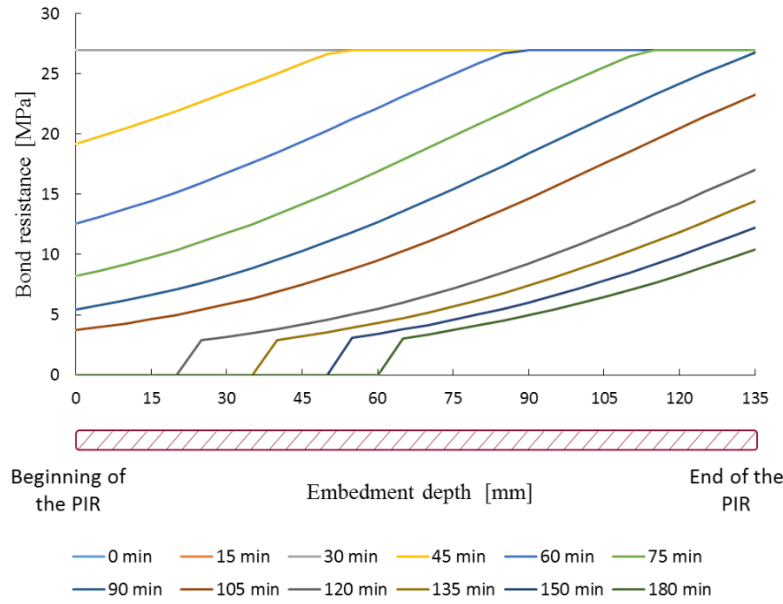


Fig. 5. 9: Evolution of the PIR bond resistance during an ISO fire exposure

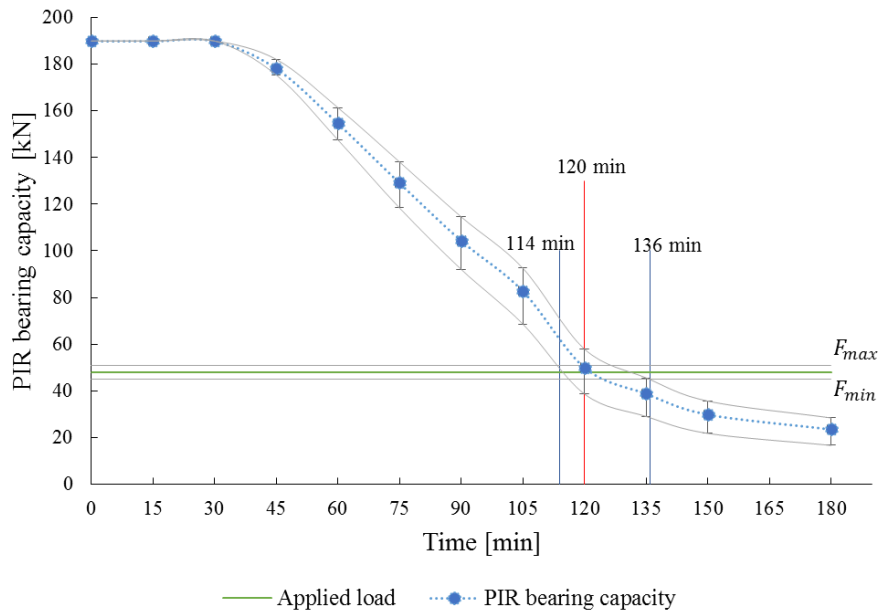


Fig. 5. 10: Evolution of the load bearing capacity of the PIR during ISO fire exposure

5.3.3 Metrology

5.3.3.1. Temperature measurements

In order to study the temperature increase during the fire test, rows of thermocouples are installed at different positions in the test specimen (Fig. 5.1). 5 rows of thermocouples are introduced horizontally into the wall (portion of the concrete frame in which the chemical post-installed rebars are embedded) at the same height as the PIRs, and positioned respectively at 111mm, 555mm, 1000mm, 1450mm and 1889mm from the lateral side of the slab. Each row is composed of 5 thermocouples positioned respectively at 10mm, 20mm, 30mm, 100mm and 150mm depth. These thermocouples measure the temperature increase along the PIRs during the fire test. In addition, 3 rows of thermocouples are introduced vertically at the mid-width into the slab, at 500mm, 1500mm and 2440mm respectively from the wall. Each row is composed of 5 thermocouples positioned respectively at 10mm, 20mm, 30mm, 70mm and 100mm depth from the fire exposed surface of the slab. These thermocouples measure the

temperature increase inside the slab during the fire exposure. Finally, the gas temperature inside the oven is controlled by 6 pyrometer plates located below the test specimen.

5.3.3.2. Displacement measurements

The measurement of the vertical displacement of the slab during the fire test is carried out using three wire displacement sensors attached to the slab at 2600mm from the wall and at 500 mm, 1000 mm and 1500 mm from the lateral side of the slab (Fig. 5.1). These displacement sensors are attached to a metallic beam positioned above the test specimen, allowing the measurement of the relative displacement between the slab and the concrete frame (Fig. 5.11).

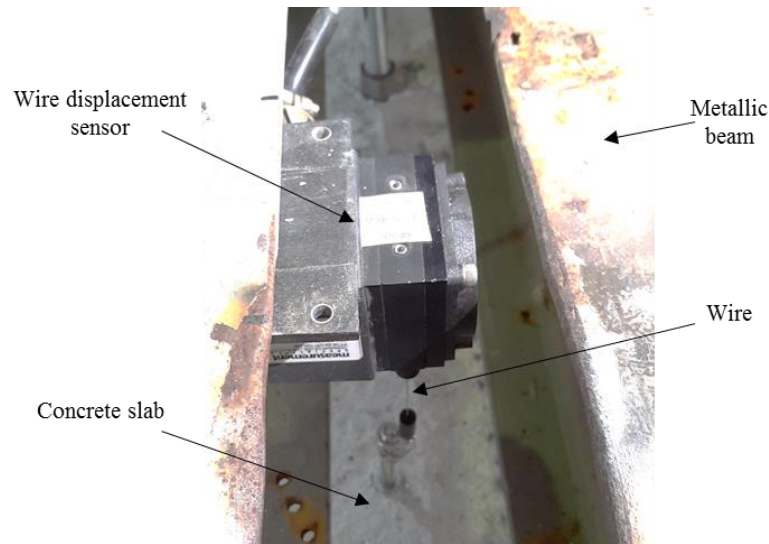


Fig. 5. 11: Wire displacement sensor installed on the concrete slab

In addition to displacement sensors, a stereo digital images correlation system (DIC) is positioned above the test specimen in order to measure the displacement fields during the fire test (Fig. 5.12). Besides displacement measuring, the digital images correlation system will help in the analysis of the curvature of the slab under the temperature effect during the fire test.

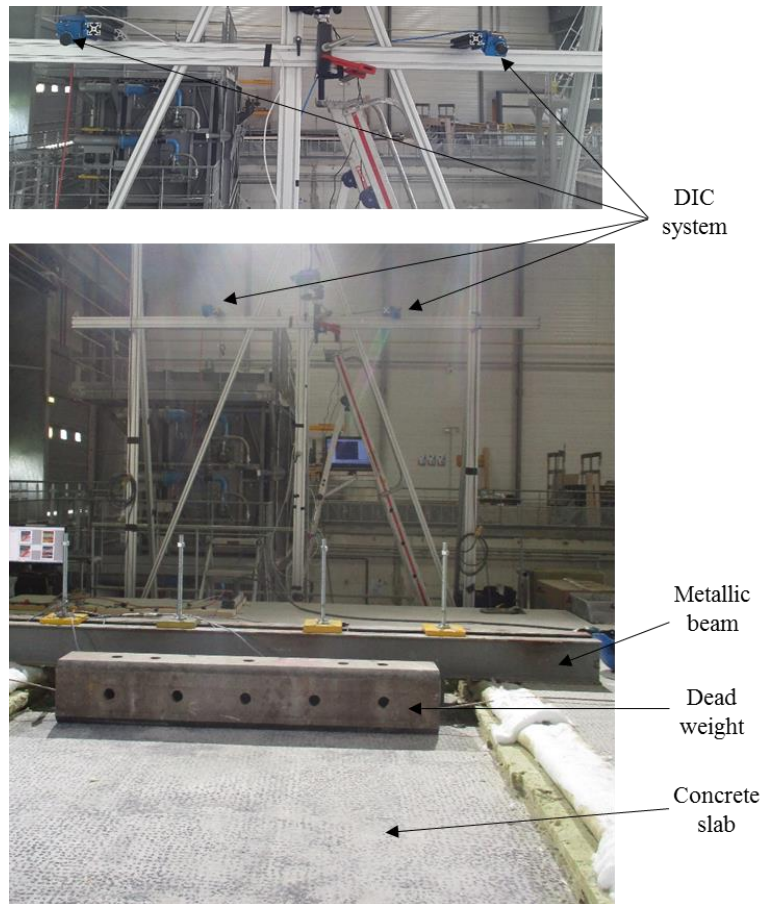


Fig. 5.12: Digital Image Correlation System installed above the test specimen

5.3.3.3. Slab rotation measurements

Two inclinometers are installed at the non-exposed surface of the slab, at 2400 mm from the wall and respectively at 500 mm and 1500 mm from one lateral side of the slab (Fig. 5.13). These two inclinometers allow the measurement and the analysis of the slab rotation in directions X and Y under the heat effect during the fire test.

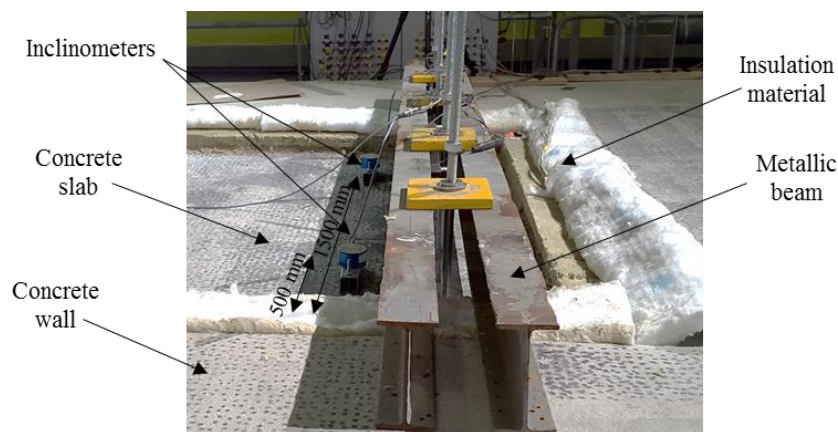


Fig. 5.13: Inclinometers installed at the non-exposed surface of the concrete slab

5.3.3.4. Wall/slab interface displacement

9 Invar bars are installed horizontally in the test specimen in order to measure the slip of the PIRs during the fire test. In fact, the Invar is a nickel-iron alloy, known for its very low thermal expansion coefficient (Van Schilfgaarde, et al., 1999) and therefore, expands very little when it is heated. Consequently, the sliding of the Invar bars during the fire test corresponds to the relative displacement between the slab

and the concrete wall. Indeed, these Invar bars are on one hand welded to the slab reinforcements and in the other hand cross the concrete section of the wall through holes drilled with a diameter equal 1.5 times the diameter of the bars, in order to ensure their free sliding during the fire test and to prevent their friction with the concrete.

The Invar bars are divided into 3 rows positioned respectively at 555 mm, 1000 mm and 1455 mm from one lateral side of the slab (Fig. 5.14). Each row is composed of 3 Invar bars, positioned at 25 mm, 75 mm and 125 mm height respectively from the surface of the slab directly exposed to fire. Behind each of these Invar bars, an LVDT sensor (Linear Variable Differential Transformer sensor) is installed to measure the displacement of the bars relatively to the surface of the wall during the test. Therefore, these bars will help in determining both the average amount of the PIRs slip and the slab rotation during the fire test.

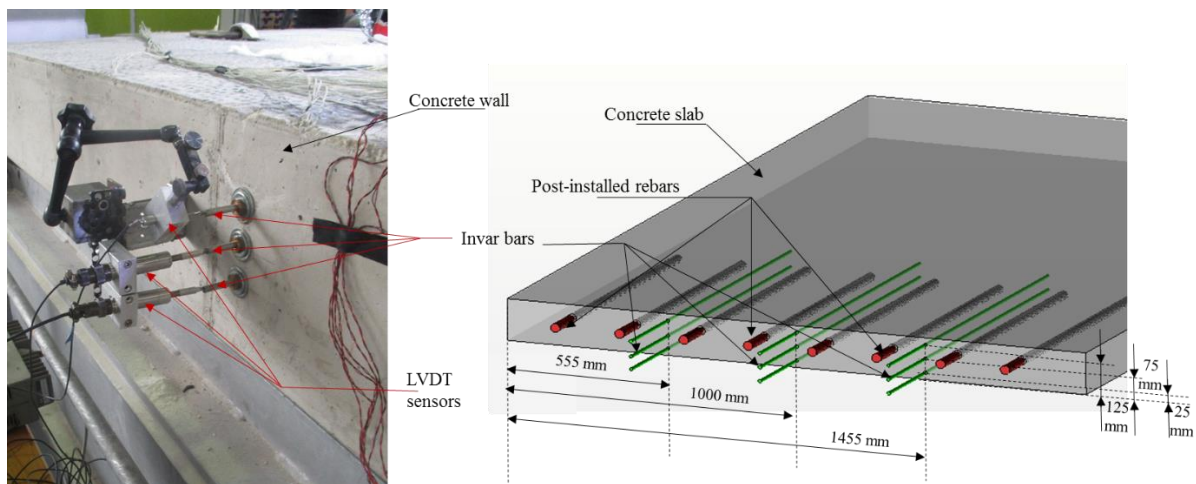


Fig. 5. 14: Positions of the Invar bars and LVDT sensors in the test specimen

5.4. Results and discussion

5.4.1. Experimental observations

Several verification tests of the metrology and the acquisition systems were carried out before performing the full-scale fire test. The purpose of these tests was to verify the proper functioning of the metrology in order to avoid any unforeseen that might occur during the fire test. The full-scale fire test was performed 123 days after the slab concrete casting and 196 days after the concrete frame casting. The gap between the slab and the concrete frame was filled with thermal insulation material (Fig. 5.13) in order to confine heat. The fire exposed surface of the test specimen was continuously observed during the test with an endoscopic camera. During the heating, no concrete spalling was noticed. The slab collapsed after **117 minutes** of ISO fire exposure, when the temperature inside the gas furnace was of 1045°C, i.e. in the time interval predicted by the design method. The gas burners were turned off after the slab collapse. A loss of concrete occurred during the cooling along the slab length, on the lower surface up to the reinforcement. The slab collapse was caused by the slip of the bonded rebars. No concrete cone failure was noticed. The failure mode is investigated further in this paper.

5.4.2. Thermal distribution analysis

Fig. 5.15 represents the evolution of calculated and the average measured temperatures in the wall, at the PIRs position. The dotted lines represent the evolution of the calculated temperatures and the full lines represent the evolution of the average measured temperatures. The analysis of measured thermal profiles, recorded by the thermocouples installed horizontally in the concrete wall, shows that the slab heating had generated a thermal gradient along the PIRs. Indeed, the beginning of the bonded rebars exhibited the highest temperatures, while the end of the PIRs showed the lowest ones. Despite the fact that measurements of the gas temperature inside the furnace show that the heat was uniformly distributed on the whole test specimen (Fig. 5.17), a temperature difference between the rebars was noticed. The

maximum temperature difference was recorded between the rebar N°1 and N°8 (Fig. 5.4), at the beginning of the bond position. The maximum temperature value was reached at the beginning of the first PIR and was equal to 97°C. The temperature difference between rebars N°1 and N°8 was around 20°C. However, temperatures at the end of the bond were close ($\Delta\theta_{\max} = 4^\circ\text{C}$). This temperature difference can be attributed to the fact that temperature measurement is very sensitive to the position of thermocouples. Indeed, the uncertainty on the position of a thermocouple can be estimated at ± 2 mm. Due to the high thermal gradient at the beginning of the bond, the uncertainty on the measured temperature is about $\pm 13^\circ\text{C}$ at 10 mm depth, while the uncertainty on the measured temperature is about $\pm 2^\circ\text{C}$ at 100 mm depth.

Fig. 5.15 shows that temperatures measured along the PIRs had not exceeded 100°C over the entire fire test duration. Indeed, the temperature had increased continuously during the first 90 minutes of fire exposure and then, a plateau was formed at the first 30 mm depth of the bond. This plateau can be the result of the water vaporization at the beginning of the bond and its accumulation in the coolest neighboring zones, which slowed down the temperature increase by consuming the thermal energy supplied by heat.

The superposition of measured and calculated temperatures reveals that calculated temperatures are close to measured temperatures, with a maximum difference around 30°C. The slight difference between measured and calculated thermal profiles can be explained on one hand by the use of theoretical values of emissivity (ε) and convection factor (h) in thermal calculations, provided by the Eurocode (CEN EN 1992-1-2, 2005). Indeed, values provided by the Eurocode are generally multiplied by a safety factor, and lead therefore to an overestimation of the thermal propagation in the concrete section (Pinoteau, et al., 2013). On the other hand, the temperature difference can be attributed to the non-consideration of the steel rebars contribution when measuring temperatures with thermocouples. In fact, the bonded rebars were extended into the concrete slab. The heating of slab had generated a temperature increase in the rebars which transferred the heat to the end of the bond. However, thermocouples installed in the concrete wall were fixed to a steel rod which was not extended into the slab. Therefore, thermocouples measured only the temperature increase in the concrete section of the wall and did not consider the contribution of the steel rebars in the heat transfer. Consequently, the temperature of the PIRs measured by thermocouples could be slightly underestimated.

Fig. 5.16 represents the evolution of calculated and the average measured temperatures in the concrete section of the slab. The dotted lines represent the evolution of the calculated temperatures and the full lines represent the evolution of the average temperatures measured by the vertical lines of thermocouples (section 5.3.3.1). Measured temperatures highlight the presence of a plateau which takes place near 100°C, reflecting the water vaporization inside the concrete. Indeed, the vaporization of the water retained in the concrete was observed during the fire test through a water condensation at the non-exposed surface of the slab. The duration of the vaporization plateau is very short for areas close to the fire exposed surface, and increasingly long for the furthest areas.

The comparison between calculated and measured temperatures inside the slab shows that the model allows predicting correct temperature values for the first minutes of heating. However, the formation of the water vaporization plateau leads to a large gap between the calculated and measured temperatures. Indeed, calculated temperatures are considerably higher than measured temperatures when temperature exceeds 100°C. For example, at 10 mm depth inside the slab, the difference between measured and calculated temperatures is about 212°C after 100 minutes of ISO fire exposure. In fact, the temperature difference is the result of the water vaporization phenomenon which slowed down the temperature increase in the concrete section. The retarding effect of the vaporization plateau on the temperature propagation is simulated by a peak of specific heat between 100°C and 115°C (Fig. 5.6). However, the variation of the specific heat with temperature provided by the Eurocode do not fully reproduce the effect of the water vaporization plateau in delaying the temperature increase in the concrete section. Hence, calculated temperature profiles are overestimated. Consequently, thermal calculations using

materials thermal properties provided by the Eurocode (CEN EN 1992-1-2, 2005) lead to a conservative thermal distribution when temperature exceeds 100°C.

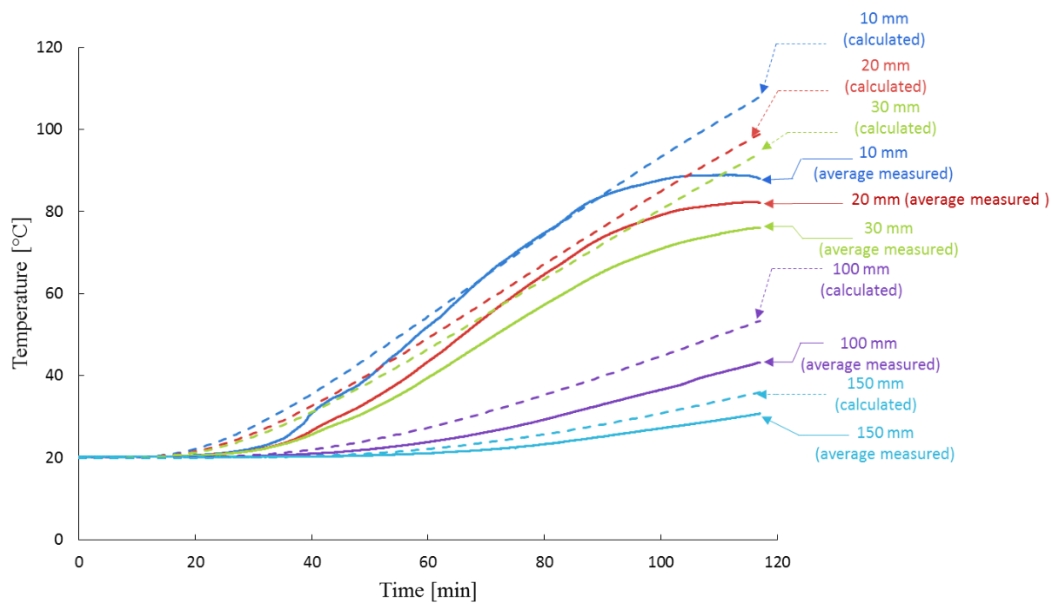


Fig. 5. 15: Evolution of the average measured temperatures along the horizontal thermocouple lines

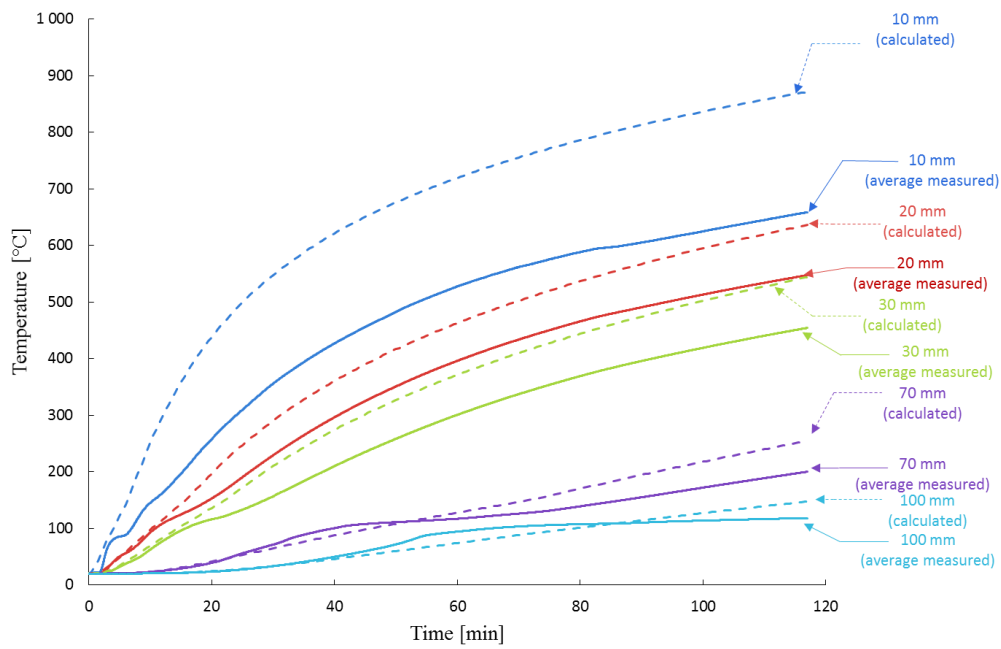


Fig. 5. 16: Evolution of the average measured temperature along the vertical thermocouple lines

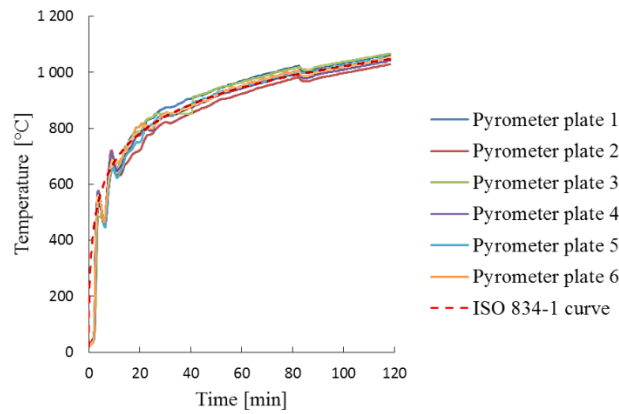


Fig. 5. 17: Evolution of the gas temperature measured during the fire test

5.4.3. Slab displacement analysis

Displacements recorded by the wire displacement sensors (section 5.3.3.2) are shown in Fig. 5.18. The moment of the ignition of the burners is set as the reference time in the measurement of the vertical displacement of the slab. Consequently, vertical displacements shown in Fig. 5.18 represent only the displacement of the slab during the fire test.

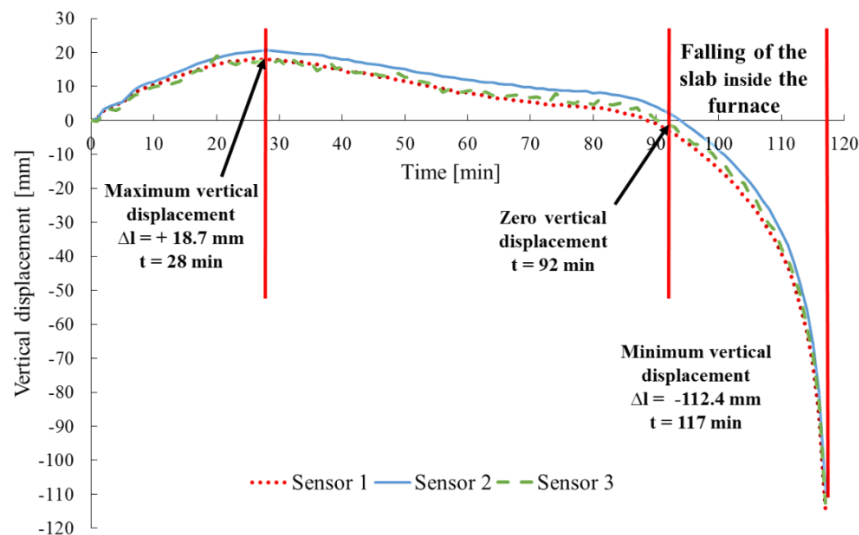


Fig. 5. 18: Vertical displacement evolution during the fire test

The three wire displacement sensors had recorded a positive vertical displacement of the slab since the first minutes of heating. In fact, the positive vertical displacement of the slab is mainly due to a differential thermal expansion phenomenon created in the concrete section under thermal effect. Indeed, the concrete in contact with fire was rapidly heated and therefore expanded considerably under the temperature effect. However, temperatures at the areas far from the fire exposed surface were relatively low. Consequently, a thermal gradient was created in the concrete section and generated a differential thermal expansion between the two surfaces of the slab, leading to its upward displacement.

By pursuing the heating of the slab, the temperature at the areas near to the exposed surface had continued to increase leading to their expansion. Thus, the slab had continued to rise upward until reaching a maximum value of vertical positive displacement. The maximum positive displacement value recorded during the fire test was equal to +18.7 mm, reached after 28 minutes of ISO fire 834-1 exposure ($\theta_{gas}(28 \text{ min}) = 832^\circ\text{C}$). The upward vertical displacement of the slab can be estimated analytically from the calculation of the thermal stress generated in the cross-section of the slab. Analytical calculations, not shown in this paper, gave values very close to those measured during the fire test. After

28 min of heating, the positive vertical displacement started to decrease gradually and the slab started falling slowly inside the furnace. The zero value of vertical displacement was reached again after 92 minutes of heating. After that, the fall of the slab inside the furnace was continued until the collapse.

The fall of the slab inside the furnace could be attributed to the slip of the PIRs as a result of the temperature increase. Indeed, as explained in section 5.3.2.4, the temperature increase along the PIR leads to decrease its mechanical properties and therefore causes its slip. Fig. 5.18 shows that starting from 109 minutes of fire exposure, the negative displacement of the slab was accelerated until the total failure of the PIRs and the collapse of the slab after **117 minutes** of fire exposure. The time of collapse was selected as the moment when the negative vertical displacement rate exceeded 10 mm/min. The negative vertical displacement acceleration observed at the end of the fire test can be explained by the rapid decay in the PIRs bearing capacity under the temperature effect, leading to the collapse of the slab.

Displacements recorded by the three wire displacement sensors during the fire test shows that the values measured by the sensor positioned at the mid-width of the slab (sensor 2) are slightly higher than those measured by the two lateral sensors (sensor 1 and 3), which indicate sensitively identical values. This assumes that under the heat effect, the concrete slab was curved symmetrically to an axis passing through its mid-width plan. This assumption is confirmed by the results obtained from the digital images correlation system (DIC) as shown in Fig. 5.19. In fact, DIC results shows the creation of displacement fields concentrated in the center of the slab during fire exposure, reflecting the bending of the slab symmetrically to its center.

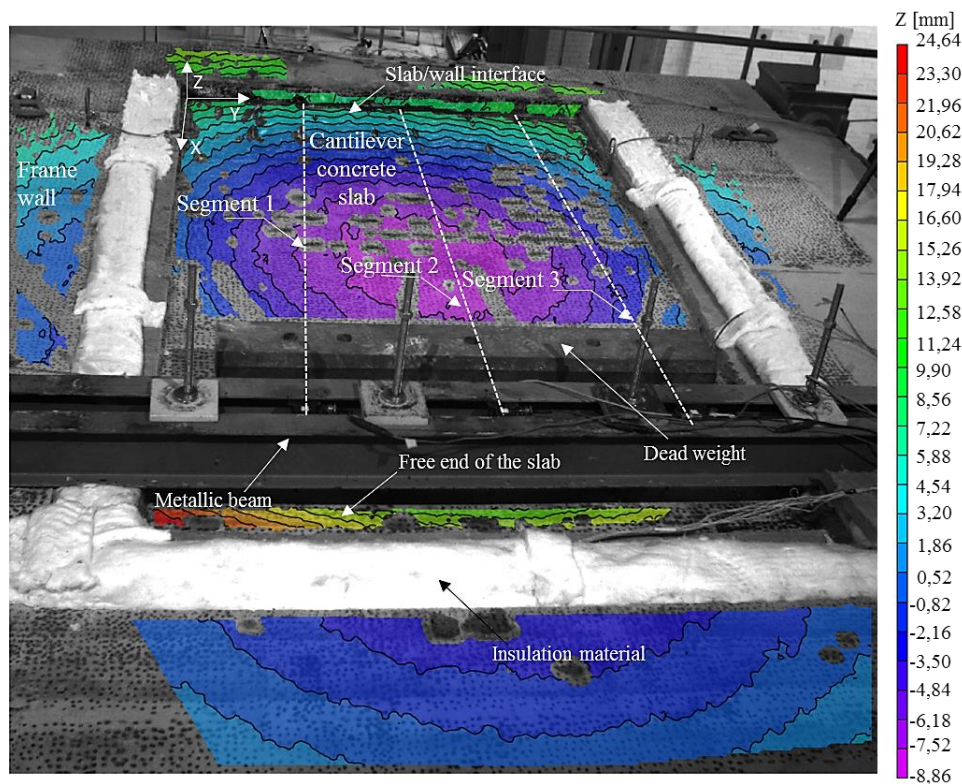


Fig. 5. 19: Fields of vertical displacement recorded by DIC during the fire test

Using data collected from the DIC system, it is possible to plot the evolution of the slab curvature during the fire test. The slab curvature is reconstituted by plotting the evolution of the vertical displacement of three straight lines passing from the three wire displacement sensors position, designated by segment 1, 2 and 3 (Fig. 5.19). The displacement measurements provided by the DIC system are identical to those measured by the wire sensors. As observed above, the measured vertical displacements in the mid-width of the slab are greater than displacements recorded at the lateral sides due to the symmetrical curvature of the slab in its center under the thermal effect.

The evolution of the slab curvature presented in Fig. 5.20 shows that the maximum vertical displacement was reached around 30 minutes of ISO fire exposure. After that, the slab started to fall progressively inside the furnace due to a rotation at the wall/slab interface. The rotation of the slab can be explained by the PIRs sliding under the thermal effect as explained in the previous section. The curves show that the differential expansion of the slab was continued until 90 minutes of heating, highlighted by the curvature of the slab in its center. After 90 minutes of heating, a change in the shape of the slab was observed. The curvature of the slab in its center was less pronounced and the negative vertical displacement had become more important. This fact can be explained by the decay in the thermal gradient between the exposed and unexposed surface of the slab.

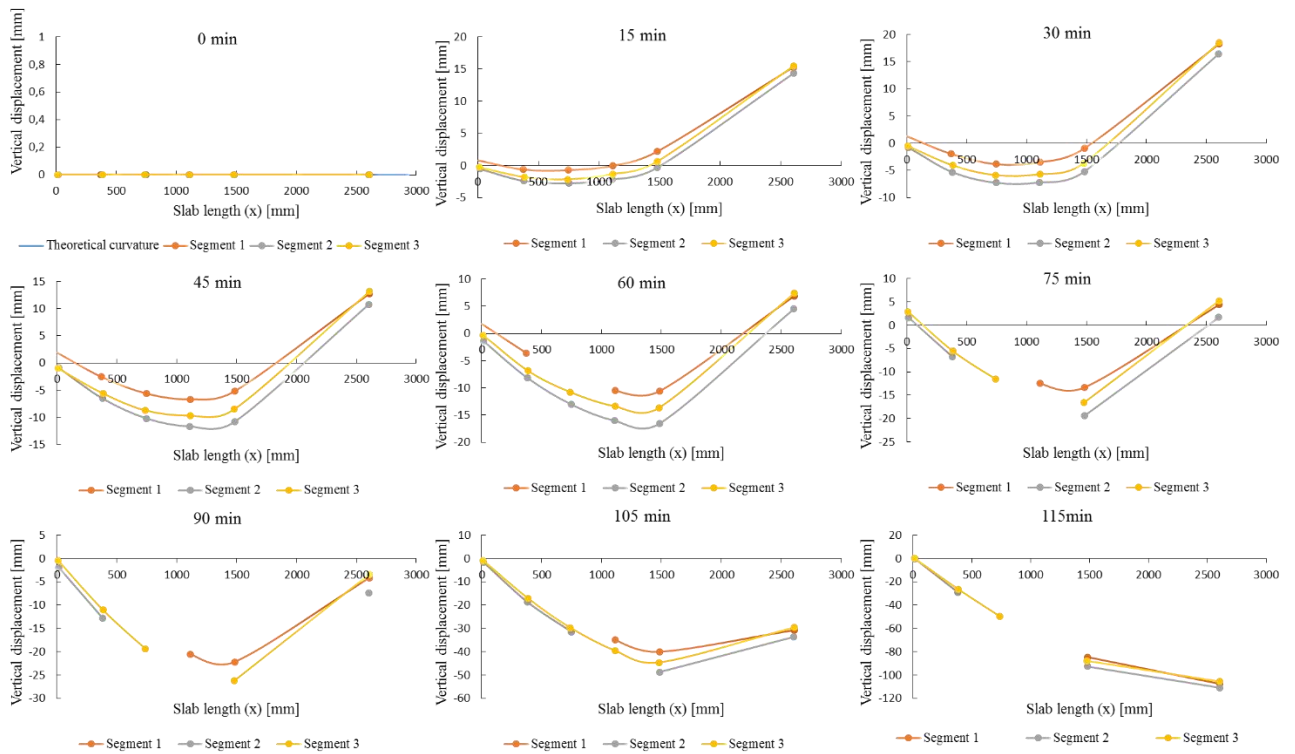


Fig. 5. 20: Evolution of the curvature of the slab during the fire test plotted from the DIC data

5.4.4. Slab rotation analysis

Fig. 5.21 shows the slope evolution of the slab in the X and Y directions. The inclinations along the X-axis recorded by the two inclinometers were sensitively identical over the entire fire test duration (Fig. 5.21 a). Curves show a constant increase rate of the slab inclination in the X-axis direction up to 28 minutes of fire exposure. As a reminder, 28 minutes corresponds to the moment when the maximum positive vertical displacement was reached. After 28 minutes, the curvature of the slab had continued to increase but with a slower increasing rate until reaching a maximum value equal to $+1.39^\circ$ at 92 minutes of fire exposure. This observation confirms the fact that the differential thermal expansion of the slab was not interrupted until 92 minutes of heating. After 92 minutes, the slab started to fall inside the furnace and the inclination value in the X-axis direction started to decrease. The zero inclination value was reached for the second time at 115 minutes of fire exposure. Therefore, the recorded inclination value at the moment of the slab collapse (117 minutes) was negative. The sign change of the slab rotation following the X-axis indicates a reversal curvature of the slab and confirms the change of its shape at the last minutes of the fire test, as shown in section 5.4.3, indicating the collapse.

Inclinations recorded along the Y-axis were almost symmetrical (Fig. 5.21 b), which confirms the curvature of the slab symmetrically to its center. Curves highlights a constant increase rate of the slab rotation in the Y direction up to 28 minutes of fire exposure. After 28 minutes, a change in the rotation

increase rate is observed. Results in Fig. 5.21 b) indicate that the slab had continued to curve under the thermal effect with a slower rate until failure, which confirms that the differential thermal expansion of the slab in the Y-axis direction was not interrupted during the test.

The inclination analysis pointed out that the curvature of the slab under thermal effect was continued until at least the moment of the slab falling inside the furnace. Finally, the slab curvature analysis allowed to notice that the decay in the load bearing capacity of the PIRs under temperature effect had started to become critical from 92 minutes of fire exposure.

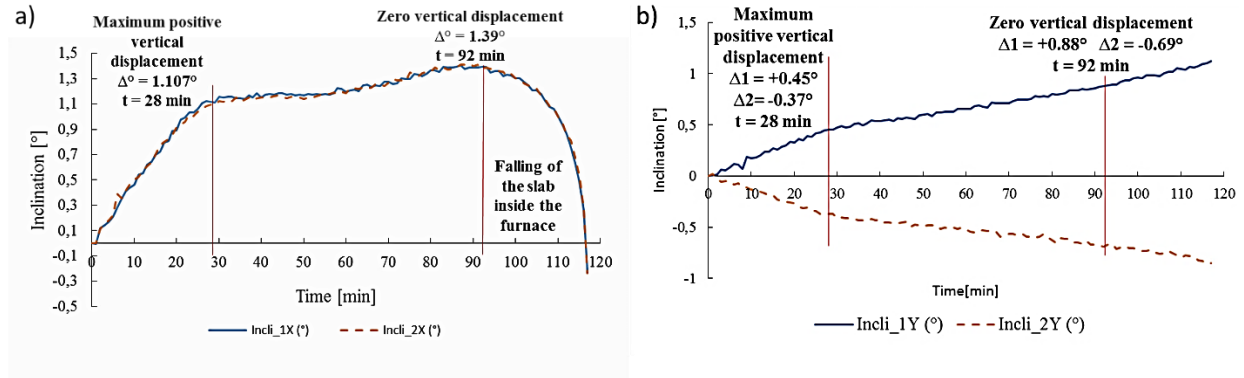


Fig. 5. 21: Slab curvature during the fire test. a) Along the X-axis. b) Along the Y-axis

5.4.5. Invar bars displacement

As mentioned in section 5.3.3.4, three rows of Invar bars were installed in the test specimen in order to measure the PIRs slip and the slab rotation during the fire test. The evolution of the PIRs slip during the fire test is presented in Fig. 5.22. The curve shows that during the first 5 minutes of heating, the PIRs slip was almost equal to zero. After 5 minutes of ISO fire exposure, the slip of the rebars started to increase with a constant increase rate until reaching a slip value equal to 0.7 mm at 82 minutes of heating. Starting from that moment, the rebars slip rate was accelerated following an exponential trend until the failure of the bond after **117 minutes** of fire exposure. The maximum value of the rebars slip was recorded at the moment of the slab collapse and was equal to 2.8 mm.

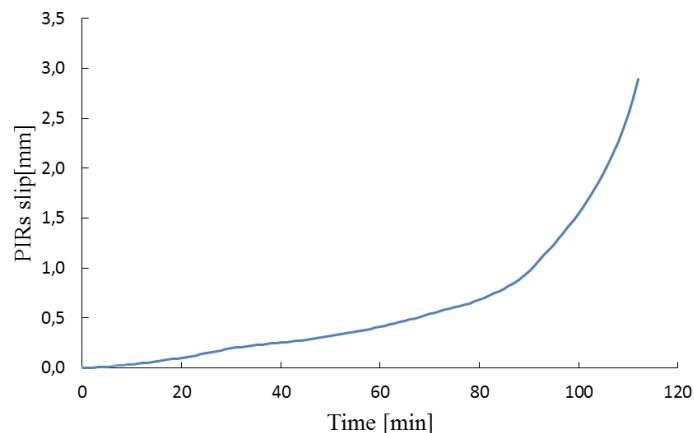


Fig. 5. 22: Evolution of the PIRs slip during the test measured by the Invar bars

In addition to the measurement of the PIRs slip, the Invar bars were used to assess the rotation of the slab during the fire test. Fig. 5.23 represents the rotation of the slab during the fire test over a time interval of 15 minutes. At the beginning of the fire test, the wall/slab interface is supposed to be perfectly vertical and the slab is in contact with the wall over its entire thickness. During the first 15 minutes of fire exposure, a small opening was observed at the wall/slab interface caused by a 0.1 mm rebars slip (Fig. 5.22), which could be generated by the mechanical loading of the slab. After 30 minutes of heating,

the wall/slab interface seemed to not rotate but shifted by 0.1 mm. This shift can be attributed to the thermal expansion of the wall under temperature effect. Indeed, calculation showed that after 30 minutes of fire exposure, the wall could expand by 0.1 mm (Pinoteau, et al., 2013).

After 45 minutes of heating, a combination of rotation and horizontal translation was recorded. In fact, the slab horizontal translation can be explained by the temperature propagation in the section of the wall, which leads to an additional thermal expansion. However, the slab rotation can be explained by the slip of the PIRs under the temperature effect, which is the origin of the progressive fall of the slab inside the furnace, as described in section 5.4.3. Starting from the 60th minute of heating, the slab rotation had become more important and was continuously increasing. The rotation of the slab is highlighted by the important sliding of the Invar bars indicating the PIRs slip (Fig. 5.22). This is also confirmed by the analysis of the slab curvature in Fig. 5.20, where it is shown that the decrease in the vertical displacement of the slab after 30 minutes of heating was mainly due to a rotation at the wall/slab interface.

After 75 minutes of fire exposure, a negative displacement values of the order of - 0.7 mm were recorded by the Invar bars positioned at 25 mm height in the slab section. This negative displacement values recorded in the bottom of the slab reflect the softening of the concrete at the wall/slab interface under high temperature effect (section 5.4.3), leading consequently to the penetration of the slab into the softened portion of the wall.

Fig. 5.23 shows that the rotation movement at the wall/slab interface was accelerated during the last minutes of the fire test, and was the cause behind the slab collapse after **117 minutes** of ISO fire exposure. Hence, these results confirm that the slab collapse was essentially caused by the PIRs sliding due to the decay in their load bearing capacity under the temperature effect.

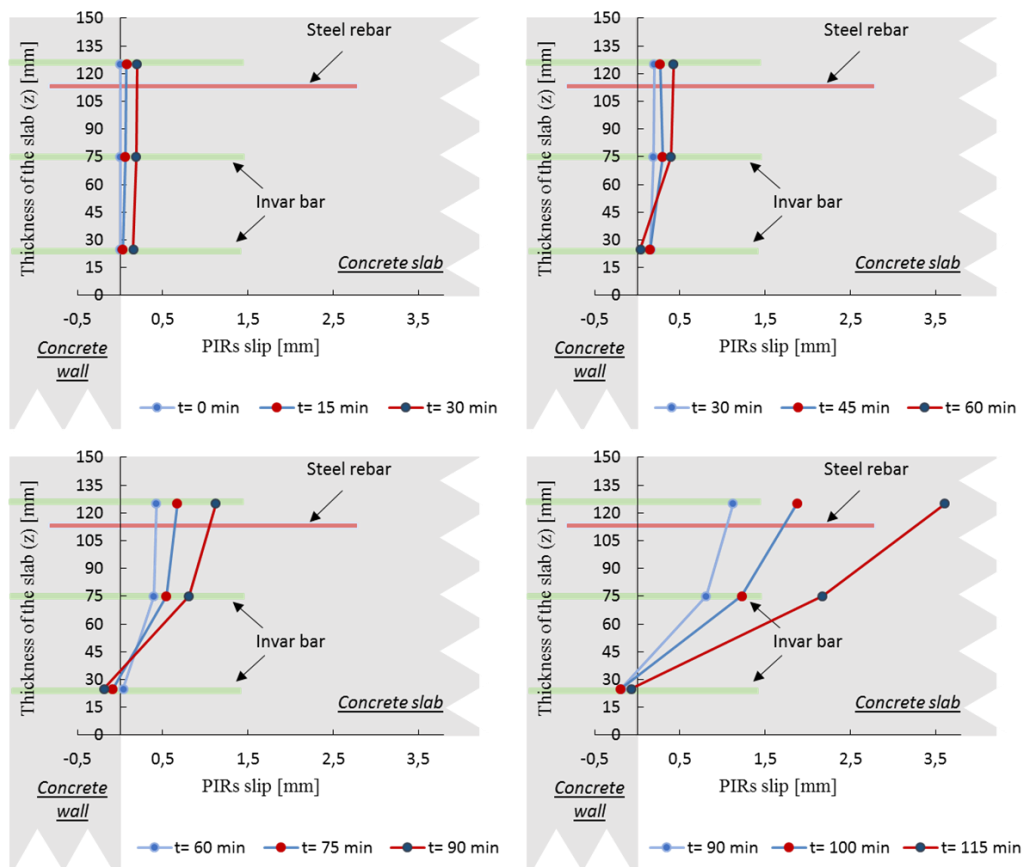


Fig. 5. 23: Evolution of the slab rotation during the fire test measured by the Invar bars

5.4.6. Fracture interface analysis

The analysis of the data collected during the fire tests showed that the failure was caused by the PIRs sliding and extraction under the high temperature effect. Fig. 5.24 shows a section of a PIR after the fire test. The fractography analysis highlighted the presence of a mixed failure mode along the bond. A resin/concrete interface failure mode was observed at the beginning of the bond, up to the two thirds of the embedment length, while the last third of the embedded part presented a steel/resin interface failure mode. This mixed failure mode is the result of a significant thermal gradient present along the bond at the moment of failure, as confirmed by the thermal profiles recorded during the test (Fig. 5.15). The presence of a mixed failure mode along the PIRs suggests that failure was caused by the glass transition of the epoxy resin. Indeed, the resin glass transition leads to a significant decay in the anchors load bearing capacity as mentioned in a previous paper (Lahouar, et al., 2017). Previous characterization tests carried out on the epoxy resin used in this fire test showed that the resin glass transition temperature was around 61°C (Lahouar, et al., 2017). Thermal profiles recorded along the PIRs (Fig. 5.15) showed that the temperature at the bond had largely exceeded 61°C, which confirms that the resin glass transition is the main cause behind the collapse of the slab.

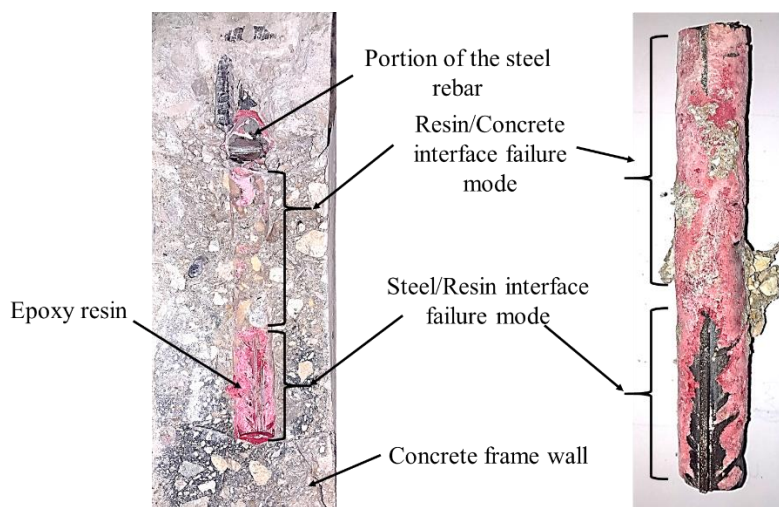


Fig. 5. 24: Anchor's section analysis after collapse

5.5. Conclusion

This paper presents a full-scale validation test of a design method proposed for post-installed rebars in a slab/wall configuration in fire situation. The tested structure was composed of a concrete cantilever slab connected to a wall by 8 chemical PIRs, mechanically loaded by a 325 kg dead weight and thermally loaded following the ISO 834-1 time-temperature curve (CEN EN 1992-1-2, 2005). The time of the slab collapse predicted by the design method was comprised between 114 minutes and 136 minutes of ISO fire exposure. The prediction of the time of collapse was carried out by the determination of the PIRs bearing capacity during heating and by the quantification of the tensile force applied on each rebar. The slab collapse occurred after 117 minutes of heating. The validation test showed that the proposed design method provides a failure time close to the experimental one. Therefore, results show that the established assumptions are in good agreement with the reality.

From the analysis of the results obtained during the experimental validation test, several conclusions could be derived.

- The temperature measured along the PIRs during the fire test has not exceeded 100°C. In fact, calculated thermal profiles, using the concrete thermal properties provided by the Eurocode 2 part 1-2, allowed to correctly predict the temperature increase along the PIR, which helped in some ways to accurately estimate the time of collapse of the cantilever slab. Indeed, the superposition of thermal profiles showed that the finite element thermal model using data from

the Eurocode 2 allows to precisely predict the temperatures in the concrete section as long as the temperature is below 100°C. However, above 100°C, the model is not able to predict the retarding effect of the vaporization plateau and therefore, leads to an overestimation of the temperature profiles.

- The heating of the slab during the fire test have generated a thermal gradient in the concrete section, causing a differential thermal expansion between the two surfaces of the slab, and leading to an upward vertical displacement, which should be taken into account when designing PIRs in a fire situation.
- The maximum positive vertical displacement of the slab was reached after 28 minutes of ISO fire exposure and was equal to +18.7 mm. After 28 minutes, the slab started falling inside the furnace due to the sliding of the bonded rebars, caused by the decay in their mechanical properties at high temperature.
- The analysis of displacements recorded by the DIC system during the fire test showed that the slab had curved in its center under the thermal effect. The DIC system highlighted that the thermal curvature of the slab under the thermal effect was continued after at least 90 minutes of ISO fire exposure. After that, a change in the shape of the slab was observed, which can be the result of the concrete softening at high temperature and the attenuation of the amplitude of the thermal gradient between the two surfaces of the slab.
- The analysis of the slab rotation during the fire test showed that the PIRs sliding had become critical starting from 92 minutes of heating.
- Finally, the slab collapse was mainly caused by the slip of the chemical PIRs due to the resin glass transition.

To conclude, the analysis of the different results obtained during the fire test showed how much the design of structures in fire situation is complicated due to the intervention of several phenomena. The design method presented in this paper allowed to determine the time of collapse of PIRs directly from the evolution of the bond resistance profile and from temperature profiles, which allowed escaping all the complexities and difficulties linked to the determination of the bond stress distribution along the bond. Indeed, the determination of the bond stress distribution along PIRs in fire situation can be carried out using analytical models, and will be the subject of an upcoming paper.

Conclusion de la partie 2

La partie 2 comporte une étude expérimentale sur le comportement mécanique à haute température des ancrages chimique à l'échelle des matériaux, de l'ancrage et de la structure. Dans cette partie, une attention particulière a été portée sur l'étude de l'influence de la température sur les résines utilisées. Les essais de caractérisation à haute température présentés dans les chapitres 3 et 4, effectués sur les résines époxydes étudiées ont montré que la température affecte considérablement le comportement mécanique des résines en agissant de deux manières différentes.

Dans un premier temps, le chauffage peut agir positivement sur le comportement mécanique des résines polymères grâce au phénomène de postcure. En effet, il a été démontré par les essais DSC, présentés dans les chapitres 3 et 4, que lorsque la résine est polymérisée à température ambiante, son degré de réticulation n'atteint généralement pas son niveau maximum. Le chauffage de la résine à posteriori permet de redonner de la mobilité aux molécules n'ayant pas réagi avec le durcisseur. Par conséquent, le réseau moléculaire se densifie d'avantage et fait avancer la réaction de polymérisation, entraînant par la suite une amélioration des propriétés mécaniques de la résine.

Cependant, l'augmentation de la température de la résine jusqu'à une certaine valeur engendre des conséquences néfastes sur ses propriétés physiques et mécaniques. En effet, chaque résine polymère possède une température de transition vitreuse, à partir de laquelle son état physique passe de l'état vitreux à l'état caoutchouteux. Cette température de transition vitreuse est caractéristique de la résine et dépend essentiellement de sa composition chimique et de son histoire thermique (Paragraphe 2.4.4). Le chauffage de la résine au-delà de sa température de transition vitreuse génère une modification de son état physique, accompagnée d'une chute considérable de ses performances mécaniques.

En plus de la transition vitreuse, le chauffage de la résine sous certaines conditions amplifie le phénomène de fluage (Paragraphe 2.4.6) dégradant en conséquence ses propriétés mécaniques. En effet, la superposition des résultats des essais d'arrachement à température stabilisée et à effort constant a mis en évidence la présence d'un écart entre les résistances en adhérence obtenues par ces deux procédures sur une certaine plage de température. L'interprétation de cet écart a permis de confirmer la présence d'une part, d'un phénomène de postcure lors des essais d'arrachement à température stabilisée, déclenché par l'exposition prolongée de la résine à des températures élevées et provoquant une amélioration de ses propriétés mécaniques, et d'autre part d'un phénomène de fluage de la résine lors des essais d'arrachement à effort constant générant une baisse de sa résistance. La combinaison du chauffage et de l'effort constant augmente donc le déplacement différé de la résine et agit négativement sur ses performances mécaniques.

L'augmentation de la température modifie aussi le comportement mécanique global de l'ancrage. Les courbes de variation de la contrainte d'adhérence en fonction du glissement de l'ancrage, obtenues lors des essais d'arrachement à température stabilisée, ont permis d'observer des changements du comportement mécanique et du profil de rupture avec la température. Ces modifications semblent avoir un lien direct avec la température de transition vitreuse de la résine. En effet, que ce soit pour les scellements chimiques dans le béton, ou bien pour les goujons collés dans le bois, la raideur de l'ancrage varie peu lorsque la température du joint de colle est inférieure à la température de transition vitreuse de la résine (T_g). Cependant, dès que la température atteint la T_g , une décroissance remarquable de la raideur est observée, accompagnée d'un changement du mode de rupture.

Le paragraphe 3.3.3 montre qu'à des températures inférieures à la T_g de la résine, les scellements chimiques présentent une rupture cohésive à l'interface acier/résine. Néanmoins, pour des températures proches de la T_g , un profil de rupture mixte est observé, traduisant le début de la transition vitreuse de la résine. Cependant, pour des températures très supérieures à la T_g , un mode de rupture adhésif à l'interface résine/béton a été enregistré, signifiant l'affaiblissement de l'adhérence entre le béton et la résine.

Des observations similaires ont été enregistrées dans le cas des goujons collés dans le bois (Paragraphe 4.3.2.1). Une rupture dans le bois a généralement été observée pour des températures inférieures à la Tg de la résine puisque le bois présente la résistance en cisaillement la plus faible parmi les trois matériaux composant l'ancrage, à la température ambiante. Pour des températures proches de la Tg, un mode de rupture mixte a été observé reflétant une transition vitreuse partielle le long du joint de colle. Enfin, un mode de rupture adhésif à l'interface bois/résine ou résine/acier a été observé pour des températures supérieures à la Tg, provoqué par la chute du module de cisaillement de la résine (Fig. 4.6) et de ses propriétés d'adhérence.

En plus de la température, le comportement mécanique des goujons collés dépend aussi de l'orientation du fil du bois. En effet, les courbes d'arrachement obtenues lors des essais à température stabilisée (Paragraphe 4.3.2.1 et 4.3.3) montrent que la raideur de l'ancrage est plus faible lorsque le goujon est collé perpendiculairement au fil. En outre, un mode de rupture ductile a été observé même à température ambiante dans le cas de goujons collés perpendiculairement au fil du bois, contre un mode de rupture fragile pour les goujons collés parallèlement au fil pour des températures inférieures à la Tg.

La méthode de dimensionnement des ancrages chimiques en situation d'incendie proposée dans le chapitre 3 paragraphe 3.3.4, a été appliquée dans le chapitre 5 pour dimensionner un essai au feu à l'échelle 1 sur une dalle en béton en console, ancrée dans un mur par 8 scellements chimiques. La durée de résistance au feu prédite par les calculs en utilisant cette méthode était autour de 120 minutes.

L'essai au feu a permis d'étudier le comportement d'une structure assemblée par des ancrages chimiques et d'observer les phénomènes qui s'y produisent à haute température. Un soulèvement de la dalle a été observé pendant les 30 premières minutes de l'essai, généré par le gradient thermique présent dans la section du béton et entraînant une dilatation différentielle entre les deux faces de la dalle. Ce phénomène est connu sous le nom d'« effet bilame ». Le soulèvement maximal a été enregistré après 28 minutes d'exposition au feu et était de l'ordre de 18.7mm. A partir de ce moment-là, la dalle a commencé à tomber progressivement à l'intérieur du four suite à l'augmentation de la température au niveau des ancrages chimiques provoquant leur glissement. L'étude a montré que le glissement pouvait être provoqué par l'accélération du fluage de la résine sous l'effet de la température et par sa transition vitreuse.

La mesure du glissement des ancrages par des barres d'invar et de la rotation de la dalle par des inclinomètres ont montré que la dalle commençait à s'effondrer à partir de 92 minutes d'exposition au feu. L'essai avait duré 117 minutes, et s'est achevé par la chute de la dalle à l'intérieur du four. L'analyse des ancrages après l'essai a révélé un mode de rupture mixte le long des ancrages, ce qui confirme la présence d'un phénomène de transition vitreuse au niveau du joint de colle au moment de la ruine.

L'essai au feu sur la dalle en console a donc permis de constater que la durée de résistance au feu prédite par la méthode de dimensionnement est proche de celle obtenue expérimentalement. Ce résultat valide l'utilisation de cette méthode dans la prédiction de la résistance au feu des ancrages chimiques à partir d'une série d'essais à haute température réalisés à l'échelle de l'ancrage.

Cependant, la prédiction de la durée de résistance au feu des ancrages chimiques par la méthode d'intégration des résistances repose seulement sur la connaissance des profils thermiques le long de l'ancrage au cours de son exposition au feu. En effet, les profils de résistance sont uniquement déterminés à partir de l'association d'une valeur de résistance en adhérence à chaque élément de l'ancrage en fonction de sa température. Les éléments de l'ancrage sont ensuite supposés fournir le maximum de leurs performances jusqu'au moment de l'arrachement. Le comportement mécanique de l'ancrage est donc décrit par cette méthode comme étant élastique parfaitement plastique (paragraphe 3.3.4).

La méthode d'intégration des résistances, présentée dans les chapitres 3 et 5, ne tient donc pas compte du comportement pré-pic et post-pic de la courbe d'arrachement, et par conséquent, ignore la

compatibilité des déplacements entre les éléments de l'ancrage. La non-prise en compte de la compatibilité des déplacements entre les éléments de l'ancrage conduit d'une part, à un éventuel déséquilibre de la répartition des efforts entre les éléments de l'ancrage, et d'autre part à une surestimation des profils de résistance et donc de la durée de résistance au feu, comme expliqué dans le chapitre 3. Par conséquent, la méthode d'intégration des résistances, validée dans le chapitre 5, risque d'être non conservative. De plus, cette méthode ne donne aucune information sur l'état des contraintes le long de l'ancrage et sur leur évolution au cours d'une exposition au feu.

Le seul moyen de tenir compte de la compatibilité des déplacements et de connaître la répartition des contraintes le long des ancrages chimiques est donc de développer un modèle analytique ou numérique, permettant de simuler le transfert d'efforts le long de l'ancrage tout en tenant compte de l'influence de la température sur les propriétés mécaniques du joint de colle.

Partie 3

Modélisation de la distribution des contraintes le long des ancrages chimiques en situation d'incendie

Introduction de la troisième partie

Le chapitre 5 de ce manuscrit a permis de valider le dimensionnement des ancrages chimiques en situation d'incendie en utilisant la méthode d'intégration des résistances. La validation a été effectuée à travers la comparaison entre la résistance au feu prédite par cette méthode et celle obtenue expérimentalement lors de l'essai au feu sur une dalle en console ancrée chimiquement dans un mur en béton.

La prédiction de la résistance au feu des ancrages chimiques par la méthode d'intégration des résistances suppose que les éléments de l'ancrage fournissent le maximum de leurs performances au moment de la ruine. Le comportement mécanique à haute température des ancrages chimiques est donc décrit par cette méthode comme étant élastique parfaitement plastique. Plus précisément, la méthode suppose qu'une fois la contrainte d'adhérence de l'élément de l'ancrage atteint sa valeur maximale (la résistance en adhérence), celle-ci demeure constante jusqu'à l'arrachement, indépendamment de la valeur du glissement enregistrée.

Cependant, les courbes de variation de la contrainte d'adhérence en fonction du glissement de l'ancrage, obtenues à différentes températures par des essais d'arrachement à température stabilisée (Paragraphe 3.3.1.1 et 4.3.2.1), montrent que la valeur de la contrainte d'adhérence décroît juste après avoir atteint un pic au moment de l'arrachement. D'autre part, comme discuté dans le paragraphe 3.3.4, la méthode d'intégration des résistances ignore le comportement post-pic des ancrages et ne tient donc pas compte de la dégradation de la valeur de la contrainte d'adhérence à partir d'une certaine valeur du glissement (Fig. 3.15). De plus, la valeur de résistance en adhérence attribuée à chaque élément de l'ancrage repose uniquement sur la connaissance de sa température à un instant donné de la sollicitation au feu, et ne tient donc pas compte de compatibilité des glissements entre les éléments et de l'état des contraintes. Il est donc nécessaire de vérifier l'hypothèse de la méthode d'intégration des résistances sur le comportement mécanique des ancrages chimiques pour pouvoir conclure si cette méthode est applicable dans le cadre sécuritaire.

Le seul moyen de vérification est l'étude de la répartition des contraintes le long de l'ancrage avec la prise en compte à la fois de la compatibilité des déplacements entre les éléments de l'ancrage et de l'effet de la température sur les propriétés mécaniques du joint de colle. Si le modèle parvient à démontrer que tous les éléments de l'ancrage atteignent leur capacité résistante maximale simultanément au moment de l'arrachement, ceci veut dire que l'hypothèse du modèle est validée.

La partie 3 de ce manuscrit présente un modèle de cisaillement différé, connu sous le nom de « Shear-lag », permettant de décrire la répartition des contraintes le long des ancrages chimiques. Le modèle shear-lag est basé sur les équations de (Volkersen, 1938) et permet d'étudier l'adhérence des armatures ou des goujons dans un matériau d'enrobage (bois, béton, mortier). Le calcul de la répartition des contraintes peut se faire en se basant soit sur les propriétés mécaniques des matériaux constituant l'ancrage (modèles généraux du collage), soit sur les propriétés globales de l'ancrage (modèles propres à l'adhérence).

Deux méthodes peuvent être envisagées pour introduire l'influence de la température sur le comportement mécanique du joint de colle. La première méthode appartient à la famille des modèles généraux du collage et consiste à injecter la variation du module de cisaillement de la résine en fonction de la température dans les équations constitutives du modèle, en passant par la loi de Hooke. La variation du module de cisaillement de la résine en fonction de la température peut être obtenue à partir des essais DMA, présentés dans le paragraphe 4.2.1. Néanmoins, l'utilisation de la loi de Hooke n'est valable que dans le domaine élastique. Par conséquent, l'utilisation d'une telle loi implique que le modèle ne serait pas capable de décrire le comportement mécanique des ancrages au-delà du domaine élastique. Malheureusement, un tel modèle ne permet pas de prédire la ruine de l'ancrage et donc ne permet pas

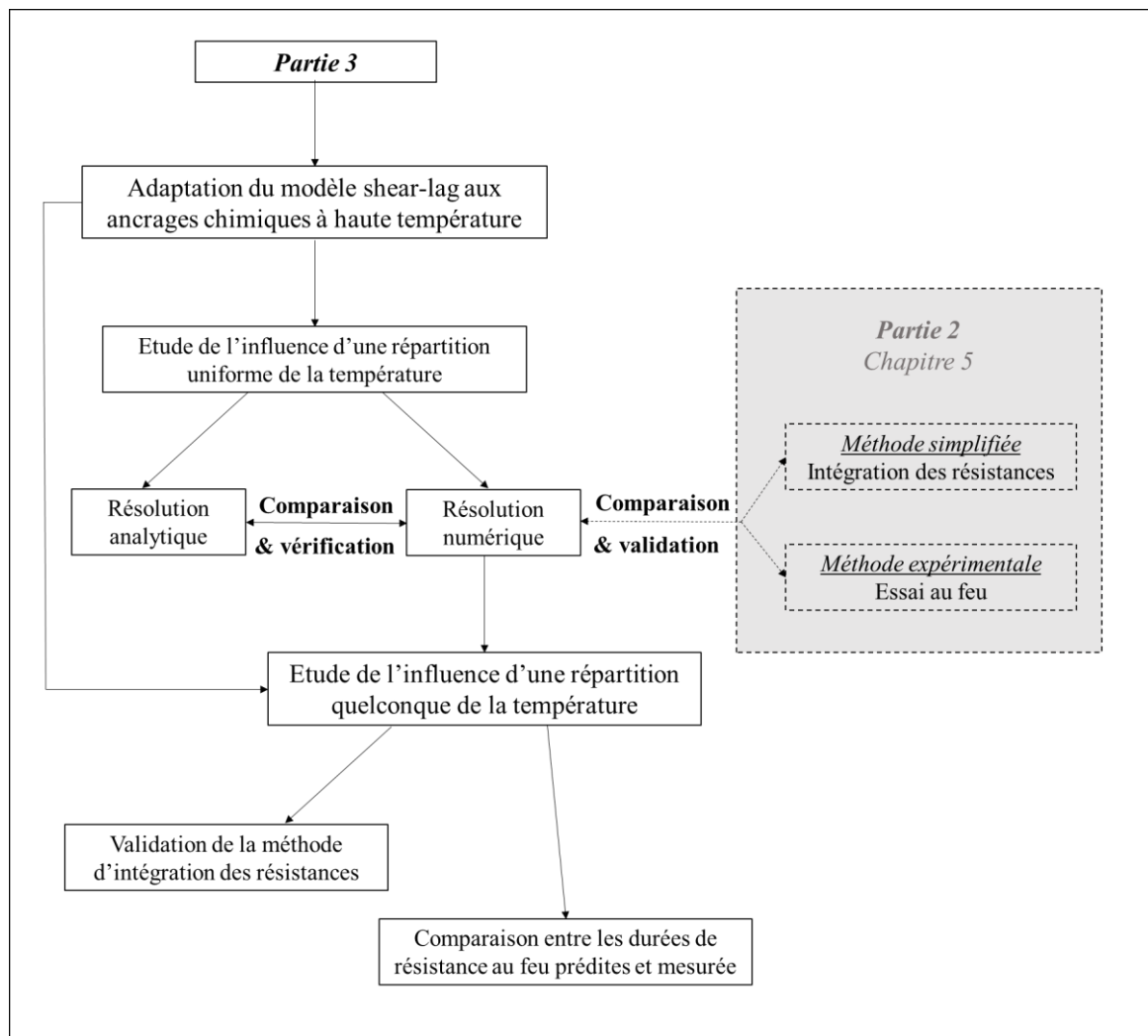
de vérifier l'état des contraintes au moment de la rupture de l'adhérence. Cette méthode est donc à écarter.

La deuxième méthode appartient à la famille des modèles propres à l'adhérence et s'appuie dans la résolution des équations sur la variation du comportement mécanique global de l'ancrage en fonction de la température. Le comportement global de l'ancrage est décrit à partir des courbes de variation de la résistance en adhérence en fonction du glissement, obtenues par les essais d'arrachement à température stabilisée. Cependant, il n'est pas facile de résoudre le modèle en utilisant directement ces courbes comme données d'entrée. Ces courbes sont donc souvent approximées par des modèles mathématiques, appelés modèles d'adhérence, permettant faciliter la résolution.

Plusieurs modèles d'adhérence existent dans la littérature, décrivant le comportement mécanique des ancrages selon le niveau de simplification recherché. D'une manière générale, l'utilisation des modèles d'adhérence simples comme données d'entrée permet une résolution analytique des équations du shear-lag, cependant, les modèles d'adhérence complexes requièrent assez souvent le déploiement des outils numériques.

Le chapitre 6 de ce manuscrit présente le développement d'un modèle shear-lag non-linéaire adapté aux ancrages chimiques, permettant de prédire la répartition des contraintes le long des ancrages pour une distribution thermique quelconque et capable de déterminer leur durée de résistance au feu.

Le schéma ci-dessous décrit les démarches suivies ainsi que les principaux objectifs et résultats recherchés dans la troisième partie du manuscrit.



Chapitre 6

Etude de la répartition des contraintes et prédiction du temps de ruine des ancrages chimiques en situation d'incendie par un modèle shear-lag non linéaire

*Ce chapitre reprend l'intégralité de l'article intitulé «**A nonlinear shear-lag model applied to chemical anchors subjected to a temperature distribution**» soumis au International Journal of Adhesion and Adhesives le 23 septembre 2017. Cet article adapte le modèle shear-lag à la configuration des ancrages chimiques soumis à une variation de température. L'objectif de cette étude théorique est tout d'abord d'étudier l'influence de la température sur la répartition des contraintes le long de l'ancrage et ensuite de prédire la durée de résistance au feu de ce système d'assemblage. Ce chapitre propose tout d'abord un résumé de l'article puis l'expose in extenso.*

Digest de l'article

L'article commence par la présentation de quelques travaux théoriques effectués dans le passé pour prédire la répartition des contraintes dans les joints de colle afin d'optimiser leurs performances. Ces modèles reposent essentiellement sur les équations du modèle shear-lag proposé par O. Volkersen en 1938 (Volkersen, 1938) pour étudier le transfert d'efforts dans les assemblages vissés. La résolution de ce modèle se faisait d'une manière analytique jusqu'aux années 1970, où des outils de résolution numérique ont vu le jour. Ces outils ont permis en effet d'introduire de nouveaux paramètres dans les équations du modèle afin de tenir compte des différents phénomènes se produisant dans un joint de colle. Il a été donc possible, en utilisant ces outils, de simuler l'influence de ces différents paramètres sur le comportement mécanique du joint de colle et d'optimiser la capacité portante des assemblages collés.

Malgré l'abondance des travaux théoriques menés pour analyser le mécanisme de transfert d'efforts dans les joints de colle, très peu de chercheurs se sont intéressés à l'étude de l'influence de la température sur le comportement mécanique de ces systèmes. Les quelques travaux existants qui étudient l'impact de la température sur les joints de colle montrent un changement du comportement mécanique et de la capacité portante lorsque la température augmente. Néanmoins, très peu d'informations existent dans ces travaux, relatives à l'effet de la température sur l'état des contraintes dans le joint de colle.

Cet article a pour objectifs d'adapter les équations du modèle shear-lag au problème mécanique des ancrages chimiques soumis à une variation de température afin d'étudier l'influence de cette dernière sur la répartition des contraintes le long de l'ancrage et afin d'essayer d'interpréter le phénomène de ruine à haute température. Pour atteindre ces objectifs, il est donc indispensable d'introduire la non-linéarité dans le modèle afin de pouvoir décrire l'état des contraintes au moment de l'arrachement.

La première partie de cet article présente les hypothèses établies et les étapes à suivre pour aboutir aux équations constitutives du modèle shear-lag appliqué au problème mécanique des ancrages chimiques et permettant de tenir compte de la variation de la température dans l'ancrage. La résolution du modèle shear-lag développé dans cet article repose sur la connaissance de la loi de comportement de l'ancrage à différentes températures. Cette loi de comportement est représentée par un modèle d'adhérence permettant de décrire l'évolution de la contrainte d'adhérence générée dans le joint de colle en fonction du glissement de l'ancrage.

L'étude de l'effet de la température sur l'état des contraintes dans le joint de colle est étudiée dans cet article en deux étapes. La première étape se concentre sur l'étude du cas particulier de la propagation uniforme de la température dans l'ancrage. L'objectif de cette étape est tout d'abord d'expliquer la démarche à suivre dans la résolution des équations et détaille l'utilisation des conditions aux limites pour résoudre le modèle. Un modèle bilinéaire est utilisé dans un premier temps comme modèle d'adhérence permettant de décrire le comportement mécanique de l'ancrage à différentes températures. La raison du choix de ce modèle d'adhérence est la simplicité qu'il apporte pour résoudre les équations de manière analytique.

Toujours dans le cas d'une température uniforme, le modèle shear-lag est résolu numériquement par différences finies afin de pouvoir ensuite introduire des modèles d'adhérence plus complexes et plus représentatives du comportement mécaniques des ancrages chimiques. La comparaison entre les profils des contraintes obtenues par la méthode analytique et par différences finies a montré que les résultats fournis par ces deux méthodes sont identiques, ce qui a permis de valider l'utilisation de l'outil numérique dans la résolution des équations du shear-lag.

L'étude de l'influence d'une propagation uniforme de la température en utilisant ces méthodes a permis de constater une redistribution des contraintes le long de l'ancrage sous l'effet de la température. En effet, les résultats montrent que pour un même niveau d'effort appliqué en tête d'ancrage, le profil des contraintes axiales, présentant une tendance exponentielle à température ambiante, devient linéaire sous l'effet de la température. La linéarisation des contraintes axiales le long de l'ancrage conduit par conséquent à une distribution uniforme des contraintes d'adhérence dans le joint de colle. Cependant, comme démontré lors des essais d'arrachement à haute température (chapitres 3 et 4), l'augmentation de la température est accompagnée par une diminution de la résistance en adhérence de l'ancrage. Cette diminution de résistance se manifeste par la chute de la valeur des contraintes d'adhérence au début de l'ancrage et leur concentration dans le fond de l'ancrage.

Enfin, l'analyse de la distribution du glissement le long de l'ancrage a montré que l'augmentation de la température génère une augmentation de la valeur du glissement des éléments constituant l'ancrage puisque comme démontré dans le chapitre 3.3.2, l'augmentation de la température fait diminuer la raideur de l'ancrage.

La suite de ce chapitre s'intéresse à l'étude de l'influence d'une distribution quelconque de la température sur l'état des contraintes dans l'ancrage. Afin d'apporter plus de précisions, la modèle d'adhérence Model Code 2010 a été utilisé pour décrire l'évolution du comportement mécanique des ancrages chimiques à différentes températures. Les paramètres de ce modèle d'adhérence ont été extraits à partir des courbes de variation de la contrainte d'adhérence en fonction du glissement de l'ancrage obtenues par des essais d'arrachement à différentes températures.

Dans la suite de cette section, le modèle shear-lag est appliqué à la configuration de l'essai au feu grandeur nature présentée dans le chapitre 5 de ce manuscrit. Les profils thermiques théoriques présentés dans le paragraphe 5.3.3.2 et utilisés dans la prédiction de la résistance au feu de la dalle par la méthode d'intégration des résistances ont été injectés dans le modèle shear-lag. L'objectif de cette étape est d'étudier l'évolution de la distribution des contraintes dans l'ancrage au cours de l'essai au feu et d'essayer d'interpréter le mécanisme de la ruine de la dalle provoquée par le glissement des armatures.

L'analyse des profils des contraintes a montré que contrairement au cas d'une distribution uniforme de la température, le profil des contraintes axiales présente une tendance logarithmique dans le cas d'un gradient thermique. L'augmentation de la quantité de l'effort de traction appliqué à l'ancrage jusqu'à l'endommagement du joint de colle conduit à la saturation des contraintes axiales dans la partie endommagée suite au décollement de l'armature sur cette zone.

L'analyse de la distribution des contraintes d'adhérence le long du joint de colle a montré une concentration des contraintes dans les zones les plus froides de l'ancrage. L'augmentation de l'effort

appliqué conduit à la saturation des contraintes dans ces zones froides et à l'augmentation de leur valeur au début de l'ancrage, c'est-à-dire dans la partie la plus chaude. L'augmentation de l'effort de traction jusqu'à une certaine valeur provoque la fissuration et l'endommagement du joint de colle suite à la saturation des contraintes d'adhérence dans le début de l'ancrage. Par conséquent, l'ancrage glisse et la contrainte d'adhérence s'annule au début de l'ancrage du fait du décollement.

L'analyse de l'évolution des contraintes d'adhérence le long de l'ancrage a permis essentiellement de démontrer qu'au moment de l'arrachement, tous les éléments de l'ancrage fournissent le maximum de leurs performances, c'est-à-dire qu'au moment de l'arrachement, le niveau des contraintes d'adhérence dans tous les éléments de l'ancrage atteint la valeur de la résistance en adhérence. Cette remarque importante implique la validation de la méthode d'intégration des résistances puisque cette méthode suppose que l'arrachement se produit lorsque les contraintes saturent dans tous les éléments de l'ancrage. Cette constatation a été confirmée par la suite à travers la comparaison entre les temps de résistance au feu prédits par le shear-lag et celui prédit par la méthode d'intégration des résistances. En effet, la comparaison a démontré que ces deux méthodes prédisent des temps de résistance au feu équivalents.

En conclusion, le modèle shear-lag a permis d'observer un changement de l'état des contraintes sous l'effet de la température et de mettre en évidence leur redistribution vers les zones les plus froides de l'ancrage dans le cas d'un gradient thermique. Le modèle a permis aussi de valider l'hypothèse de la méthode d'intégration des résistances et de montrer que la prise en compte de la compatibilité des déplacements entre les éléments de l'ancrage ne modifie pas significativement la durée prédite de la résistance au feu des ancrages chimiques.

A nonlinear shear-lag model applied to chemical anchors subjected to a temperature distribution

Mohamed Amine Lahouar^{a,b,*}, Nicolas Pinoteau^b, Jean-François Caron^a, Gilles Foret^a, Romain Mege^b

^a Université Paris-Est, Laboratoire Navier (UMR 8205), Ecole des Ponts ParisTech, F-77455 Marne-la-Vallée, France

^b Université Paris-Est, Centre Scientifique et Technique du Bâtiment (CSTB), 84 avenue Jean Jaurès, Champs-sur-Marne, 77447 Marne-la-Vallée Cedex 2, FRANCE.

Abstract

Adhesive joints are increasingly used in bridges and buildings construction thanks to their high mechanical properties and their ease of implementation. However, the load transfer mechanism within adhesive joints is complex and has been the subject of several studies since 1938. Several models have been developed to quantify the stress distribution along bond joints. Nevertheless, very few models exist today to study the stress distribution in chemical anchors by taking into account the temperature effect. This paper presents a non-linear shear-lag model adapted to chemical anchors allowing predicting their stress distribution profiles and fire resistance duration for any temperature distribution. The model highlights the importance of the temperature distribution on the stress profile. The paper shows that when the anchor reaches its maximum axial force, all the elements composing the anchor provide their maximum performance at the same time.

6.1. Introduction

Over the years, the use of structural adhesive bonding techniques in concrete constructions is constantly increasing (Hugenschmidt, 1982). Bonding techniques are employed for different applications such as cracks and joints filling, bonding concrete to concrete, metal to metal, steel to concrete and recently composite materials to timber or concrete (Chataigner, et al., 2010) (Nguyen Trung, et al., 2015). The main advantage of the use of bonding techniques in construction is that bond stresses are more uniformly distributed over the bonded surface area than with other conventional fastening methods such as bolts and rivets (Kumar, 2009). This allows working with small bearing areas, and therefore leads to lighten the weight of the structure (Carbas, et al., 2014).

Adhesive joints ensure the load transfer from one adherent to another, essentially by shear stress (Zhu & Kedward, 2005). Nevertheless, the stress distribution along the bond joint is not usually uniform, and exhibit localized concentration in specific areas, which reduces the bond resistance and leads in the majority of cases to its failure (Kumar & Khan, 2016). Several studies have been conducted and refined for more than seven decades in order to analyze the axial, shear and peel stress distribution along the bond joint. (Volkersen, 1938) was the first to propose a simple Shear-lag model in 1938, to predict the stress distribution along a mechanical joint with several fasteners. Later, the model was adapted for bonded lap joints but still ignoring the bending and the shear deformation of the adherents, in addition to ignoring the peel stress at the free ends of the joint. In 1944, (Goland & Reissner, 1944) had improved the Volkersen model by considering the shear and normal transverse deformations of the bond. After that, the shear-lag model was enhanced by (Oplinger, 1991) by introducing a layered beam theory instead of the classical homogeneous beam model for single lap joints. The improvements made on the Volkersen model were continued with (Hart-Smith, 1973) by including elastic-plastic adhesive behavior, and then by Tsai, Oplinger and Morton (Tsai, et al., 1998) by assuming a linear bond stress distribution along the adherents. All these analytical models provide a stress distribution along the bond with a peak of bond stress concentrated at the ends of the lap joint (Zhu & Kedward, 2005).

Since the 1970s, several numerical models have been developed to analyze the stress distribution in adhesively bonded joint (Chataigner, et al., 2011) (Hadj-Ahmed, et al., 2001). The development of

sophisticated numerical tools has widened the scope of study by including new points of interest. Numerous studies have focused on the mechanical analysis of lap joints by predicting the stress concentration factors (Wooley & Carver, 1971), implementing new theories (Carreira, et al., 2002) (Hadj-Ahmed, et al., 2001) and non-linear constitutive laws (Duong, et al., 2011) (Alvarez-Lima, et al., 2012), testing different extension rates (Deb, et al., 2007) and by evaluating the influence of the material properties on the stress distribution (Pickett & Hollaway, 1985) (Oplinger, 1991).

Numerical calculation tools were also used to predict the adhesive joint failure. Indeed, it is important to know the maximum load that the lap joint can support before its failure to ensure a safe design. The theoretical analysis of the interfacial debonding mechanism can be carried out according to two approaches:

- The strength of materials approach, which depends on the material properties and supposes that debonding occurs when the stress or the material strain exceeds a threshold value (Diaz Diaz, et al., 2002) (Diaz Diaz & Caron, 2006).
- The fracture mechanics approach, which involves the generalized stress intensity factors and the crack initiation factor. In this approach, the crack propagates once the interfacial toughness is exceeded (Caron, et al., 2006) (Diaz Diaz, et al., 2007).

The analysis of the debonding mechanism using these two approaches allowed concluding that the debonding starts always from the free ends, i.e. from the stress concentration areas. Consequently, several numerical and experimental parametric studies have been conducted to improve the strength properties of adhesively bonded joints. These studies target to reduce the amplitude of the stress peaks at the ends of the joint, making the stress more uniformly distributed over the bond.

Numerous researchers have studied the influence of the adhesive thickness on the mechanical performance of adhesively bonded joints and showed that the maximum strength decreases by increasing the adhesive thickness (Carbas, et al., 2014) (Diaz, et al., 2009). Other studies showed that when the thickness of the bond is not constant, the stresses are concentrated in the smallest thickness (Zhu & Kedward, 2005). It has also been demonstrated that increasing the bond length decreases the amplitude of the shear peak and makes the bond stress more uniformly distributed (Kumar, 2009) (Hadj-Ahmed, et al., 2001).

Other studies showed that the mechanical performance of an adhesive joint could be improved by properly varying the mechanical properties of the adhesive over the bond length (Carbas, et al., 2014) (Kumar & Scanlan, 2013). Indeed, the variation of the adhesive shear modulus over the bond leads to reduce the stress concentration at the ends of the joint (Kumar & Khan, 2016). The use of several adhesives in the same bond joint is one of the widely used techniques to improve the bond stiffness and shear modulus. Stiff and strong adhesives are used in the middle of the joint, and flexible and ductile adhesives are positioned at the ends (Da Silva & Adams, 2007) (Das Neves, et al., 2009). This configuration leads to a more uniform stress distribution and increases the bond strength (Pires, et al., 2003) (Bouiadjra, et al., 2007). In addition to the use of several adhesives, (Carbas, et al., 2014) showed that it is possible to modify the mechanical properties of the adhesive joint by heating the different portions of the bond at different temperatures.

In conclusion, parametric studies carried out on adhesively bonded joints have shown that the mechanical performance of the bond joint is mainly governed by the bond geometry and by the material properties of the adherents and adhesive. Almost all research works cited here were interested in the study of the stress distribution along the adhesively bonded joints without taking into account the temperature effect. Nevertheless, (Carbas, et al., 2014) showed that temperature modifies the mechanical properties of the adhesive joint.

This paper presents a nonlinear shear-lag model adapted to chemical anchors by taking into account the influence of temperature. The objective of this paper is to study the temperature effect on the stress distribution along the anchor and on its mechanical behavior, as well as on its fire resistance duration.

The first part of this paper is devoted to the adaptation of the shear-lag model to the mechanical problem of chemical anchors and to the thermo-mechanical coupling, while exposing the assumptions and the steps followed for the model constitution. The second part is reserved to study the effect of a uniform temperature distribution on the stress distribution along the anchor. This part is also devoted to the analytical and numerical resolution of the shear-lag differential equation and to the adaptation of the model to the imposed displacement mode for practical reasons. The third part of the paper deals with the general case of temperature distribution where the anchors are installed in a structure in a fire situation. This part focuses on the evolution of the mechanical behavior of the anchor for a given thermal profile and for different loading levels. Finally, the last part of the paper is devoted to the model validation by comparing the shear-lag model results with the experimental data and with results obtained by the resistance integration method, used to predict the fire resistance of chemical anchors.

6.2. Shear-lag model adapted to the mechanical problem of chemical anchors

Almost all shear-lag models presented in the literature analyze the stresses distribution along flat single or double lap joints. However, very few models take into account the temperature effect. This section deals with the adaptation of the shear-lag equations to the mechanical problem of chemically bounded anchors under temperature exposure and presents a continuity of the analytical work done by Nicolas Pinoteau during his PhD (Pinoteau, 2013). The studied configuration is composed of a concrete cylinder drilled axially in its center, and of a steel rebar of radius R , introduced into the drilled hole along an embedment length L . The spacing between the steel rebar and concrete, representing the thickness of the adhesive joint, denoted e (Fig. 6.1), is assumed to be negligible. The adhesion between steel and concrete is assumed to be perfect. An axial tensile force F is applied to the rebar, at the beginning of the anchor. The axial stress is assumed to be equal to zero at the bottom of the anchor. The anchor is attached to a cylindrical coordinate system, where the anchor axis corresponds to the x -axis and the abscissa zero corresponds to the bottom of the anchor. Fig. 6.1 represents the geometry and the mechanical configuration of the studied chemical anchor.

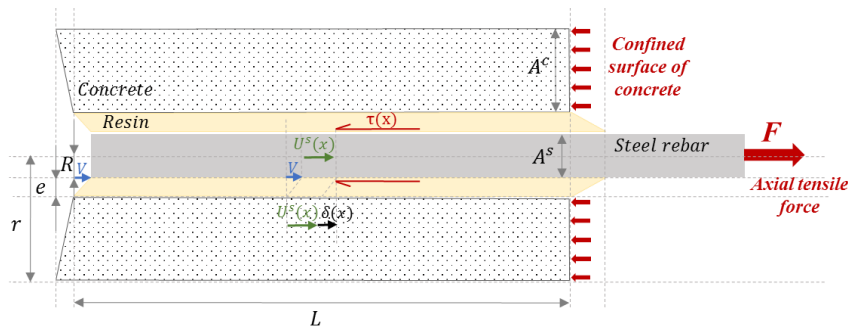


Fig. 6. 1: Geometrical and mechanical configuration of the studied anchor

6.2.1. Model assumptions and notions

Five assumptions are made in order to simplify the shear-lag resolution.

- i. The adherents (rebar and concrete) are homogeneous and linear elastic.
- ii. The adhesive transfers the axial load from the rebar to concrete only by shear stress.
- iii. Bending effects are neglected.
- iv. The normal stresses are uniformly distributed over the cross sections of the rebar and concrete.
- v. The thickness and width of the adhesive and the adherents are constant throughout the bond line.

Mechanical and geometrical quantities used in this paper are presented below.

σ^s : Axial stress in the steel rebar section [MPa]
 σ^c : Axial stress in the concrete section [MPa]
 ε^s : Steel rebar axial strain
 ε^c : Concrete axial strain
 E^s : Steel rebar elastic modulus (*independent of temperature*) [MPa]
 E^c : Concrete elastic modulus (*temperature dependent*) [MPa]
 A^s : Steel rebar section [mm²]
 A^c : Concrete section [mm²]
 R : Steel rebar radius [mm]
 L : Embedment length [mm]
 τ : Adhesive bond stress [MPa]
 $U^s(x)$: Elastic axial displacement of the steel rebar [mm]
 $U^c(x)$: Elastic axial displacement of the concrete induced by concrete crushing [mm]
 V : Axial displacement induced by the shearing of the adhesive at the bottom of the anchor [mm]
 δ : Rebar slip [mm]
 θ : Temperature of the element of anchor [°C]

6.2.2. Constitutive equations

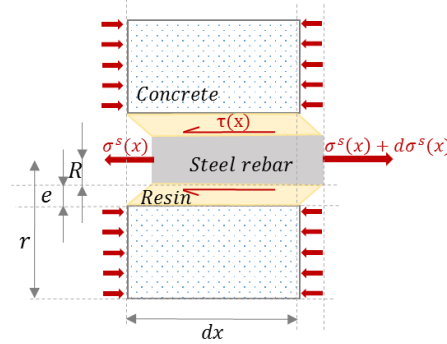


Fig. 6. 2: Forces equilibrium in the section of an element of the anchor

Let us consider the element of the anchor presented in Fig. 6.2. The equation of the forces equilibrium can be written as follows.

$$\sigma^s(x) A^s + \sigma^c(x) A^c = 0 \quad (6.1)$$

In this equation, the axial stress is assumed to be independent of the radial coordinate of the anchor element (assumption iv). This assumption is generally accepted and used for steel. However, it remains to be checked in the radial direction of the concrete section A^c . This verification is necessary since the concrete section A^c will be used further in the shear-lag calculations.

The relationship between the axial stress and the adhesive bond stress is obtained by load equilibrium on an element of the bond of length dx (equation (6.2)).

$$\tau(x) = \frac{R}{2} \frac{d\sigma^s(x)}{dx} \quad (6.2)$$

The anchor slip $\delta(x)$ is defined as the difference between the rebar mean displacement and the concrete mean displacement at a position x . The rebar displacement is composed of two displacements. A displacement denoted $U^s(x)$ induced by the elastic elongation of the steel (which depends on x), and a displacement V corresponding to the displacement of the rebar at the bottom of the anchor induced by the shearing of the bond joint (independent of x). The concrete displacement, denoted $U^c(x)$, is induced by the concrete compression and depends on the position x of the anchor element.

$$\delta(x) = U^s(x) + V - U^c(x) \quad (6.3)$$

According to assumption i, steel and concrete are considered as elastic materials. The axial strain in these two materials are assumed to be uniform in the section, according to assumption iv. Then, Hooke's law can be applied to express the axial strain as a function of axial stress and Young's moduli of steel and concrete (equation (6.4)). Since the studied temperatures do not exceed 200°C, it is assumed that the steel elastic modulus is independent of temperature while the concrete elastic modulus varies with temperature (CEN EN 1992-1-2, 2005).

$$\frac{d\delta(x)}{dx} = \frac{dU^s(x)}{dx} - \frac{dU^c(x)}{dx} = \varepsilon^s(x) - \varepsilon^c(x) = \frac{\sigma^s(x)}{E^s} - \frac{\sigma^c(x)}{E^c(\theta(x))} \quad (6.4)$$

Equation (6.5) is obtained by substituting equation (6.1) into equation (6.4), allowing to link the rebar slip to the axial stress.

$$\frac{d\delta(x)}{dx} = \sigma^s(x) \left(\frac{1}{E^s} + \frac{A^s}{A^c} \cdot \frac{1}{E^c(\theta(x))} \right) \quad (6.5)$$

Using equations (6.2) and (6.5), it is possible to establish the constitutive equation of the shear-lag model (equation (6.6)) allowing describing the slip evolution of the anchor elements.

$$\frac{d^2\delta(x)}{dx^2} = \frac{2}{R} \left(\frac{1}{E^s} + \frac{A^s}{A^c} \cdot \frac{1}{E^c(\theta(x))} \right) \tau(x) \quad (6.6)$$

In order to solve the shear-lag equation, it is necessary to transform this equation into a second order differential equation. Therefore, it is essential to establish a relationship between the bond stress and the anchor slip, as described in equation (6.7).

$$\tau(x) = f(\delta(x), \theta(x)) \quad (6.7)$$

This relationship can be derived either from the characterization of the mechanical behavior of the adhesive at different temperatures, and in this case, the local mechanical properties of the resin (G_{resin}) will be taken into account in the equation resolution, or from the characterization of the global mechanical behavior of the anchor at different temperatures, and therefore, the mechanical behavior of the resin will be modeled as an interfacial cohesive behavior. In the following study, this relationship will be established by means of pull-out tests, and consequently by the characterization of the global mechanical behavior of the anchor.

Equation (6.8) represents the differential equation of the shear-lag adapted to the mechanical problem of chemical anchors, taking into account the temperature distribution profile. The resolution of this equation enables the knowledge of the slip profile along the anchor ($\delta(x)$) at different temperatures. It is then possible to deduce the bond stress distribution using the relationship established between anchor slip and the bond stress (equation (6.7)). Subsequently, the axial stress distribution can be calculated using equation (6.2).

$$\frac{d^2\delta(x)}{dx^2} = \frac{2}{R} \left(\frac{1}{E^s} + \frac{A^s}{A^c E^c(\theta(x))} \right) f(\delta(x), \theta(x)) \quad (6.8)$$

6.2.3. Bond stress-anchor slip relationship

In this study, the mechanical behavior of the resin will be described as an interfacial behavior in pure shear mode and therefore using a cohesive model. Several cohesive models exist in the literature to describe the bond stress-anchor slip relationship. The simplest models are perfect rigid-plastic and linear models. In the perfect rigid-plastic model, the bond stress is assumed constant and independent of the anchor slip value. Therefore, the model generates a uniform bond stress distribution and leads consequently to a linear distribution of the axial stress. However, in the linear model, the bond stress is assumed to increase linearly by increasing the anchor slip. Note that these two simple cohesive models do not allow to predict the damage of the bond joint. Nevertheless, several models exist in the literature taking into account the damage of the bond joint such as bilinear, exponential and parabolic cohesive models (Yuan, et al., 2001) (Yasojima & Kanakudo, 2012).

In the bilinear model, the bond stress increases linearly by increasing the anchor slip until reaching a threshold value from which the interfacial fracture occurs and the bond stress decreases progressively until zero value, indicating the total damage of the bond joint. While in the exponential cohesive model, the interfacial behavior presents an exponential softening and the stress decreases by increasing the anchor slip. However, in the parabolic cohesive model, the variation of the bond stress as a function of the anchor slip is described by a parabola on which the bond stress increases by increasing the slip until reaching a maximum value and then gradually decreases until reaching zero bond stress. Note that the injection of the rigid-plastic perfect, linear, bilinear and exponential cohesive models allow the analytical resolution of the shear-lag differential equation, however the use of the parabolic cohesive model requires a numerical resolution tool.

6.3. Case of a uniform temperature distribution

This section focuses in the study of the mechanical behavior of chemical anchors in the particular case of a uniform temperature distribution ($\bar{\theta}$). A similar study was conducted in the past as part of PhD thesis of Nicolas Pinoteau (Pinoteau, 2013), using the evolution of the resin mechanical properties with temperature ($G_{resin}(\theta)$) as input data. However, a study carried out on bonded connections showed that “the stiffness of the bond evolves little as a function of the stiffness of the adhesive when the adhesive stiffness is greater than 200 MPa” (Chataigner, 2008). This means that injecting the mechanical properties of the resin into the shear-lag equations does not adequately describe the mechanical behavior of the anchor and leads to an underestimation of the stress profile. This observation was verified in (Lahouar, et al., 2017) by comparing the adhesive stiffness obtained by DMTA characterization tests with the anchors stiffness measured during pull-out tests. In addition, the loading / unloading tests presented in (Lahouar, et al., 2017) highlighted the damage of the adhesive bond during the pull-out tests. Hence, it is more appropriate to use a cohesive law allowing to take into account the bond damage when studying the influence of temperature on the anchor mechanical behavior in order to detect any eventual damage which may occur during the temperature increase.

Therefore, in this section, the bilinear model is chosen as a cohesive model to describe the bond stress-anchor slip relationship. The interface between steel and concrete is assumed initially intact without any defects or damage. The bilinear model is described by the equation (6.9) and represented in Fig. 6.3. This law allows indeed the analytical resolution of the shear-lag differential equation (6.8) and the prediction of the bond joint damage.

$$\tau(\delta(x), \theta(x)) = \begin{cases} \frac{\tau_f(\theta)}{\delta_1(\theta)} \delta(\theta(x)) & \text{when } 0 \leq \delta(\theta(x)) < \delta_1(\theta) \\ \frac{\tau_f(\theta)}{(\delta_f(\theta) - \delta_1(\theta))} (\delta_f(\theta) - \delta(\theta(x))) & \text{when } \delta_1(\theta) \leq \delta(\theta(x)) < \delta_f(\theta) \\ 0 & \text{when } \delta(\theta(x)) > \delta_f(\theta) \end{cases} \quad (6.9)$$

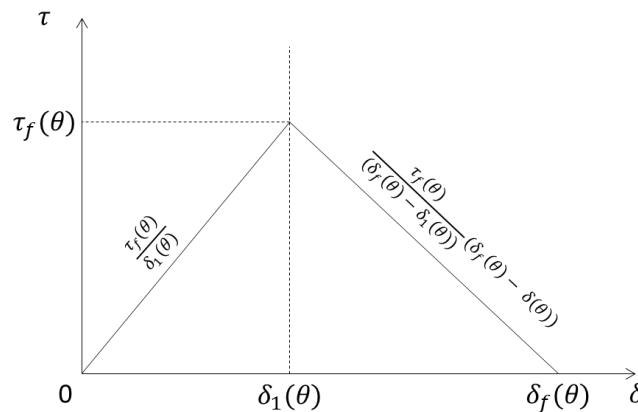


Fig. 6. 3: Bilinear bond stress-anchor slip relationship

Consequently, by substituting the bilinear bond stress-anchor slip relationship (equation (6.9)) in equation (6.8), the differential equations of the shear-lag model become

$$\frac{d^2\delta(x)}{dx^2} - \lambda^2 \delta(x) = 0 \quad \text{for} \quad 0 \leq \delta(x) < \overline{\delta}_1 \quad (6.10)$$

and

$$\frac{d^2\delta(x)}{dx^2} + \gamma^2 \delta(x) = \gamma^2 \overline{\delta}_f \quad \text{for} \quad \overline{\delta}_1 \leq \delta(x) < \overline{\delta}_f \quad (6.11)$$

Where

$$\lambda^2 = \frac{2\overline{\tau}_f}{\overline{\delta}_1} \left(\frac{1}{E^s} + \frac{A^s}{A^c} \cdot \frac{1}{E^c(\theta)} \right) \quad (6.12)$$

$$\gamma^2 = \frac{2\overline{\tau}_f}{R(\overline{\delta}_f - \overline{\delta}_1)} \left(\frac{1}{E^s} + \frac{A^s}{A^c} \cdot \frac{1}{E^c(\theta)} \right) \quad (6.13)$$

The terms λ and γ , called "anchor parameters", regroup the geometrical and mechanical parameters of the anchor. These parameters can be used in the optimization of the anchors when designing (Chataigner, et al., 2011).

6.3.1 Analytical approach

For $0 \leq \delta(x) < \overline{\delta}_1$, the resolution of equation (6.10) provides the following expressions for the anchor slip, the bond stress and the axial stress respectively.

$$\delta(x) = A \operatorname{ch}(\lambda x) + B \operatorname{sh}(\lambda x) \quad (6.14)$$

$$\tau(x) = \frac{\overline{\tau}_f}{\overline{\delta}_1} (A \operatorname{ch}(\lambda x) + B \operatorname{sh}(\lambda x)) \quad (6.15)$$

$$\sigma^s(x) = \frac{2\overline{\tau}_f}{R\lambda\overline{\delta}_1} (A \operatorname{sh}(\lambda x) + B \operatorname{ch}(\lambda x)) \quad (6.16)$$

For $\overline{\delta}_1 \leq \delta(x) < \overline{\delta}_f$, the solution of equation (6.11) is of the form

$$\delta(x) = C \sin[\gamma(x - L + a)] + D \cos[\gamma(x - L + a)] + \overline{\delta}_f \quad (6.17)$$

$$\tau(x) = \frac{\overline{\tau}_f}{(\overline{\delta}_f - \overline{\delta}_1)} (-C \sin[\gamma(x - L + a)] - D \cos[\gamma(x - L + a)]) \quad (6.18)$$

$$\sigma^s(x) = \frac{2\overline{\tau}_f}{R(\overline{\delta}_f - \overline{\delta}_1)\gamma} (C \cos[\gamma(x - L + a)] - D \sin[\gamma(x - L + a)]) \quad (6.19)$$

Where "a" is the length of the damaged zone, A , B , C and D are the integration constants determined using boundary and continuity conditions. These conditions can be written as follows.

- The axial stress at the bottom of the anchor is zero.

$$\sigma^s(0) = 0 \quad (6.20)$$

- The slip at the boundary between damaged and undamaged zone is equal to $\overline{\delta}_1$.

$$\delta(L - a) = \overline{\delta}_1 \quad (6.21)$$

- The bond stress at the boundary between damaged and the undamaged zone is equal to $\overline{\tau}_f$.

$$\tau(L - a) = \overline{\tau}_f \quad (6.22)$$

- The axial stress is continuous at the crack tip.

$$\sigma^s(L - a)^- = \sigma^s(L - a)^+ \quad (6.23)$$

Thus, using equation (6.20) we obtain $B = 0$. Using equation (6.21) we obtain $A = \frac{\bar{\delta}_1}{ch(\lambda(L-a))}$. Using equation (6.22), we found $D = (\bar{\delta}_1 - \bar{\delta}_f)$. Finally, using equation (6.23) we obtain $C = (\bar{\delta}_f - \bar{\delta}_1) \frac{\gamma}{\lambda} \tanh(\lambda(L-a))$.

Consequently, for $0 \leq \delta(x) < \bar{\delta}_1$,

$$\delta(x) = \bar{\delta}_1 \frac{ch(\lambda x)}{ch(\lambda(L-a))} \quad (6.24)$$

$$\tau(x) = \bar{\tau}_f \frac{ch(\lambda x)}{ch(\lambda(L-a))} \quad (6.25)$$

$$\sigma^s(x) = \frac{2\bar{\tau}_f}{R\lambda} \frac{sh(\lambda x)}{ch(\lambda(L-a))} \quad (6.26)$$

And for $\bar{\delta}_1 \leq \delta(x) < \bar{\delta}_f$,

$$\delta(x) = (\bar{\delta}_f - \bar{\delta}_1) \left[\frac{\gamma}{\lambda} \tanh(\lambda(L-a)) \sin[\gamma(x-L+a)] - \cos[\gamma(x-L+a)] \right] + \bar{\delta}_f \quad (6.27)$$

$$\tau(x) = -\bar{\tau}_f \left[\frac{\gamma}{\lambda} \tanh(\lambda(L-a)) \sin[\gamma(x-L+a)] - \cos[\gamma(x-L+a)] \right] \quad (6.28)$$

$$\sigma^s(x) = \frac{2\bar{\tau}_f}{R\gamma} \left[\frac{\gamma}{\lambda} \tanh(\lambda(L-a)) \cos[\gamma(x-L+a)] + \sin[\gamma(x-L+a)] \right] \quad (6.29)$$

Fig. 6.4 shows the bond stress profile at $\bar{\theta}=110^\circ\text{C}$ determined by the analytical resolution of the shear-lag differential equation using the equations above. The length of the damaged zone of the bond " a " is determined manually by determining the position of the anchor element showing the maximum bond stress value $\bar{\tau}_f$ for each loading level. Nevertheless, the new value of " a " must be injected manually for each loading level in order to satisfy the continuity conditions presented by equations (6.21), (6.22) and (6.23). However, there is another way to overcome this continuity problem by piloting the shear-lag model in imposed displacement mode. Table 6.1 and Table 6.2 summarize respectively the geometric and mechanical parameters used to plot the bond stress distribution presented in Fig. 6.4.

Table 6. 1: Geometric parameters used in the calculation of the bond stress distribution

Geometric parameters	
L [mm]	120
R [mm]	6
r [mm]	75

Table 6. 2: Mechanical parameters used in the calculation of the bond stress distribution at 110°C

$\bar{\theta} [^\circ\text{C}]$	110
$E^s [\text{GPa}]$	210
$E^c [\text{GPa}]$	26
$\bar{\delta}_1 [\text{mm}]$	1.01
$\bar{\delta}_f [\text{mm}]$	2.81
$\bar{\tau}_f [\text{MPa}]$	5.56
F [kN]	24.8

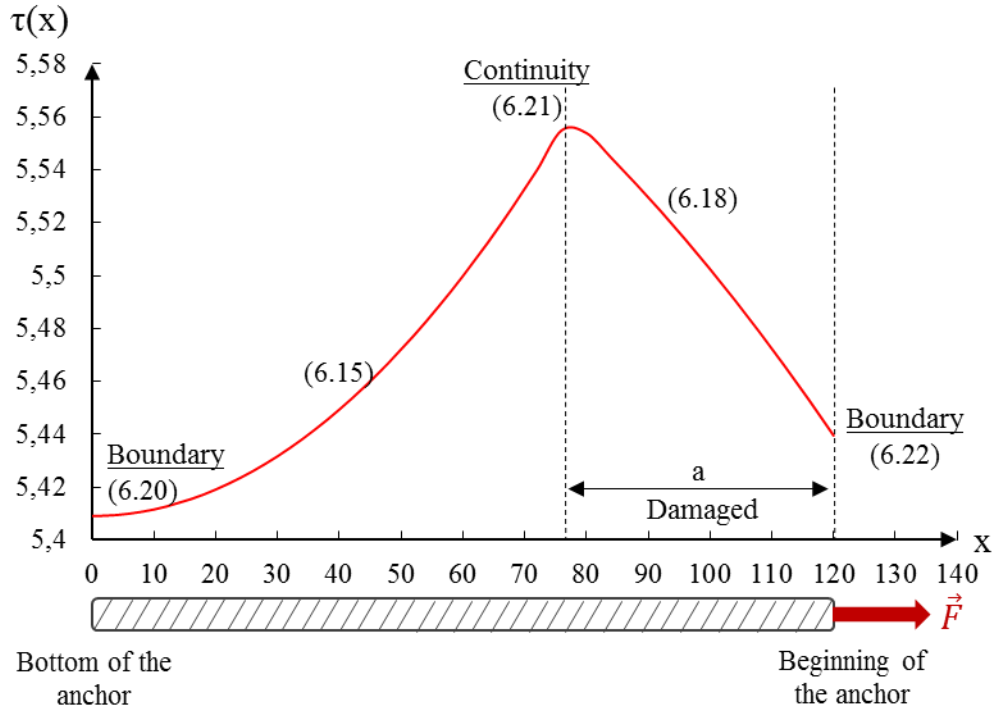


Fig. 6. 4: The use of boundary conditions in solving shear-lag equations

6.3.2. Analytical approach with imposed displacement mode

This section tends to adapt the shear-lag equations in order to study the stress distribution generated by an imposed displacement at the beginning of the anchor. Therefore, the solutions of the shear-lag differential equations become dependent on the boundary condition applied at the beginning of the anchor, as described by equation (6.30).

$$\delta(x = L) = (\bar{\delta}_f - \bar{\delta}_1) \left[\frac{\gamma}{\lambda} \tanh(\lambda(L - a)) \sin[\gamma a] - \cos[\gamma a] \right] + \bar{\delta}_f = \bar{\delta}_{imposed} \quad (6.30)$$

Knowing $\bar{\delta}_{imposed}$, it is possible to determine $\delta(x)$, $\tau(x)$ and $\sigma(x)$ profiles using the equations (6.27), (6.28) and (6.29) in addition to continuity conditions. Finally, the length of the damaged zone "a" can be determined automatically from the position of the element of the anchor exhibiting the maximum bond stress value, since the continuity conditions will always be satisfied in the case of imposed displacement mode.

6.3.3. Numerical discretization

This section presents the resolution of the shear-lag differential equations using the finite difference method (FDM). Indeed, the resolution of the shear-lag equations numerically using FDM allows studying complex cohesive laws, such the parabolic cohesive model, which cannot be solved analytically. Therefore, the anchor is discretized into n elements numbered from 1 to n. Each element is of length Δx , chosen sufficiently small to assume a uniform bond stress distribution over the element. Each element has two borders, shared with the neighboring elements. The border between two successive elements of the anchor is denoted by an index i varying from 0 to N. The border of index 0 corresponds to the beginning of the anchor and the border of index N corresponds to the bottom of the anchor. Three mechanical quantities are associated to each element and are δ_i , τ_i and σ_i^s . These quantities are characteristic of the element and vary according to its temperature and to its position in the anchor. δ_i and σ_i^s are expressed at the border indexed i, however τ_i is expressed over the element comprised between the borders indexed i and i+1 (Fig. 6.5).

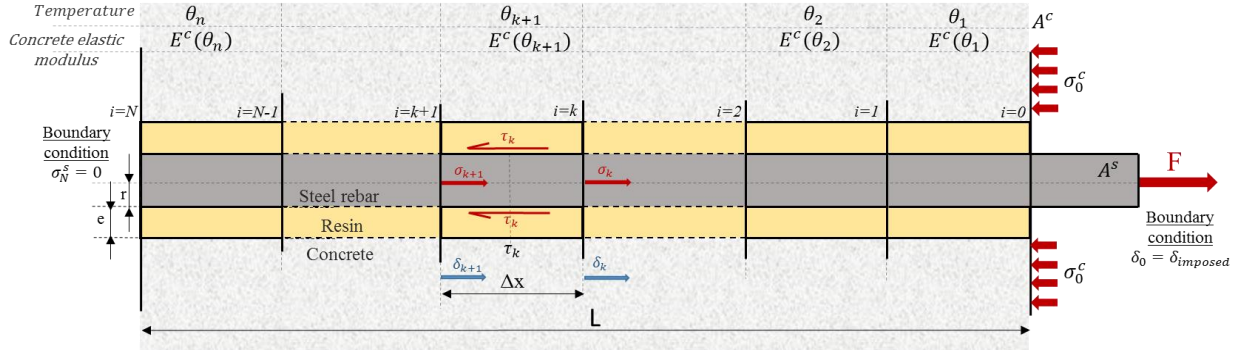


Fig. 6. 5: Anchor discretization into n elements

The finite difference numerical model presented in this paper is designed to impose a displacement amount at the beginning of the anchor, as done in the previous section with the analytical model. Therefore, the resolution of the shear-lag differential equation is based on three boundary conditions.

- The amount of displacement at the beginning of the anchor is equal to the imposed displacement.

$$\overline{\delta_0} = \overline{\delta_{imposed}} \quad (6.31)$$

- The amount of bond stress in the first element of the anchor is deduced from the amount of the imposed displacement using the bond stress-slip relationship.

$$\overline{\tau_0} = f(\overline{\delta_0}) \quad (6.32)$$

- The axial stress at the bottom of the anchor is equal to zero.

$$\sigma_N^s = 0 \quad (6.33)$$

Therefore, the discretization of the anchor into n elements requires the rewriting of the shear-lag equations according to the finite difference language as follows. Equation (6.34) is the adaptation of equation (6.2) to the finite difference language, allowing calculating the axial stress value at the border $i+1$. The axial stress at the border $i+1$ is equal to the axial stress value at the border i , decreased by the bond stress generated in the element i .

$$\overline{\sigma_{i+1,j}} = \overline{\sigma_{i,j}} - \left(\frac{2}{R} \overline{\tau_{i,j}} \Delta x \right) \quad (6.34)$$

Equation (6.35) is derived from equation (6.5). The value of the slip at the border $i+1$ is equal to the slip at the border i minus the slip induced by the axial stress applied over the element $i+1$ (equal to the average axial stress between the borders i and $i+1$).

$$\overline{\delta_{i+1,j}} = \overline{\delta_{i,j}} - \Delta x \left(\frac{1}{E^s} + \frac{A^s}{A^c E^c(\bar{\theta})} \right) \left(\frac{\overline{\sigma_{i+1,j}} + \overline{\sigma_{i,j}}}{2} \right) \quad (6.35)$$

Finally, the bond stress over the element $i+1$ is deduced from the slip at the border $i+1$ using equation (6.7). The adaptation of equation (6.7) to finite difference language corresponds to equation (6.36).

$$\tau_{i+1,j} = f(\delta_{i+1,j}) \quad (6.36)$$

The resolution of the shear-lag differential equation using the Finite Difference Method (FDM) with imposed displacement mode is done by iteration and is based on a convergence calculation ensuring the uniqueness of the solution. Therefore, an index j is introduced in the equations indicating the number of the convergence loop. Indeed, by solving numerically the equations (6.34), (6.35) and (6.36), the boundary condition $\sigma_N^s = 0$ at the bottom of the anchor is not always satisfied. It is then necessary to re-estimate the value of σ_0^s and to perform calculations several times until converging toward the boundary

condition imposed at the bottom of the anchor. The estimation of the axial stress value at the beginning of the anchor σ_0^s for each convergence loop is done according to a convergence criterion.

The convergence criterion suggested in this study is the False Position Method (called also Regula Falsi Method) (Press, et al., 1988-1992). Indeed, this method allows converging more quickly toward the desired solution as the suggested value at the loop j depends on the values estimated for the two previous loops $j-1$ and $j-2$.

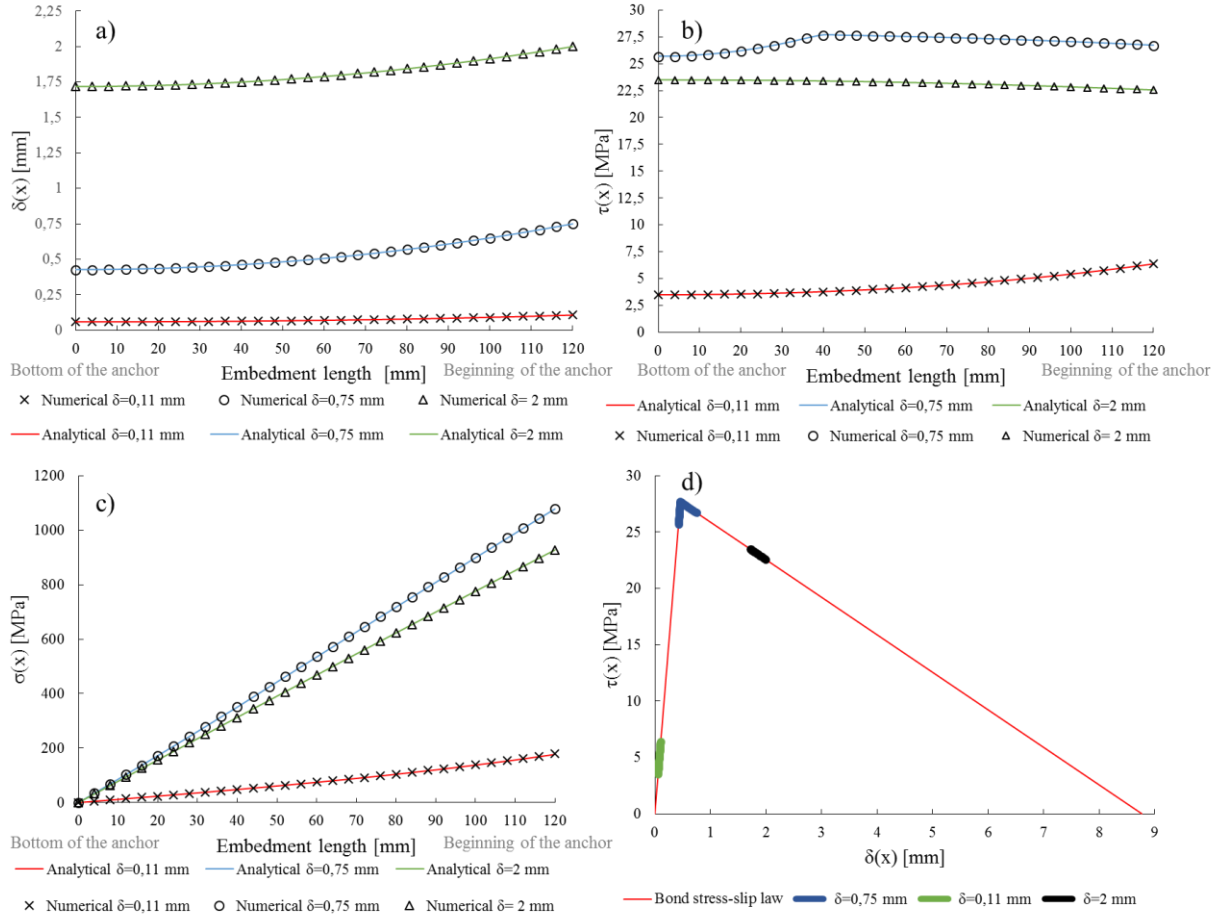


Fig. 6: Stress and slip profiles for different levels of imposed displacement obtained by analytical and finite difference models: a) Slip profile, b) Bond stress profile, c) Axial stress profile, d) Bond stress-slip cohesive law

Curves in Fig. 6.6 a), b) and c) represent respectively the axial stress, bond stress and the slip distribution along the anchor obtained analytically and numerically using the Finite Difference Method (FDM). These calculations are done for different levels of imposed displacement and for a uniform temperature distribution along the anchor ($\bar{\theta} = 20^\circ\text{C}$). Geometric input data used in these calculations are the same as those presented in Table 6.1. The mechanical input data are shown in Table 6.3.

Table 6. 3: Mechanical input data used in the stress profiles calculations injected into the analytical and numerical models

$\delta_{imposed}$ [mm]		0.106	0.75	2
Mechanical parameters	E^s [GPa]	210	210	210
	E^c [GPa]	30	30	30
	$\bar{\delta}_1$ [mm]	0.46	0.46	0.46
	$\bar{\delta}_f$ [mm]	8.77	8.77	8.77
	$\bar{\tau}_f$ [MPa]	27.7	27.7	27.7
	F [kN]	20	122	105

The amount of imposed displacement generating the curves in Fig. 6.6 are 0.11 mm, 0.75 mm and 2 mm. These displacement values generate an amount of axial force at the beginning of the anchor equal to 20 kN, 122 kN and 105 kN respectively. These displacement quantities allow describing the stress and slip profiles at three different mechanical states. Indeed, by imposing 0.11 mm displacement amount at the beginning of the anchor, the generated axial force is equal to 20 kN. For this amount of load, the anchor exhibits a reversible elastic mechanical behavior and the adhesive joint remains intact. However, by increasing the imposed displacement up to 0.75 mm, the applied load at the beginning of the anchor increases to 122 kN, exceeding the bearing capacity of the anchor. Therefore, a crack forms and propagates in the bond joint. Calculations showed that for this quantity of applied load, the length of the bond damaged zone is equal to $a = 80 \text{ mm}$ from the beginning of the anchor. By increasing the imposed displacement up to 2 mm, the crack continues to propagate over the entire length of the bond joint leading to its total damage.

Fig. 6.6 shows that the profiles obtained by analytical and numerical calculations are identical, which confirms the reliability of the Finite Difference numerical resolution method.

Curves in Fig. 6.6 a) expose the variation of the anchor slip for the three loading levels. Results show that the slip increases by increasing the imposed displacement at the beginning of the anchor. When the imposed displacement is small, the slip distribution exhibits a linear trend, which becomes exponential by increasing the imposed displacement.

Curves in Fig. 6.6 b) show the distribution profile of the bond stress along the adhesive joint. Results show that when the anchor is in the reversible elastic zone, the bond stress profile exhibits an exponential trend. For an axial load equal to 20 kN, the maximum value of the bond stress is reached at the beginning of the anchor and is equal to 6.4 MPa. However, the lowest stress value is equal to 3.5 MPa and is located at the bottom of the anchor. By increasing the imposed displacement up to 0.75 mm, the induced load exceeds the bearing capacity of the anchor leading to the bond damage over 80 mm, as mentioned in the previous paragraph. The maximum bond stress is reached at the crack tip, and is equal to $\bar{\tau}_f$. The level of bond stress decreases in the damaged part and concentrates in the intact zone of the anchor, ensuring its resistance to the applied load. The increase in the imposed displacement up to 2 mm leads to the damage of the entire bond joint. Therefore, the anchor becomes no longer able to resist to the applied load and slips, generating a decay in the average bond stress.

Curves in Fig. 6.6 c) show the axial stress distribution for the three studied loading levels. Curves show that on the elastic zone, the axial stress profile presents an exponential trend, which becomes linear by increasing the load. Note here that for $\bar{\delta}_{imposed} = 0.75 \text{ mm}$ and $\bar{\delta}_{imposed} = 2 \text{ mm}$, the axial stress exceeds the steel yield stress, which is around 500 MPa for a class B500A steel. In fact, this is due to the assumption of linearity of the adherents (assumption i, section 6.2.1), which does not fix a yield strength value for the adherents.

The curve in Fig. 6.6 d) shows the position of the anchor elements on the bond stress-slip cohesive law, used to describe the mechanical behavior of the bonded interface between the steel rebar and concrete. The curve shows that for $\bar{\delta}_{imposed} = 0.11 \text{ mm}$, the entire anchor is located in the elastic reversible zone. However, when $\bar{\delta}_{imposed}$ increases up to 0.75 mm, the mechanical properties of the anchor are divided into two portions. A pre-peak portion, where the mechanical properties of the anchor still linear reversible, and a post-peak portion, where the bond is damaged and exhibits irreversible mechanical behaviour. For $\bar{\delta}_{imposed} = 2 \text{ mm}$, the curve shows that the entire anchor is located in the damaged zone and therefore the more the imposed displacement increases, the more the average bond stress decreases.

6.3.4. Temperature effect on the stress distribution profile

In this section, the influence of a uniform temperature increase on the stress distribution along the anchor is examined. The temperature influence is assessed by comparing between the stress profiles for five different temperatures (20°C, 40°C, 65°C, 80°C and 110°C). Slip profiles are calculated using equations

(6.31) and (6.35). The axial and bond stress profiles are therefore derived from these two equations using equations (6.34) and (6.36), as explained in the previous section. For each studied temperature, an amount of displacement is imposed allowing generating the same amount of axial force at the beginning of the anchor equal to 25 kN. Table 6.4 summarizes the mechanical input data injected into the model. Geometrical input data are the same as those presented in Table 6.1.

Table 6. 4: Input data used for the stress profiles calculations for different temperatures

		20°C	40°C	65°C	80°C	110°C
Mechanical parameters	$\delta_{imposed}$ [mm]	0.13	0.19	0.41	0.54	1.06
	E^s [GPa]	210	210	210	210	210
	E^c [GPa]	30	29	28	27	26
	$\bar{\delta}_1$ [mm]	0.46	0.61	0.96	0.88	1.01
	$\bar{\delta}_f$ [mm]	8.77	7.89	7	4.87	2.81
	$\bar{\tau}_f$ [MPa]	27.7	23.2	14.5	9.2	5.6

The input data cited in Table 6.4 relating to the anchor mechanical parameters at high temperature ($\bar{\delta}_1$, $\bar{\delta}_f$ and $\bar{\tau}_f$) are obtained by pull-out tests performed at the studied temperatures. The concrete elastic modulus variation as a function of temperature is provided by the Eurocode 2, part 1-2 (CEN EN 1992-1-2, 2005).

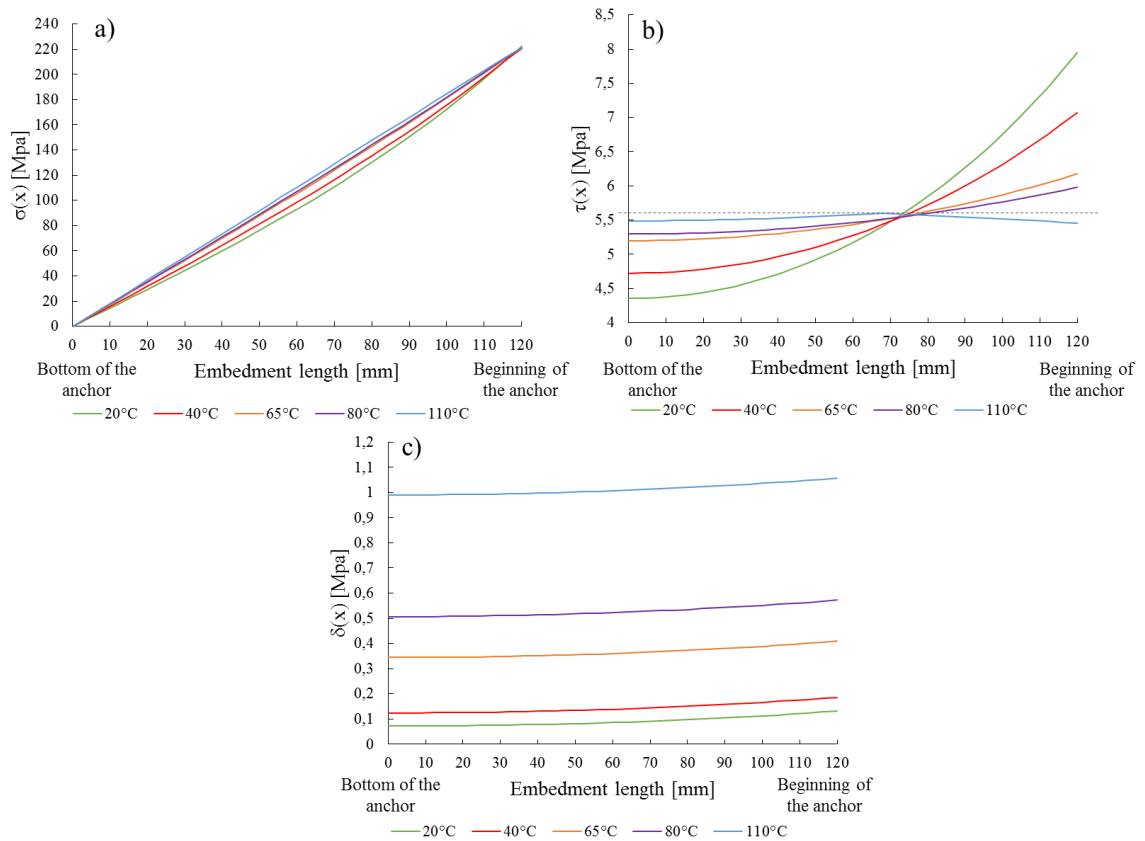


Fig. 6. 7: a) Axial stress, b) bond stress, c) Anchor slip profiles at different temperatures obtained using the analytical shear-lag solution

Curves in Fig. 6.7 show the stress and slip distribution along the anchor at different temperatures. Fig. 6.7 a) shows that the axial stress profile presents an exponential trend when temperatures are close to ambient temperature. However, by increasing the anchor temperature, the axial stress profile tends to become linear. Based on equation (6.2), the linearization of the axial stress profile at high temperature

leads to a uniform bond stress distribution along the anchor, which is confirmed in Fig. 6.7 b). Indeed, the analysis of the bond stress profiles at different temperatures shows that for temperatures close to ambient temperature, the bond stress distribution exhibits an exponential trend. However, by increasing the anchor temperature, this distribution becomes uniform.

Fig. 6.7 b) shows that, for the same loading level, the increase of the anchor temperature up to 110 °C leads to the partial damage of the bond joint. The bond damage is manifested by the local decay in the bond stress value on the damaged zone, as highlighted by the dashed line on Fig. 6.7 b). The bilinear shear-lag model shows that for 25 kN axial force applied at the beginning of the anchor and for an anchor temperature equal to 110°C uniformly distributed, the bond joint presents a damaged zone equal to 52 mm.

In addition, results in Fig. 6.7 c) show that the temperature increase leads to increase the anchor slip. Indeed, this can be explained by the fact that the anchor temperature increase leads to a decay in the mechanical properties of the resin, such as its shear modulus (Lahouar, et al., 2017) (Chin, et al., 2010), which therefore leads to decrease the anchor stiffness. Consequently, the temperature increase leads to increase the anchor slip.

To conclude, the shear-lag model shows that a uniform temperature increase affects the stress distribution along the anchor by the linearization of the axial stress distribution and by making the bond stress uniformly distributed over the anchor. However, the increase in the temperature of the anchor may lead, under certain conditions, to the damage of the bond joint.

6.4. Case of a non-uniform temperature distribution

This section presents the resolution of the shear-lag equation (equation (6.8)) in the general case, i.e. for any temperature distribution along the anchor. A set of curves describing the relationship between the adhesive bond stress and the anchor slip at different temperatures are used as input data. These curves are obtained experimentally by performing pull-out tests at stabilized temperature on steel rebars chemically bonded into concrete. These tests were carried out at several temperatures varying between 20°C and 130°C. The test procedure is described in a previous paper (Lahouar, et al., 2017). The experimental curves are shown in Fig. 6.8.

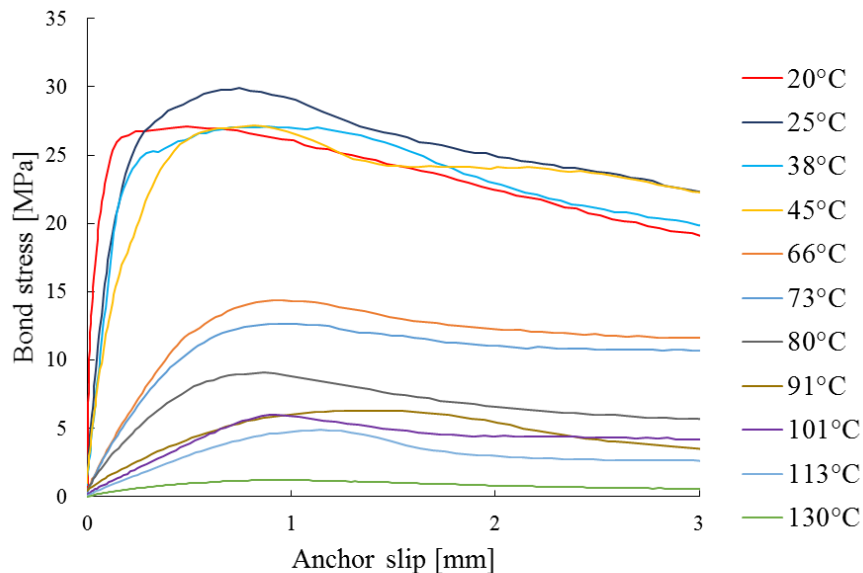


Fig. 6. 8: Bond stress – anchor slip curves obtained by pull-out tests at different temperatures

The approximation of the curves in Fig. 6.8 using a bilinear bond stress - anchor slip law allows the resolution of the shear-lag equations analytically but does not describe adequately the mechanical behavior of the anchor at different temperatures, as shown in Fig. 6.9. Consequently, in the rest of this study, the bond stress - anchor slip curves will be fitted using the Model Code 2010 law (MC2010) (CEB-FIB, 2011) described by equation (6.37). Indeed, the MC2010 is a cohesive law combining the parabolic, perfect rigid-plastic and bilinear laws. It divides each pull-out curve, presented in Fig. 6.8, into four portions.

- A first portion, representing the reversible elastic mechanical behavior of the anchor, described by a parabolic equation.
- A second portion described by a constant, equal to the maximum resistance of the anchor. On this portion, the adhesive bond stress remains constant when increasing the anchor displacement.
- A linear portion describing the damage of the bond joint. Over this portion, the increase in the anchor slip leads to reduce the amount of the bond stress applied at the interface between the steel rebar and concrete.
- Finally, a constant portion, equal to the residual resistance of the anchor, generated by the friction between steel rebar and concrete. In this study, the residual anchor resistance is chosen equal to zero.

$$\tau(\delta(x), \theta(x)) = \begin{cases} \tau_{max}(\theta) \left(\frac{\delta(x, \theta)}{\delta_1(\theta)} \right)^{\alpha(\theta)} & \text{when } 0 \leq \delta(x, \theta) \leq \delta_1(\theta) \\ \tau_{max}(\theta) & \text{when } \delta_1(\theta) < \delta(x, \theta) \leq \delta_2(\theta) \\ \frac{\tau_{max}(\theta)}{\delta_2(\theta) - \delta_3(\theta)} (\delta(x, \theta) - \delta_2(\theta)) + \tau_{max}(\theta) & \text{when } \delta_2(\theta) < \delta(x, \theta) \leq \delta_3(\theta) \\ 0 & \text{when } \delta(x, \theta) > \delta_3(\theta) \end{cases} \quad (6.37)$$

In addition, in the case of a non-uniform temperature distribution, the term λ (anchor parameter) represented previously in equation (6.12) becomes temperature-dependent, and therefore dependent on the x position of the anchor element. Consequently, it is no longer easy to solve the shear-lag equations analytically, and therefore it is more relevant to use a numerical model. Thus, the shear-lag equations are solved numerically using the finite difference model (FDM) presented in section 6.3.3. The FDM equations used to solve the shear-lag equations are identical to those used for a uniform temperature distribution and described by equations (6.34), (6.35) and (6.36).

Fig. 6.9 shows the approximation of pull-out curves using the bilinear and the MC2010 cohesive law. For the clarity of the graph, only a few pull-out curves are shown in Fig. 6.9. Comparisons show that the error between experimental and MC2010 curves is close to 5%, which proves that the MC2010 law describes better the mechanical behavior of chemical anchors at different temperatures than the bilinear law. Table 6.5 summarizes the variation of the mechanical parameters of the anchor at different temperatures, extracted from the whole curves shown in Fig. 6.8 using the MC2010 law. These parameters are specific to the resin used in making the anchor and will be injected in the shear-lag model to calculate the stress distribution profile for the general case of temperature distribution.

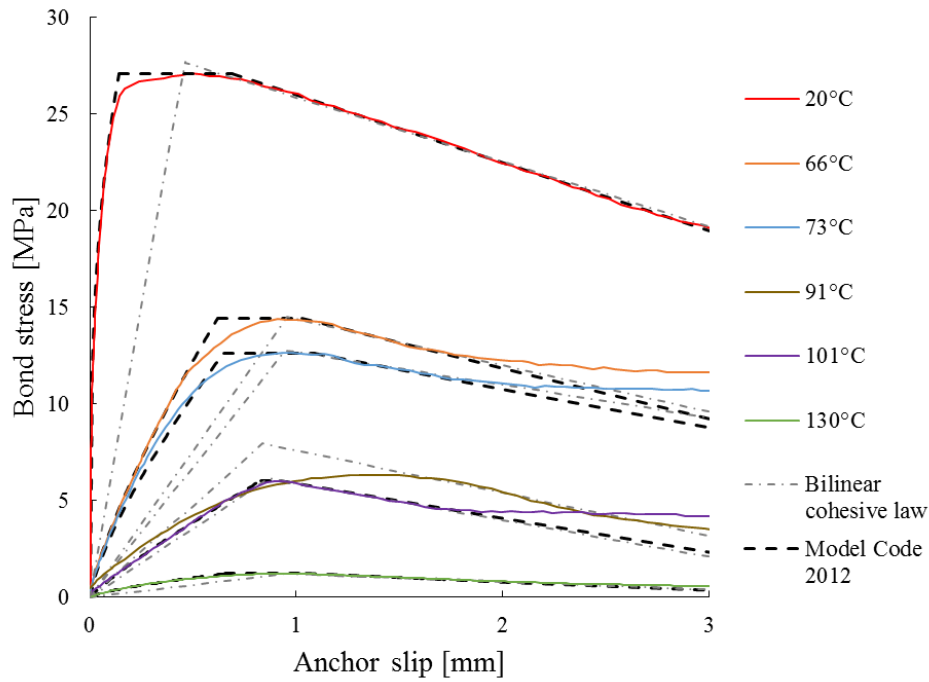


Fig. 6. 9: Experimental and MC2010 pull-out curves for different temperatures

Table 6. 5: Anchor mechanical parameters for different temperatures extracted from experimental curves using MC2010 law

θ [°C]	$\tau_{\max}$ [MPa]	δ_1 [mm]	δ_2 [mm]	δ_3 [mm]	α
20	27,1	0,1	0,7	6,1	0,3
25	29,9	0,2	0,8	6,7	0,7
38	27,2	0,2	1,1	6,8	0,6
45	27,2	0,5	0,9	6,3	0,4
66	14,4	0,6	1	2,1	0,8
73	12,6	0,7	1,1	2,1	0,7
80	9,1	0,7	0,9	2,6	0,6
91	6,4	0,9	1,6	3,3	0,7
101	6	0,8	0,9	2,2	0,9
113	4,9	0,9	1,2	1,9	0,9
130	1,2	0,7	1,1	3,2	0,7

The remainder of this section presents the adaptation of the shear-lag model to a concrete structure containing chemical anchors exposed to ISO 834-1 fire until its collapse. The shear-lag model will be used further to predict the fire resistance duration of this structure. The structure is composed of a 2.94 m x 2 m x 0.15 m cantilever concrete slab, connected to a concrete wall using 8 bonded rebars. The steel rebars are of diameter 16 mm, anchored in the concrete wall using the same epoxy resin used for pull-out tests (Fig. 6.8). The embedment length of the chemical anchors is set at 135 mm. The concrete slab is mechanically loaded by a 325 kg dead weight positioned at 2.2 m from the surface of the wall, and thermally loaded following the standard ISO 834-1 fire curve (CEN EN 1992-1-2, 2005) until collapse. Thermal calculations carried out by finite element analysis using Cast3M software and concrete thermal properties provided by the Eurocode (CEN EN 1992-1-2, 2005) allowed to reproduce the propagation of the temperature along the anchors at different times of ISO fire exposure (Fig. 6.10). The obtained thermal profiles will then be injected into the shear-lag model to calculate the evolution of the bearing capacity of chemical anchors.

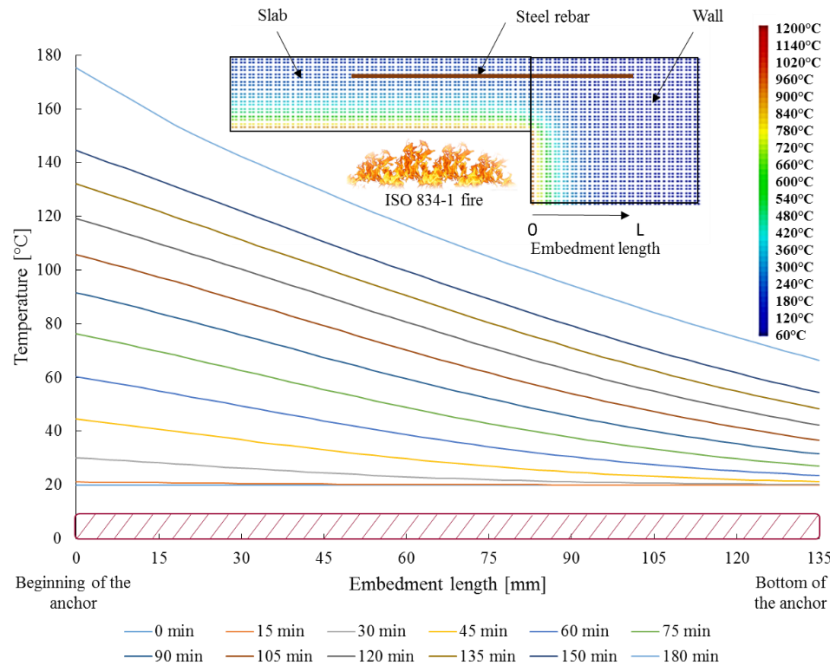


Fig. 6. 10: Evolution of the temperature distribution along the anchor during the ISO 834-1 fire exposure

Analytical mechanical calculations carried out on the studied configuration showed that the load applied on each chemical anchor is around 48 kN (± 3 kN). This amount of tensile load will make it possible to determine the moment from which the bearing capacity of the anchors becomes lower than the applied load and hence, will be a key factor in the prediction of the fire resistance of the studied structure using the shear-lag model.

In this case study, the anchor is divided into 46 elementary elements in the shear-lag model. The length of each element is $\Delta x = 3$ mm. Temperature profiles presented in Fig. 6.10 show that the exposure of the structure to the ISO 834-1 fire leads to the creation of a thermal gradient along the anchor. After 90 minutes of ISO fire exposure, the beginning of the anchor exhibits the highest temperature, around 92°C, while the bottom exhibits the lowest temperature, around 31°C. The thermal gradient leads to the modification of the mechanical properties of the anchor elements (Pinoteau, et al., 2013). Curves in Fig. 6.11 represents the bond stress – anchor slip relationship in each element composing the anchor for 90 minutes of ISO fire exposure. Curves show that for low temperatures, the anchor elements exhibit high stiffness and bond resistance. However, the increase in the element temperature leads to a decay in its stiffness and in its bond resistance. The curves also show that the amount of slip needed to reach the yield strength of the anchor element (δ_1) increases by increasing the temperature due to the stiffness decay under the temperature effect. Nevertheless, the amount of slip leading to the pull-out of the anchor (δ_2) decreases when temperature increases due to the decrease of the bond resistance.

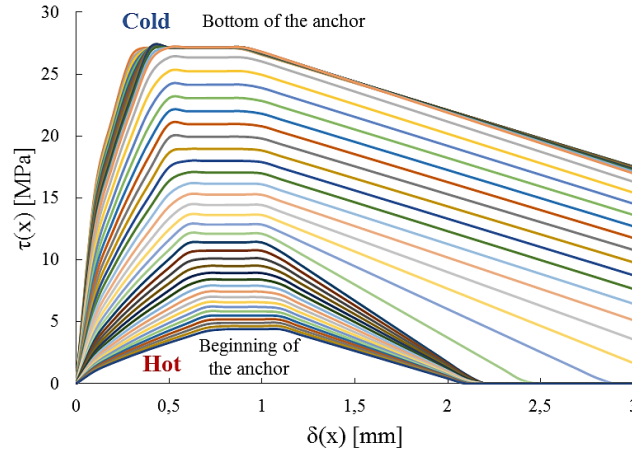


Fig. 6.11: Bond stress-slip relationship determined by interpolation of experimental parameters in table 6.5 for 90 minutes of ISO fire exposure

Curves in Fig. 6.12 a) show the variation of the anchor constitutive law (vertical curves), governing the mechanical behavior of the anchor, and induced by four different axial forces reflecting four different mechanical states. Each constitutive law is composed from the position of each element of the anchor on the adhesive bond stress-slip curves, presented in light color in Fig. 6.12 a). Note that these bond stress-slip curves are identical to those shown in Fig. 6.11, relative to a thermal profile generated by the exposure of the studied structure to the ISO fire for 90 minutes.

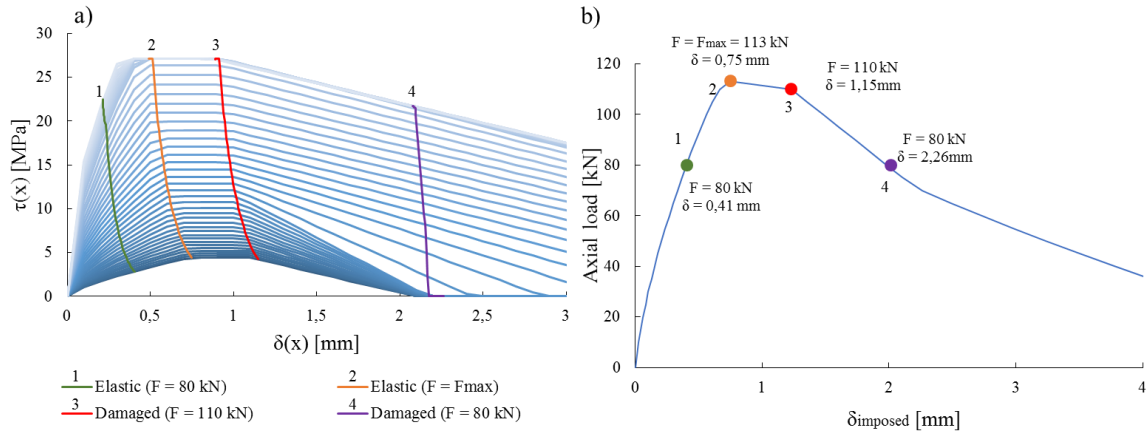


Fig. 6.12: a) Anchor constitutive law variation for different loading levels. b) Theoretical axial force-anchor slip curve obtained by the shear-lag model for 90 minutes ISO fire exposure

The first vertical curve (N°1-Elastic ($F = 80 \text{ kN}$)) describes the anchor constitutive law for an imposed displacement equal to 0.41 mm, generating 80 kN axial force at the beginning of the anchor. For this amount of imposed displacement, the curve shows that all the anchor elements are in the elastic reversible mechanical zone. By increasing the imposed displacement up to 0.75 mm, the anchor reaches its yielding limit and the generated axial force applied at the beginning of the anchor reaches the load bearing capacity of the anchor ($F_{\max}$). Curve N°2 in Fig. 6.12 a) shows that for $F = F_{\max} = 113 \text{ kN}$, the anchor elements still in the reversible elastic zone, but reach their yielding limit at the same moment. This observation is very important and allows confirming that before the bond damage, all the anchor elements provide their maximum performance. This conclusion will be elaborated in the following section.

The increase of the imposed displacement beyond 0.75 mm leads to the damage of the bond. The third vertical curve in Fig. 6.12 a) shows the position of the anchor constitutive law for an imposed displacement value equal to 1.15 mm generating an axial force equal to 110 kN. For this displacement

value, at least a portion of the adhesive bond joint should be damaged. Indeed, the third curve in Fig. 6.12 a) shows that the elements at the beginning of the anchor (hot part) are located on the third zone of the bond stress – slip curves, reflecting the damage of the bond joint. At the same time, the elements at the bottom of the anchor (cold part) are located on the plastic plateau, and therefore do not present any damage. Consequently, the anchor is damaged only in its beginning. Calculations carried out using the numerical FDM shear-lag model show that the bond joint presents, for this amount of imposed displacement, 33 mm of damage length.

The last vertical curve in Fig. 6.12 a) describes the constitutive law of the anchor for an imposed displacement equal to 2.26 mm. For this amount of displacement, Fig. 6.12 a) shows that the totality of the anchor elements are located on the mechanical zone describing the damage of the bond. Nevertheless, the axial force generated by the imposed displacement is not zero and is around 70 kN. Indeed, despite the damage of the entire bond joint, the anchor continues to resist to the applied load by friction with concrete surface until its pull-out, which explain the residual axial force presented in the damaged anchor (Lahouar, et al., 2017).

Curve in Fig. 6.12 b) shows the theoretical variation of the axial force as a function of the displacement imposed at the beginning of the anchor after 90 minutes of ISO fire exposure. The curve shows that the anchor exhibits a linear elastic behavior until reaching F_{max} corresponding to an imposed displacement equal to 0.74 mm. It was possible, using this curve, to calculate the global stiffness of the anchor for 90 minutes of ISO fire exposure, which is found equal to 183 kN/mm. By increasing the imposed displacement, the anchor exhibits a constant axial force caused by the yielding of the bond joint, until reaching 1.149mm. Beyond this displacement value, the bond is damaged and the axial force generated at the beginning of the anchor decreases progressively until the total pull-out of the anchor. The points presented on this curve indicate the position of the four mechanical states studied in Fig. 6.12 a).

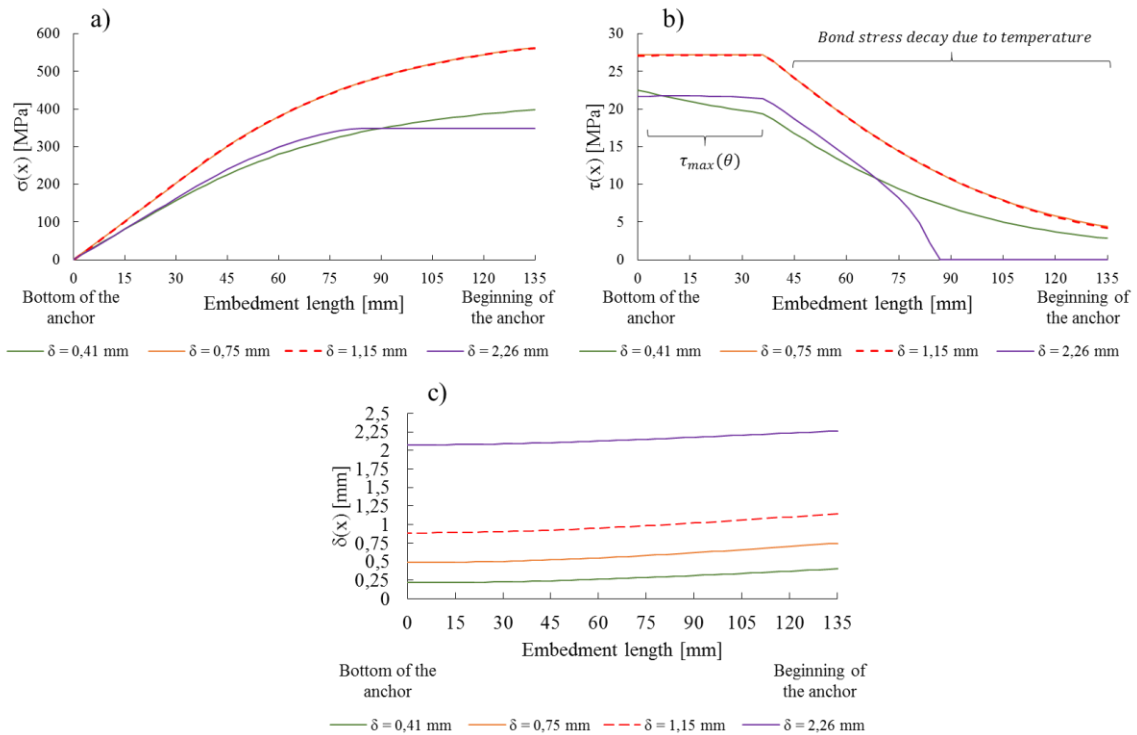


Fig. 6. 13: a) Axial stress, b) bond stress and c) Anchor slip distribution in case of a thermal gradient for different imposed displacement values

Curves in Fig 6.13 a), b) and c) describe respectively the axial stress, the bond stress and the anchor slip distribution for the four imposed displacement values studied in this section and for a thermal profile

generated by 90 minutes ISO fire exposure. Curves in Fig. 6.13 a) show that under a thermal gradient effect, the axial stress profile exhibits a logarithmic trend, unlike the case of a uniform temperature distribution. The increase in the displacement imposed at the beginning of the anchor increases the axial stress transferred to the anchor until reaching a maximum value. When the maximum axial stress value is reached, the bond joint yields and the axial stress distribution along the anchor remains the same as well as all the elements composing the anchor still located on the plastic plateau.

Fig. 6.13 a) and b) show that for $\delta_{imposed} = 0.75$ mm and $\delta_{imposed} = 1.15$ mm, the axial and bond stress profiles are virtually identical. Indeed, as explained previously, for $\delta_{imposed} = 1.15$ mm, only the anchor elements positioned at 33 mm length from the beginning of the anchor are damaged, while the rest of the anchor elements are located on the plastic plateau. Consequently, for $\delta_{imposed} = 0.75$ mm and $\delta_{imposed} = 1.15$ mm, the axial and bond stress distribution profiles still close. However, the increase of $\delta_{imposed}$ up to 2.26 mm leads to the total damage of the bond. Curve in Fig. 6.13 b) relative to $\delta_{imposed} = 2.26$ mm shows that only about 87 mm of the anchor continue to resist to the imposed axial force by friction with the concrete surface, whereas the elements present at the first 48 mm of the anchor exhibit a zero bond stress value.

It is important to note from Fig. 6.13 b) that unlike the case of a uniform temperature distribution, the presence of a thermal gradient along the anchor leads to a bond stress concentration in the coldest zones of the anchor, i.e. in the bottom of the anchor. This observation is valid even when all the elements composing the anchor are in the linear elastic mechanical zone.

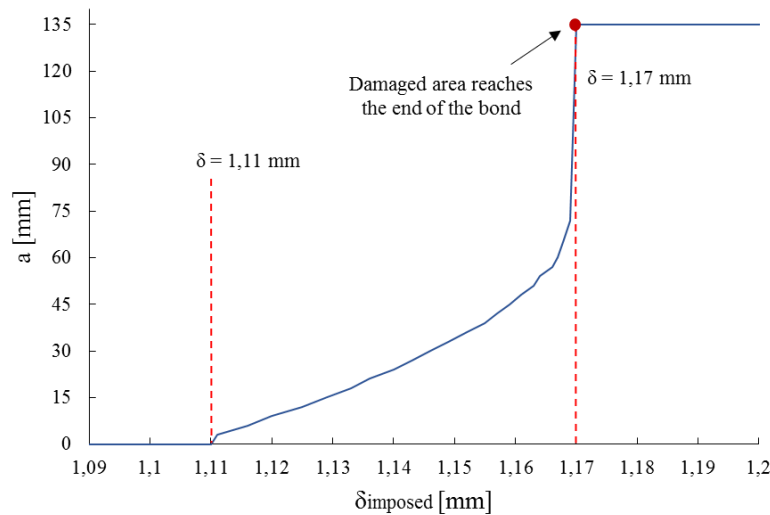


Fig. 6. 14: Damage propagation as a function of the displacement imposed at the beginning of the anchor

The curve in Fig. 6.14 describes the damage propagation along the bond joint as a function of the displacement imposed at the beginning of the anchor. The curve shows that the initiation of the damage starts as soon as the imposed displacement reaches the value of 1.11 mm. From this displacement value, the damaged propagates along the bond linearly up to $\delta_{imposed} = 1.16$ mm. By reaching 1.16 mm, the damage propagation is accelerated. Fig. 6.14 shows that when the length of the damaged zone becomes equal to 72 mm (for $\delta_{imposed} = 1.17$ mm), the damage propagates brutally over the entire remaining embedment length.

6.5. Model validation and comparison with the simplified integration resistance method

The aim of this section is to assess the capacity of the model to predict the fire resistance duration of adhesively bonded anchors. Thus, the work consists in comparing the model results with the experimental results. For this purpose, a full-scale fire test was performed on the Vulcain furnace of

CSTB (Champs-sur-Marne, France) on the same structure described in section 6.4 (Fig. 6.15). The test specimen was instrumented by thermocouples, displacement sensors, digital stereo images correlation system and inclinometers, in order to study the phenomena occurring in the structure during fire exposure. The fire test highlighted a vertical displacement of the slab towards the outside of the furnace during the first minutes of the test, caused by the differential thermal expansion due to the large thermal gradient present between the exposed and non-exposed surfaces of the slab. Starting from the 28th minute of fire test, the slab started falling progressively inside the oven and collapsed exactly after 117 minutes of ISO fire exposure. Finally, the fire test allowed to measure the real fire resistance duration of the studied structure, and showed that the collapse was mainly caused by the rebars sliding under the effect of heat. The load applied to each anchor was determined analytically and was around 48 kN (± 3 kN).



Fig. 6. 15: Full-scale fire test on a concrete cantilever slab connected to a concrete wall by chemical anchors performed on the Vulcain furnace (CSTB, Champs-sur-Marne, France)

Details of instrumentation, phenomena interpretation and mechanical and thermal calculations are presented in another paper dedicated to the full-scale fire test performed on the studied cantilever concrete slab (under review).

Fig. 6.16 presents the evolution of the anchor fire resistance during the exposure of the studied structure to the ISO 834-1 fire. The fire resistance curves shown in Fig. 6.16 are plotted by determining the maximum axial force supported by the anchor at different times of fire exposure calculated using the numerical shear-lag and the resistance integration models. In fact, the calculation of the anchor load bearing capacity at a time t of fire exposure, using the shear-lag model, consists in determining the maximum axial force reached considering a thermal profile relative to a given time of fire exposure (taking into account the bond stress-slip relationship). The determination of the anchor load bearing capacity at time t using the resistance integration method is detailed in separate paper. It consists in integrating, over the entire embedment length, the maximum resistance τ_{max} of all elements of the anchor, generated by the corresponding thermal profile. This method is used for the fire design of chemical anchors according to the EAD ([EOTA EAD 330087-00-0601, 2015](#)).

Fig. 6.16 shows that the values of the anchor load bearing capacity provided by the shear-lag model and by the integration resistance method are close. Indeed, as noted in section 6.4, when the anchor reaches its bearing capacity, all the anchor elements reach their maximum bond stress τ_{max} at the same time. Consequently, the two methods provide close results.

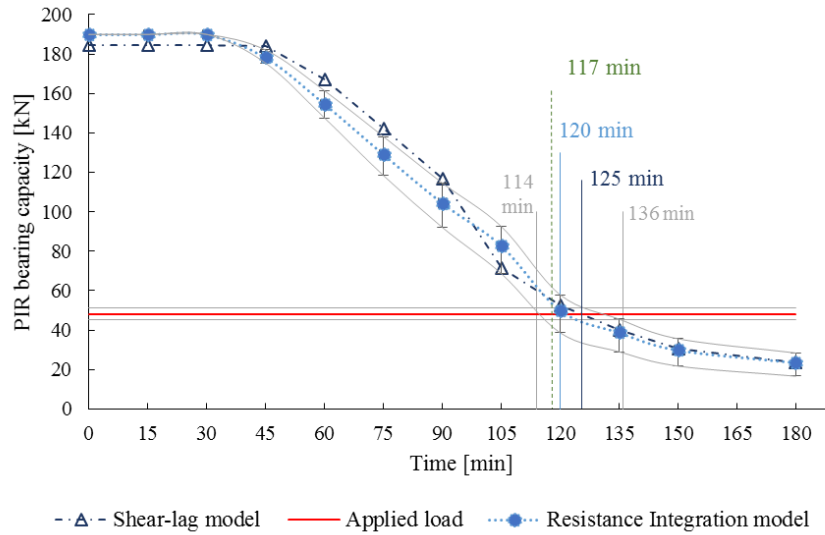


Fig. 6. 16: Anchor fire resistance evolution calculated by Shear-lag and by resistance integration method

The fire resistance duration of chemical anchors is determined by the intersection between the anchor load bearing capacity evolution curve and the applied load curve. The Fig. 6.16 shows that the fire resistance duration predicted by the shear-lag model is 125 minutes (± 5 min) and the one predicted by the integration resistance method is 120 minutes ($+ 16$ min, -6 min). However, the fire resistance duration measured experimentally is 117 minutes, which is close to those predicted by the two methods.

These results confirm the efficiency of the non-linear shear-lag model, presented in this paper, in determining the stress distribution along the anchor and in predicting the fire resistance duration of chemical anchors.

6.6. Conclusion

This paper presents a non-linear shear-lag model adapted to the mechanical problem of chemical anchors. The model allows the description of the axial and bond stress profiles, as well as the slip profile along the anchor for any temperature distribution. This model also allows the prediction of the moment of the initiation of the bond damage, leading to a decay in the anchor mechanical properties. The paper proposes a new solution to calculate automatically the length of the bond damaged zone, by solving the shear-lag differential equation in imposed displacement mode. The paper shows that the stress distribution can be determined analytically when the temperature is uniformly distributed along the anchor by using simple cohesive laws. However, in case of a non-uniform temperature distribution, the resolution requires the use of numerical methods.

The shear-lag model showed that the stress distribution along the anchor depends on the temperature profile. Indeed, when temperature increases uniformly along the anchor, the axial stress profile becomes linear and the bond stress becomes uniformly distributed over the anchor elements. However, in case of a thermal gradient, the axial stress profile follows a logarithmic trend and the bond stress concentrates in the coldest zones of the anchor.

The comparison of the fire resistance duration predicted by the shear-lag model with that measured experimentally and that predicted by the integration resistance method presented in (EOTA EAD 330087-00-0601, 2015) shows that the shear-lag model correctly predicts the fire resistance of chemical anchors. In addition, the shear-lag model showed that when the anchor reaches its maximum axial force, all the elements composing the anchor provide their maximum performance at the same moment. This confirms the pertinence of the integration resistance method in predicting the fire resistance of chemical anchors.

To conclude, this paper shows that the resistance integration method can be used by engineers as a powerful calculation tool to predict the fire resistance of structures containing chemical anchors. Indeed, the shear-lag analysis shows that taking into account the displacements compatibility does not change much the load bearing capacity of the anchor.

However, several developments can be made on the shear-lag model presented in this paper in order to improve its accuracy. Indeed, the model considers the steel rebars as smooth rods and does not take into account the effect of the grooves, nor the non-axiality of the rebar. In addition, the model does not take into account the non-negligible effects of the thermal expansion, which can modify the stress profile. Moreover, the model does not take into account the thermal history of the resin nor its long-term behavior (creep), which can induce important modifications on the stress profiles and in the fire resistance duration.

Finally, the non-linear shear-lag model presented in this paper can be used to study the stress distribution along bonded anchors by offering the possibility to test new materials other than steel and concrete, such as the replacement of steel rebars by CFRP or GFRP, or the replacement of the concrete by solid wood or glued laminated timber.

Conclusion générale et perspectives

Le travail de recherche présenté dans ce manuscrit a porté sur l'étude du comportement mécanique à haute température des ancrages chimiques dans le bois et dans le béton. L'objectif principal de cette étude était d'identifier et de quantifier les phénomènes se produisant dans l'ancrage lors de son exposition à des températures élevées et de proposer une méthode de dimensionnement permettant de prédire la durée de résistance au feu. Pour ce faire, l'étude a été menée en deux étapes.

La première s'est focalisée sur l'étude du comportement mécanique à haute température des ancrages chimiques sur 3 échelles :

A l'échelle des matériaux composants l'ancrage, l'étude a été particulièrement concentrée sur l'évaluation à haute température des propriétés des résines polymères utilisées, étant donné que le comportement mécanique à haute température des ancrages chimiques est principalement gouverné par le comportement mécanique des résines.

Des essais TGA (Analyse Thermogravimétriques), présentés dans le chapitre 3, ont été réalisés sur des échantillons de résine dans le but de mesurer leur perte de masse en fonction de la température. Ces essais ont permis de constater qu'aucune modification significative de la composition chimique des résines étudiées n'a lieu sur l'intervalle de température de l'étude [20°C – 150°C]. Des essais TGA complémentaires associés à une spectrométrie de masse (Annexe 2) ont été également réalisés sur des échantillons de ces résines et ont permis de confirmer que la légère perte de masse observée sur l'intervalle de température étudié est en effet provoquée par la vaporisation de l'eau et des composées volatiles contenus dans ces résines.

Des DSC (Calorimétrie à Balayage Différentiel) ont ensuite été réalisés. Ces essais, présentés dans les chapitres 3 et 4, ont permis de déterminer la température de transition vitreuse (Tg) des résines étudiées et de suivre son évolution en fonction de la température de conditionnement. La Tg mesurée sur la résine utilisée dans la réalisation des scellements chimiques dans le béton était de l'ordre de 62°C pour une polymérisation à la température ambiante, et celle utilisée dans la réalisation des goujons collés dans le bois était de l'ordre de 38.5°C pour les mêmes conditions de cure. Les essais DSC ont montré une augmentation de la température de transition vitreuse de la résine avec l'augmentation de la température de conditionnement jusqu'à atteindre un seuil limite, au-delà duquel la Tg n'évolue plus. Ces essais ont permis également de mesurer le degré réticulation de la résine et de confirmer la présence d'un phénomène de postcure. En effet, les essais DSC ont permis de constater que la polymérisation de la résine à la température ambiante ne lui permet pas d'atteindre son degré de réticulation maximal et par conséquent ne lui permet pas d'atteindre ses propriétés mécaniques optimales.

Des essais mécaniques dynamiques (DMA) ont été aussi réalisés sur des échantillons de la résine présentée dans le chapitre 4. A travers ces essais on a pu constater une diminution du module de Coulomb de la résine sous l'effet de la température avec une chute considérable dès que la température s'approche de la Tg. A des températures supérieures à Tg, le module de Coulomb converge vers la valeur correspondant au module de cisaillement de la résine à l'état caoutchouteux. Lors d'un deuxième passage de température réalisé sur le même échantillon de résine, considéré cette fois-ci comme complètement polymérisé, les essais DMA montrent une amélioration du comportement mécanique et une diminution plus faible du module de Coulomb sous l'effet de la température. Cependant, dès que la température excède la Tg de la résine totalement polymérisée, le module de Coulomb chute de nouveau et converge vers le module de cisaillement de la résine à l'état caoutchouteux. Ces observations confirment donc la présence d'un phénomène de postcure lors du chauffage de la résine faisant accroître ses performances mécaniques et mettent en évidence l'importante dégradation des propriétés mécaniques de la résine dès que la température dépasse la Tg.

Enfin, des essais de traction quasi-statiques ont été réalisés à différentes températures sur la résine utilisée dans la fabrication des goujons collés dans le bois. Ces essais ont montré une diminution de la résistance en adhérence accompagnée par un changement du comportement mécanique de la résine d'élastique fragile à un comportement viscoélastique et ductile dès que la température dépasse la valeur de la T_g .

Pour conclure, les essais de caractérisation effectués sur les résines utilisés dans cette étude ont montré la vulnérabilité de résines polymères à des températures relativement faibles [35°C, 65°C] et bien inférieures à celles que la structure pourrait atteindre dans une situation d'incendie. Ces essais de caractérisation ont aussi permis de constater qu'un chauffage à posteriori de la résine polymère lui permet d'atteindre ses performances mécaniques optimales par le déclenchement du phénomène de postcure. De plus, le chauffage de la résine permet d'augmenter sa température de transition vitreuse et réduit ainsi sa vulnérabilité à la température. Par conséquent, le chauffage des ancrages chimiques pendant leur phase de mise en place sur le chantier, et après une première polymérisation de la résine à température ambiante, permettrait donc d'optimiser les performances mécaniques de l'assemblage et d'améliorer sa tenue au feu.

A l'échelle de l'ancrage, l'évaluation du comportement mécanique global de l'ancrage a été effectuée à travers des essais d'arrachement. Deux procédures d'essais d'arrachement, présentées dans les chapitres 3 et 4, ont été choisies pour mener l'étude sur les ancrages chimiques dans le bois et dans le béton. La première procédure consistait à réaliser des essais d'arrachement à température stabilisée et avait permis d'associer une résistance en adhérence à chaque température testée. La deuxième procédure consistait à appliquer un effort constant sur l'ancrage et à le chauffer jusqu'à atteindre la ruine, et avait permis d'associer une température de ruine à chaque niveau de contrainte d'adhérence testé. La superposition des résultats obtenus par les deux méthodes a fait apparaître un écart entre les deux procédures d'essai. En effet, sur les plages de températures étudiées [20°C, 150°C], les résultats obtenus par les essais d'arrachement à température stabilisée étaient supérieurs à ceux obtenus à effort constant pour des températures comprises entre 20°C et 80°C pour les scellements chimiques dans le béton, et entre 20°C et 40°C pour les goujons collés dans le bois. Cet écart a pu être interprété grâce aux essais de caractérisation à haute température de la résine, et a été attribué à la postcure de cette dernière lors des essais d'arrachement à température stabilisée d'un côté, conduisant à l'amélioration de la résistance en adhérence de l'ancrage, et au fluage de la résine lors de la réalisation des essais à effort constant de l'autre côté, provoquant une diminution de la résistance en adhérence. Les essais d'arrachement ont par ailleurs confirmé la dégradation des performances mécaniques des ancrages chimiques dès que la température dépassait la T_g .

L'intérêt de la réalisation des essais d'arrachement à température stabilisée est d'étudier les propriétés mécaniques de l'ancrage pour une température uniformément répartie, ce qui permet une meilleure caractérisation de son comportement. En effet, la présence d'un gradient thermique le long de l'ancrage conduit à un changement de la répartition des contraintes dans le joint de colle et par conséquent modifie le comportement mécanique. En outre, les essais d'arrachement à température stabilisée offrent la possibilité d'étudier le glissement de l'ancrage au cours de l'essai et permet par conséquent de tracer les courbes de variation de la contrainte d'adhérence en fonction du glissement, qui peuvent servir comme données d'entrée pour la modélisation. Néanmoins, les essais d'arrachement à effort constant permettent de mieux décrire le comportement au feu des ancrages chimiques étant donné que cette procédure d'essai se rapproche le plus de la configuration réelle des ancrages chimiques dans une structure en situation d'incendie. De plus, les essais d'arrachement à effort constant fournissent des résultats plus sécuritaires et qui sont donc plus appropriés pour dimensionnement.

A l'échelle de la structure, le comportement mécanique des ancrages chimiques dans une structure en situation d'incendie a été étudié à travers la réalisation d'un essai au feu grandeur nature sur une dalle en console ancrée chimiquement dans un mur en béton à l'aide de 8 scellements chimiques. L'objectif de cet essai était d'étudier le comportement de la structure scellée chimiquement sous sollicitation

thermique et mécanique, et aussi de valider la méthode de prédiction de la résistance au feu des ancrages chimiques par intégration des résistances. L'essai au feu a montré que l'augmentation rapide de la température dans la structure fait apparaître des dilatations thermiques différentielles dans la section de la dalle provoquant sa déformation par effet bilame. De plus, cette augmentation rapide de la température génère un gradient thermique important au niveau des ancrages menant à la dégradation de leur résistance mécanique. L'interprétation des résultats de l'essai au feu a montré que l'augmentation de la température au niveau des ancrages chimiques conduit au changement de l'état physique de la résine de solide à caoutchouteux par le phénomène de transition vitreuse. Ce changement d'état est accompagné par la dégradation de la raideur des ancrages et donc par l'amplification de la valeur du glissement, contribuant à la rotation de l'interface mur/dalle.

La comparaison entre les durées de résistance au feu théorique et expérimentale de la structure testée a montré que la méthode d'intégration des résistances permet de prédire la durée de résistance au feu des scellements chimiques, malgré la non prise en compte de la compatibilité des déplacements, présentée au chapitre 3.

La deuxième partie de l'étude du comportement mécanique à haute température des ancrages chimiques a concerné le développement d'un modèle permettant de décrire la répartition des contraintes le long des ancrages, en tenant compte de la distribution thermique. Ce modèle a été développé sur les bases des équations du shear-lag présentées par O. Volkersen en 1938 ([Volkersen, 1938](#)). La non-linéarité a été introduite dans ce modèle par le biais de modèles d'adhérence afin de pouvoir prédire la ruine des ancrages chimiques en situation d'incendie. Le modèle a permis d'étudier l'effet de la température sur la répartition des contraintes le long du joint de colle et d'expliquer le phénomène de ruine. En effet, les résultats obtenus ont montré que la présence d'un gradient thermique le long de l'ancrage conduit à une concentration des contraintes dans les zones les plus froides. La ruine se produit alors au moment où toutes les contraintes présentent dans le joint de colle saturent, c'est-à-dire atteignent la valeur de la résistance en adhérence.

Le modèle shear-lag a également été appliqué à la configuration d'essai présentée dans le chapitre 5 et a permis de prédire correctement sa durée de résistance au feu. L'adaptation du modèle shear-lag à cette configuration d'essai a permis de constater qu'au moment de la ruine, tous les éléments composant l'ancrage fournissent le maximum de leurs performances, c'est-à-dire qu'au moment de la ruine, la contrainte d'adhérence présente dans tous les éléments de l'ancrage atteint partout la valeur de la résistance en adhérence. Ce constat important a permis de valider l'utilisation de la méthode d'intégration des résistances comme outil de dimensionnement pour prédire la résistance au feu des ancrages chimiques.

Le modèle shear-lag s'enrichirait par une application aux goujons collés dans le bois en situation d'incendie. Ce modèle se distinguerait du modèle présenté dans le chapitre 6 de ce manuscrit, par la prise en compte de l'anisotropie du bois et de son influence sur les propriétés mécaniques et thermiques de l'assemblage. Un tel modèle serait aussi capable de prédire la répartition des contraintes dans les assemblages mixtes bois/béton réalisés par ancrage chimique.

Par ailleurs, il serait bon d'enrichir le modèle shear-lag développé dans ce travail de recherche pour tenir compte du comportement à long terme et de l'histoire thermique de l'ancrage. En effet, il a été précisé dans le premier chapitre de ce manuscrit que le fluage de la résine était la cause principale de trois sinistres qui se sont produits dans des structures contenant des ancrages chimiques, provoquant la mort de 11 personnes. En outre, les chapitres 3 et 4 ont mis en évidence l'importance de l'histoire thermique dans la détermination des propriétés mécaniques de l'ancrage. La prise en compte de ces deux facteurs importants dans le modèle shear-lag permettrait donc de prédire l'évolution du comportement mécanique des ancrages chimiques dans le temps et permettrait par conséquent d'échapper à ce genre d'accident.

La prédiction de l'évolution du comportement de l'ancrage dans le temps en utilisant le modèle shear-lag serait possible grâce à l'injection de la courbe de caractérisation du comportement à long terme de la résine (Fig. 2.18), construite à partir d'un ensemble d'essais de fluage effectués à différentes températures sur des échantillons de résine. La prise en compte de l'histoire thermique de l'ancrage s'effectuerait par l'utilisation des courbes de variation de la température de transition vitreuse et du module de coulomb de la résine en fonction de la température. En effet, la courbe de variation de la température de transition vitreuse en fonction de la température pourrait servir pour corrélérer la variation des propriétés mécaniques de la résine en fonction de la température. La courbe de variation du module de Coulomb en fonction de la température, corrélée à l'histoire thermique de la résine, serait par la suite injectée dans le modèle pour décrire le comportement mécanique du joint de colle dans l'ancrage.

Pour finir, le travail de recherche présenté dans ce manuscrit peut être complété par d'un essai au feu grandeur nature sur une structure en bois assemblée par goujons collés. Un tel essai permettrait de constater la différence du comportement au feu entre les goujons collés dans le bois et les scellements chimiques dans le béton. Cet essai permettrait aussi d'appliquer la méthode d'intégration de résistance sur les goujons collés dans le bois et de comparer les résultats obtenus avec ceux présentés dans le chapitre 5.

Annexe 1 : Dimensionnement au feu des scellements chimiques selon le (EOTA EAD 330087-00-0601, 2015)

Le dimensionnement des scellements chimiques selon la méthode proposée par le (EOTA EAD 330087-00-0601, 2015) s'effectue en 6 étapes :

1. Mesure de l'évolution de la résistance en adhérence en fonction de la température

Cette étape consiste à mesurer la résistance en adhérence des scellements chimiques à différentes températures à travers des essais d'arrachement à effort constant, selon la procédure décrite dans les chapitres 3 et 4 de ce manuscrit. Le choix de la procédure d'arrachement à effort constant se justifie par le fait que cette configuration est plus représentative de la configuration réelle des scellements chimiques dans les structures en béton et aussi du fait qu'elle fournisse des résultats plus conservatifs que la procédure d'arrachement à température stabilisée. Le scellement chimique doit être réalisé dans un cylindre de béton de diamètre 16 cm et de hauteur 250 cm, confiné par une fine couche d'acier d'épaisseur 5 mm (Fig. A.1.1). Le cylindre de béton doit être chauffé par un flux de chaleur radial et l'armature ne doit être, en aucun cas, en contact direct avec la source de chaleur pour que l'essai soit représentatif de des scellements chimiques dans une structure en béton en situation d'incendie. En effet, contrairement aux ancrages mécaniques classiques, les scellements chimiques sont confinés de tous les côtés par une couverture en béton, et par conséquent, le transfert thermique durant l'incendie se fait uniquement par conduction du béton vers l'armature. La température au niveau de l'ancrage est mesurée par deux thermocouples TC1 et TC2 positionnés au fond d'ancrage et à 1 cm du début d'ancrage.

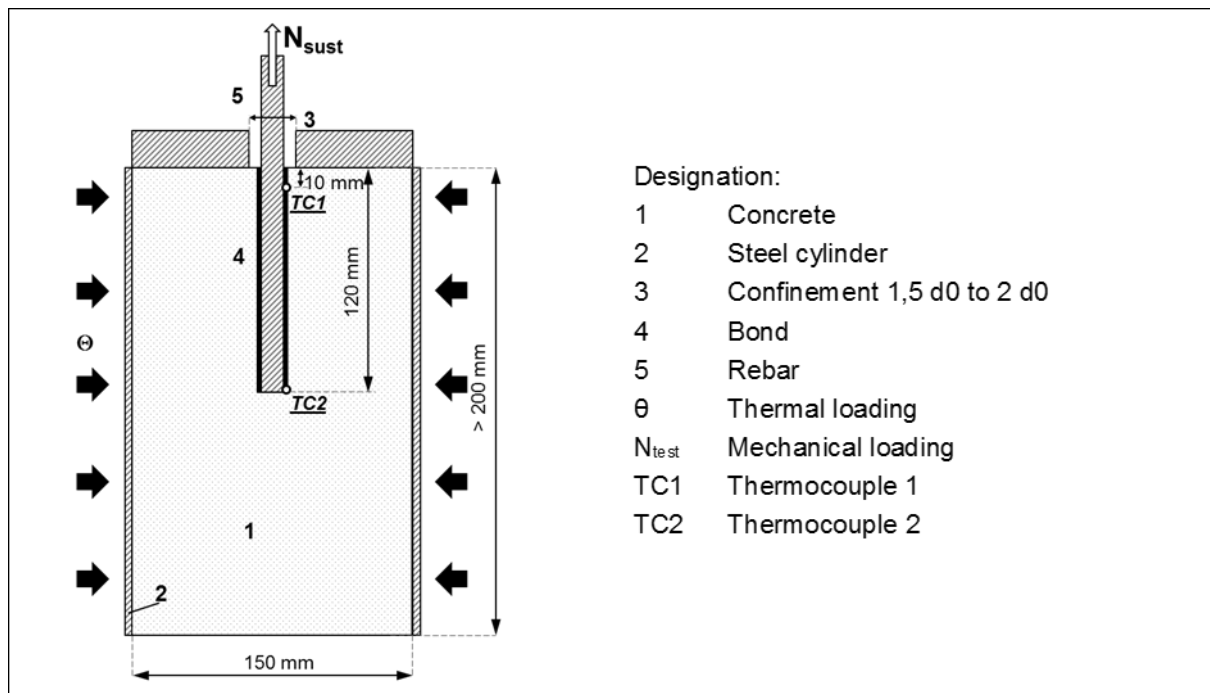
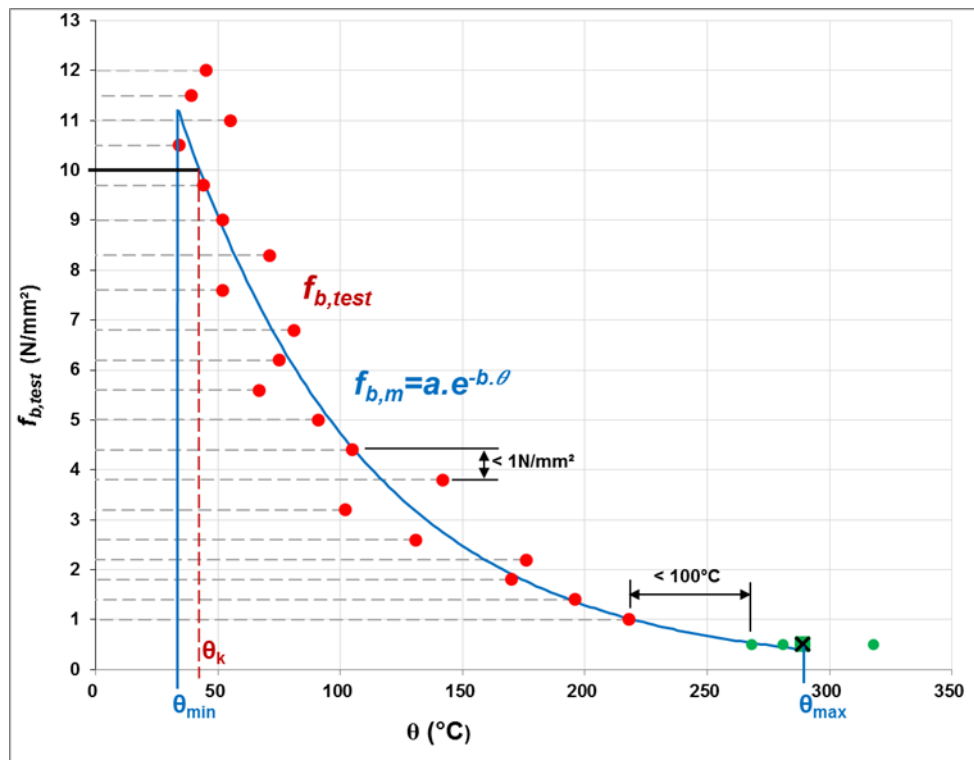


Fig. A.1. 1 : Eprouvette et configuration d'essai imposées par le (EOTA EAD 330087-00-0601, 2015)

2. Approximation mathématique des résultats expérimentaux

La courbe de variation de la résistance en adhérence en fonction de la température, obtenue par les essais d'arrachement à effort constant, est ensuite décrite par une fonction mathématique $f_{b,m}(\theta)$ (Fig. A.1.2). Le (EOTA EAD 330087-00-0601, 2015) impose une approximation des résultats par une loi exponentielle étant donné que cette fonction mathématique permet d'éviter l'obtention de valeurs négatives de résistance en adhérence à des températures élevées et présente une bonne répétabilité entre les différents évaluateurs (Pinoteau, et al., 2017).



3. Calcul du coefficient de réduction $K(\theta)$

La méthode de dimensionnement proposée par le (EOTA EAD 330087-00-0601, 2015) repose sur la philosophie de l'Eurocode 2, partie 1-2 section 4 (CEN EN 1992-1-2, 2005) qui suppose que la résistance en adhérence des scellements chimiques ne doit pas dépasser celle des ancrages mécaniques classiques. Pour ce faire, la méthode impose l'utilisation d'un coefficient de réduction permettant d'aligner le comportement au feu des scellements chimiques avec celui des ancrages mécaniques classiques dans le cas où les performances mécaniques des scellements chimiques sont supérieures. Le calcul de la valeur de ce coefficient réducteur dépend uniquement de la classe de résistance du béton et repose sur le tableau des correspondances également présenté dans le paragraphe 1.1.1 (Tableau 1.2).

Tableau A.1. 1: Valeurs de correspondance des résistances en adhérence entre les ancrages mécaniques classiques et les scellements chimiques

Classe de résistance du béton	Valeurs de dimensionnement de la résistance en adhérence de l'EC2 pour des bonnes conditions d'ancrage $f_{bd,EC}$ [MPa]	Valeurs des résistances en adhérence requises pour des scellements chimiques d'armature $f_{bm,req,d}$ [MPa]
C12/15	1.6	7.1
C16/20	2.0	8.6
C20/25	2.3	10.0
C25/30	2.7	11.6
C30/37	3.0	13.1
C35/45	3.4	14.5
C40/50	3.7	15.9
C45/55	4.0	17.2
C50/60	4.3	18.4

La méthode impose dans un premier temps la majoration de la courbe $f_{b,m}(\theta)$ par la valeur $f_{bm,req,d}$ déterminée à partir du tableau A.2.1 en connaissant la classe de résistance du béton (Fig. A.1.2). L'intersection entre la courbe $f_{b,m}(\theta)$ et la valeur $f_{bm,req,d}$ permet de déterminer la température θ_k jusqu'à laquelle l'ancrage maintient ses capacités résistantes maximales. Connaissant la valeur de θ_k , il est désormais possible de calculer l'évolution de valeur du coefficient de réduction $K(\theta)$ en utilisant l'équation (A.2.1).

$$K(\theta) = \begin{cases} 1 & \text{si } \theta_{min} \leq \theta \leq \theta_k \\ \frac{f_{b,m}(\theta)}{f_{bm,req,d}} & \text{si } \theta_k < \theta \leq \theta_{max} \\ 0 & \text{si } \theta > \theta_{max} \end{cases} \quad (A.2.1)$$

Avec θ_{min} la température minimale enregistrée au cours des essais d'arrachement à effort constant et θ_{max} la température maximale enregistrée au cours des essais d'arrachement à effort constant.

4. Calcul de la résistance en adhérence de dimensionnement

La méthode de dimensionnement proposée par l'EAD pour le dimensionnement des scellements chimiques en situation d'incendie emploie, en plus du coefficient de réduction $K(\theta)$, des coefficients de sécurité relatifs au béton et à la situation d'incendie. L'évolution de la résistance en adhérence des scellements chimiques en situation d'incendie selon la méthode de l'EAD est alors obtenue par en combinant ces coefficients de sécurité avec le coefficient de réduction $K(\theta)$ et avec la valeur de dimensionnement de la résistance en adhérence de l'EC2 $f_{bm,req,d}$ comme le décrit l'équation (A.2.2).

$$f_{bd,fire}(\theta) = f_{bd,EC} \cdot \frac{\gamma_{M,20^\circ C}}{\gamma_{M,fire}} \cdot K(\theta) \quad (A.2.2)$$

Avec :

$f_{bd,fire}(\theta)$ est la résistance en adhérence de dimensionnement du scellement chimique, dépendante de la température.

$\gamma_{M,20^\circ C}$ est un coefficient de sécurité relatif au matériau à température ambiante (égal à 1.5).

$\gamma_{M,fire}$ est un coefficient de sécurité relatif au matériau en situation d'incendie (égal à 1).

Annexe 2 : Analyse Thermogravimétrique couplée à une spectrométrie de masse

Essais effectués sur la résine époxy utilisée dans les chapitres 3 et 5 :

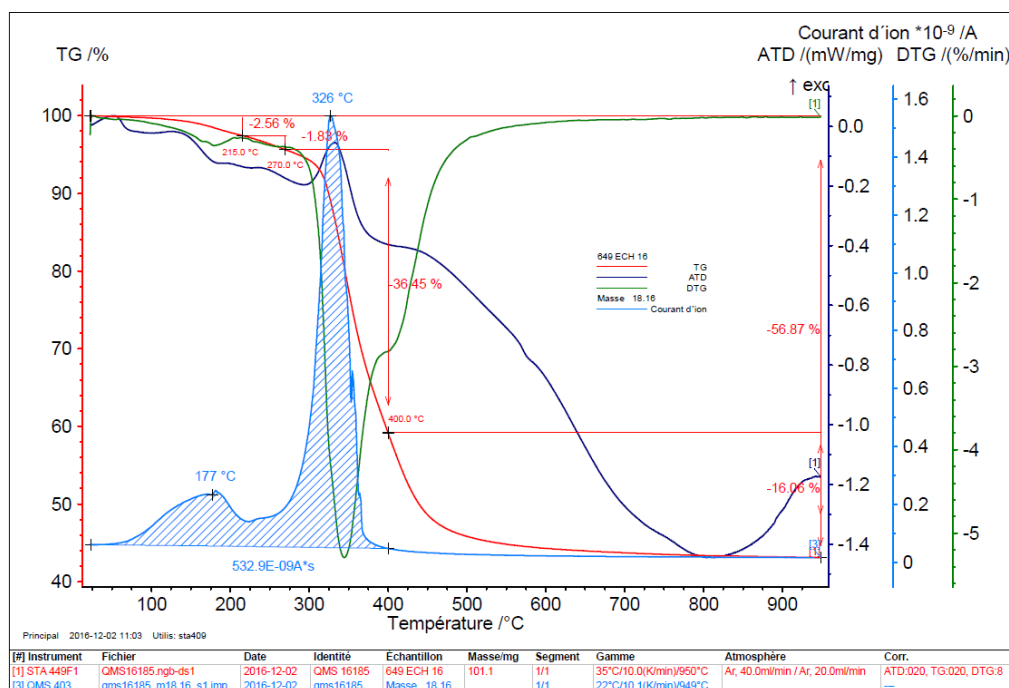


Fig. A.2. 1 : Analyse des gaz émis par spectrométrie de masse : Masse molaire 18g/mol (Eau H₂O)

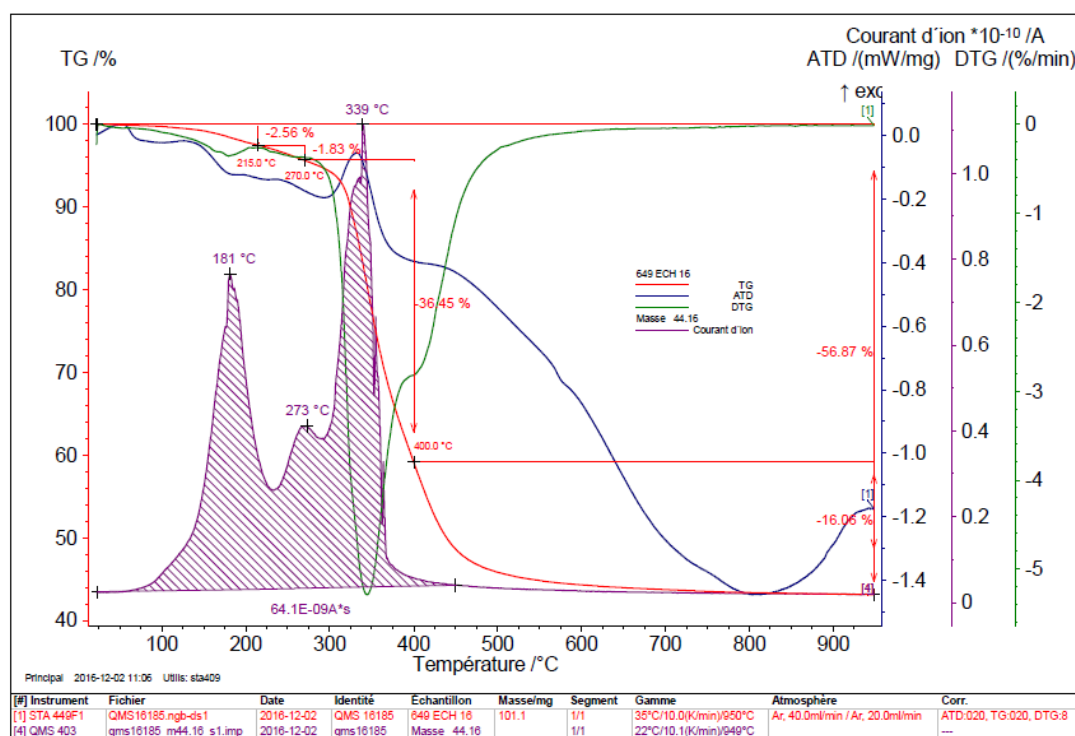


Fig. A.2. 2 : Analyse des gaz émis par spectrométrie de masse : Masse molaire 44g/mol (Dioxyde de carbone CO₂)

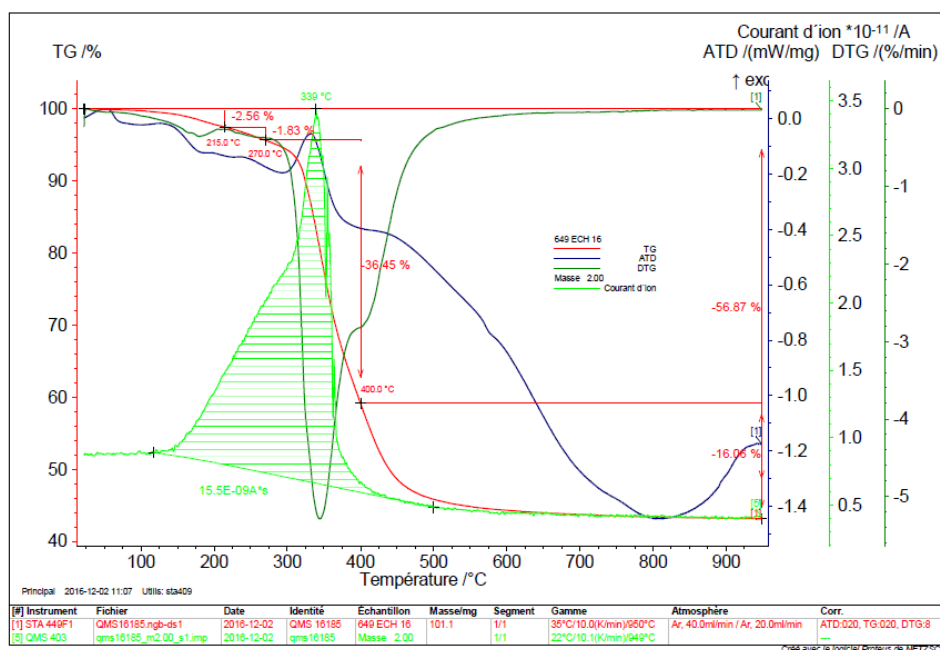


Fig. A.2. 3 : Analyse des gaz émis par spectrométrie de masse : Masse molaire 2g/mol (Dihydrogène H_2)

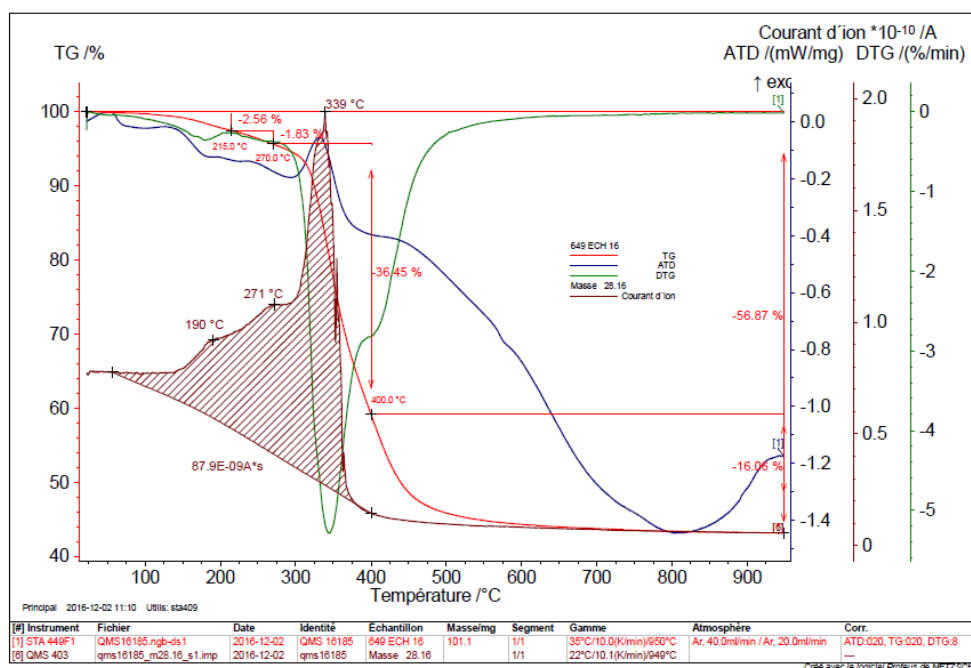


Fig. A.2. 4: Analyse des gaz émis par spectrométrie de masse : Masse molaire 28g/mol (Diazote N_2)

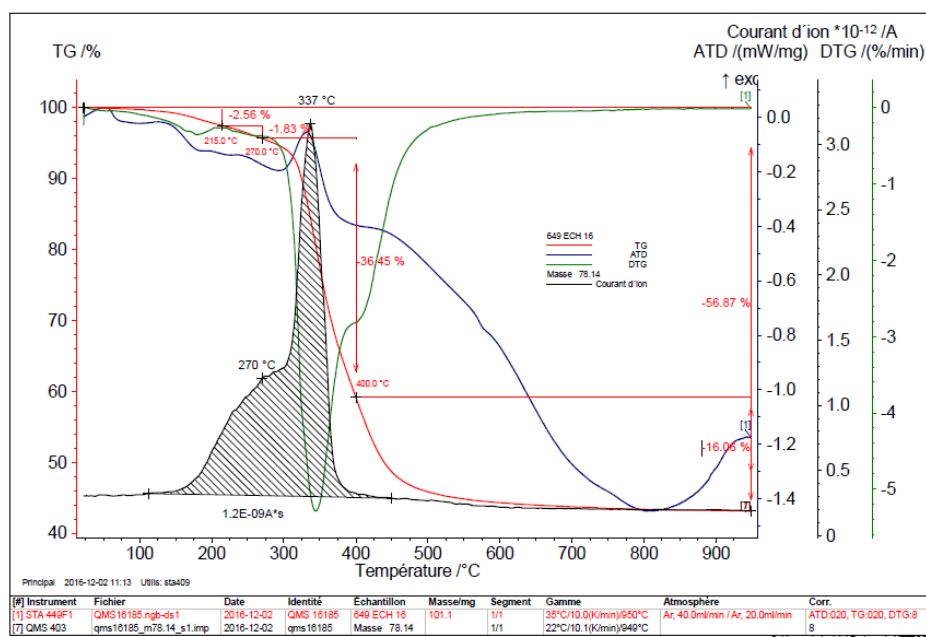


Fig. A.2. 5: Analyse des gaz émis par spectrométrie de masse : Masse molaire 78g/mol (Benzène C_6H_6)

Résultats de la TGA couplée à la spectrométrie de masse :

- Légère perte de masse entre 20°C et 150°C provoquée essentiellement par le départ de l'eau libre ou faiblement liée provenant des charges minérale (Fig. A.2.1).
- Dégagement important du CO_2 entre 20°C et 150°C provenant des composées volatiles contenues dans la résine (Fig. A.2.2)
- Pas de dégagement du dihydrogène, du diazote ou du benzène entre 20°C et 150°C (Fig. A.2.3, Fig. A.2.4 et Fig. A.2.5)

Essais effectués sur la résine époxy Mastifix® étudiée dans le chapitre 4 :

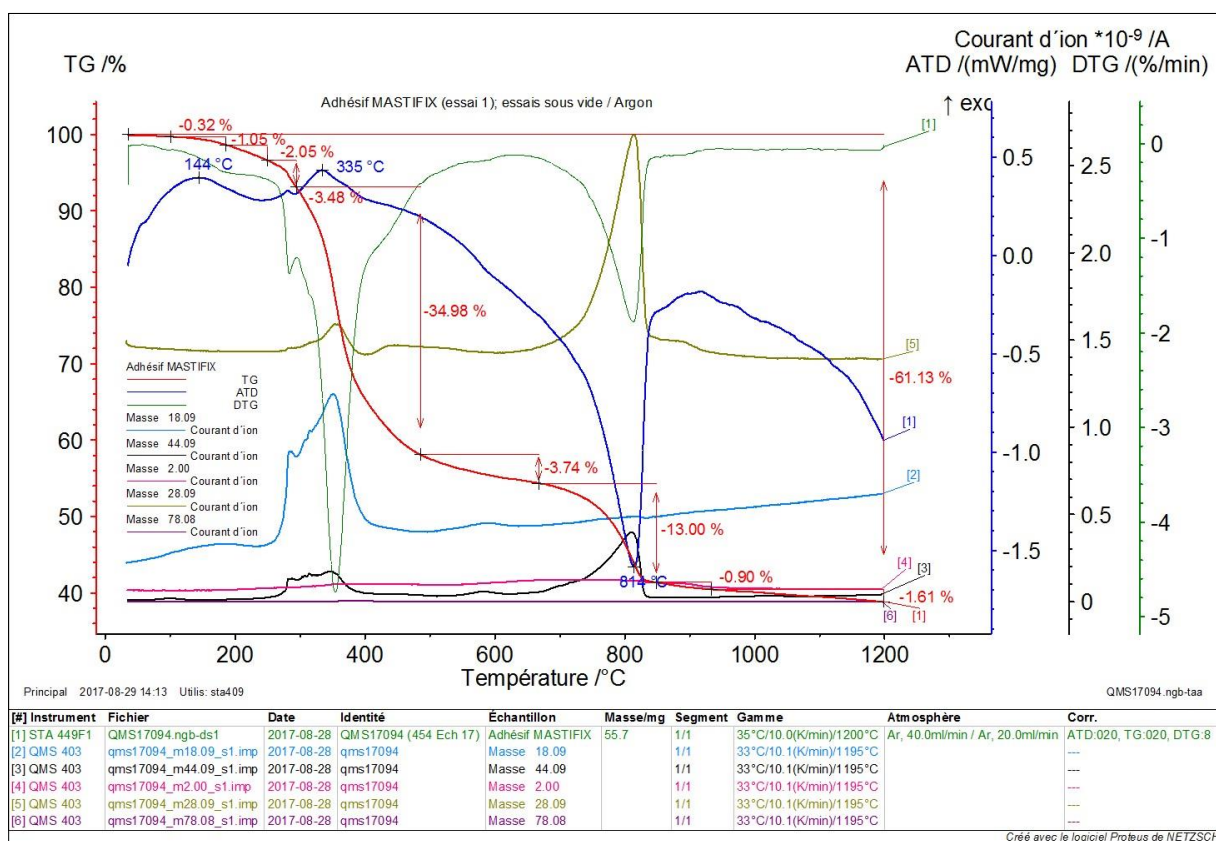


Fig. A.2. 6 : Essai TGA couplé à la spectrométrie de masse effectué sur un échantillon de 55.7 mg de résine Mastifix®

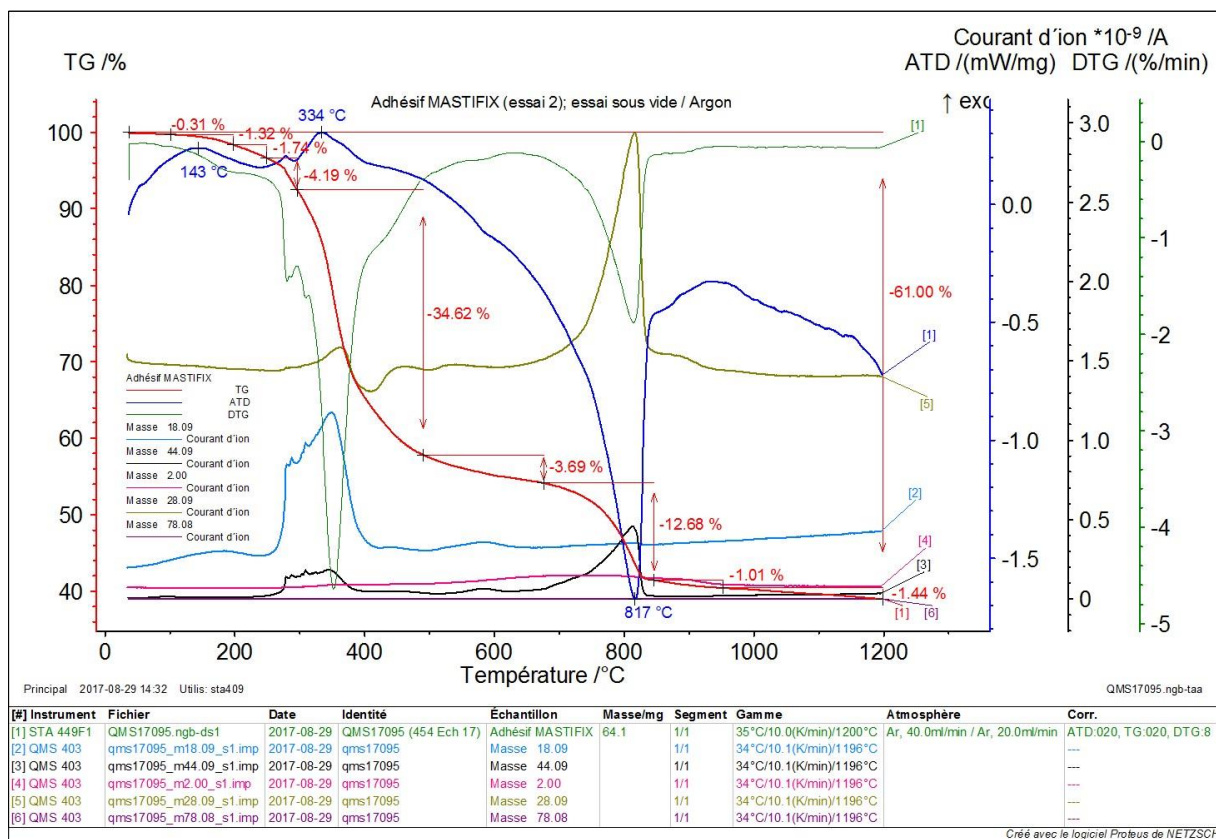


Fig. A.2. 7 : Essai TGA couplé à la spectrométrie de masse effectué sur un échantillon de 64.1 mg de résine Mastifix®

Résultats de la TGA couplée à la spectrométrie de masse :

- Pas de modification de la composition chimique de la résine Mastifix® à des températures inférieures à 280°C.
- Oxydation de la résine Mastifix® à partir de 360°C.
- Légère perte de masse entre 0°C et 200°C provoquée essentiellement par le départ de l'eau libre ou faiblement liée provenant des charges minérale (Courbes bleues sur les Fig. A.2.6 et A.2.7).
- Dégagement du CO₂ entre 280°C et 360°C provenant des composées volatiles contenues dans la résine (Fig. A.2.2)
- Pas de dégagement du dihydrogène, du diazote ou du benzène entre 20°C et 150°C (Fig. A.2.3, Fig. A.2.4 et Fig. A.2.5)

Annexe 3 : Evaluation de la résistance au feu des structures

La résistance au feu est un concept qualifiant l'aptitude des éléments de construction à assurer leur rôle mécanique lors d'une situation d'incendie (CTICM, 2008). Certaines méthodes et conditions d'évaluation de la résistance au feu des éléments de construction et des ouvrages sont définies par l'arrêté du 22 mars 2004 du ministère de l'intérieur et sont harmonisées au niveau européen. Dans la réglementation française, l'état des éléments de construction lors d'un incendie est décrit par 3 lettres pour quantifier leur durée de tenue au feu (Dagard, 2015) :

- **R** : Résistance mécanique ou stabilité
- **E** : Etanchéité aux gaz et flammes
- **I** : Isolation thermique (forcément utilisée en complément d'une classification R ou E)

Ces lettres sont ensuite suivies par 2 ou 3 chiffres exprimant le temps de tenue au feu de l'élément. De ces états, il en découle alors 3 classes de résistance au feu (Allianz IARD, 2007) (Fig. A.3.1), désignées par :

- Stable au feu (SF) = (**R**) : Cette classe de résistance ne concerne que les éléments qui présentent une fonction porteuse tels que les poteaux, les poutres et les tirants. Elle signifie que l'élément conserve, durant le temps indiqué ses capacités de portance et d'auto-portance.
- Pare-flammes (PF) = (**RE** ou **E**) : Cette classe concerne principalement les éléments de compartimentage et qui ne renferment pas de matériaux combustibles. Cette classe indique que l'élément est stable au feu et évite durant le temps indiqué, la propagation des gaz de combustion et des fumées du côté non sinistré.
- Coupe-feu (CF) = (**REI** ou **EI**) : Cette classe concerne aussi les éléments de compartimentage porteurs ou non-porteurs (plancher, mur, cloison, plafond). Elle indique que l'élément est pare flamme et évite, durant le temps indiqué, la propagation de la chaleur du côté sinistré.

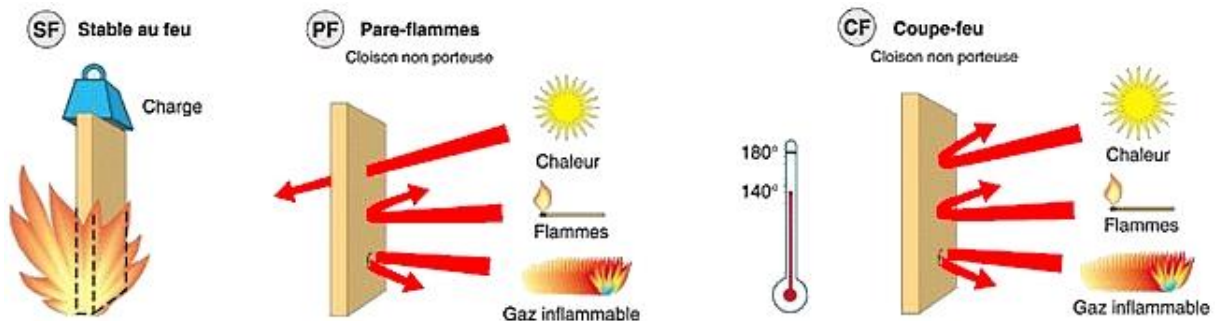


Fig. A.3. 1: Schéma illustratif des critères de résistance au feu (Direction Générale de la Protection Civile, 2010)

La durée de résistance au feu est déterminée expérimentalement par l'exposition de l'élément en question à une élévation de température selon une courbe temps-température conventionnelle et normalisée à l'échelle internationale. Ces courbes sont fournies par l'Eurocode 1 dans sa partie 1-2 (CEN EN 1992-1-2, 2002). On distingue 4 types de courbes les plus couramment utilisées dans l'évaluation de la résistance au feu des éléments structuraux :

La courbe ISO 834-1 : La courbe ISO 834-1 ou ISO 834 est une courbe normalisée permettant de simuler, d'une façon sécuritaire, l'élévation de la température des gaz dans une structure en situation d'incendie. La température des gaz est considérée homogène dans la structure. Son évolution au cours du temps est décrite par l'équation (A.3.1).

$$\theta_g(t) = 20 + 345 \log(8t + 1) \quad (\text{A.3.1})$$

Avec θ_g la température des gaz [°C] et t le temps d'exposition au feu [min]

La Fig. A.3.2 montre la superposition de l'évolution de la température mesurée dans une structure en situation d'incendie et celle simulée par la courbe ISO. La figure met en évidence un écart important entre ces deux températures. En effet, contrairement à la réalité, la courbe ISO simule une augmentation continue de la température avec une vitesse constante pendant les premières minutes de chauffage, puis cette vitesse diminue progressivement. De manière simplifiée, il peut être retenu que la température atteint environ 500°C après 3 minutes de chauffage, 800°C après 30 minutes et plus de 1000°C après 90 minutes. Tandis qu'en réalité, l'augmentation de la température dans une structure en situation d'incendie passe par 4 étapes, qui sont respectivement la propagation du feu, l'inflammation, le développement entier de l'incendie et enfin la dégradation.

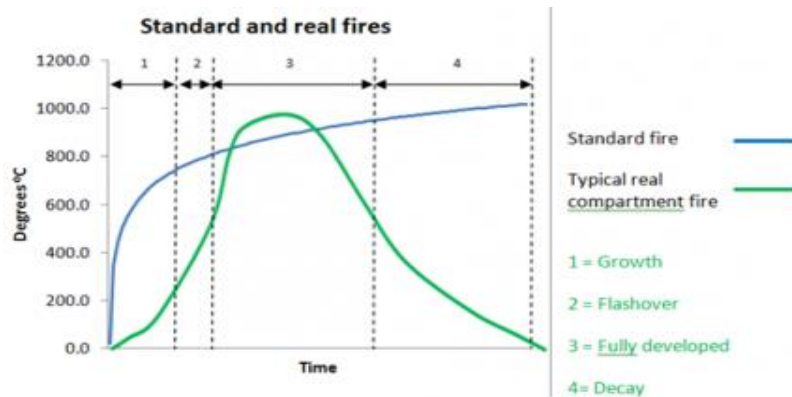


Fig. A.3. 2 : Comparaison entre la courbe ISO 834 et l'élévation réelle de la température dans une structure en situation d'incendie (SteelConstruction.info, 2013)

La courbe de feu extérieur : Cette courbe normalisée permet la simulation de la montée de la température dans la face externe des murs extérieurs de séparation (Fig. A.3.3). La sollicitation thermique est donc supposée avoir comme origine dans ce cas, l'intérieur du compartiment concerné ou d'un compartiment se trouvant au-dessous ou à côté du mur en question. L'augmentation de la température au cours du temps suivant la courbe de feu extérieur est décrite par l'équation (A.3.2).

$$\theta_g(t) = 20 + 660(1 - 0.687e^{-0.32t} - 0.313e^{-3.8t}) \quad (\text{A.3.2})$$

La courbe Hydrocarbure (HC) : La courbe hydrocarbure est une courbe temps-température normalisée destinée à représenter les effets d'un feu alimenté par des hydrocarbures (Fig. A.3.3). L'évolution de la température dans le temps est décrite par l'équation (A.3.3).

$$\theta_g(t) = 20 + 1080(1 - 0.325e^{-0.167t} - 0.675e^{-2.5t}) \quad (\text{A.3.3})$$

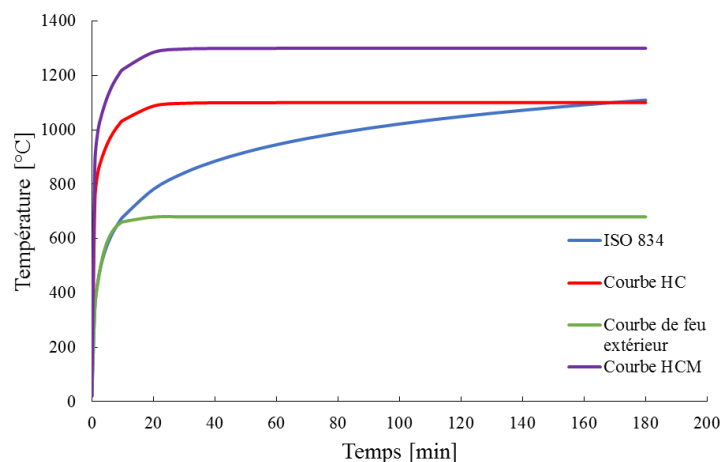


Fig. A.3. 3: Courbes température-temps conventionnelles

La courbe Hydrocarbure Majorée (HCM) : Cette courbe normalisée est utilisée dans le cas spécifique d'évaluation de la sécurité incendie dans les tunnels et fait référence aussi à l'évolution de la température dans le cas de l'alimentation de l'incendie par des hydrocarbures. Elle se caractérise par une augmentation extrêmement rapide de la température pendant les premières minutes de chauffage et puis par sa convergence vers 1300°C au bout de 30 minutes de chauffage. L'augmentation de la température dans ce cas est décrite par l'équation (A.3.4).

$$\theta_g(t) = 20 + 1280(1 - 0.325e^{-0.167t} - 0.675e^{-2.5t}) \quad (\text{A.3.4})$$

Les courbes temps-température normalisées (Fig. A.3.3) simulent donc l'élévation de la température des gaz dans une structure en situation d'incendie, sous certaines conditions. La température est ensuite transmise à la surface de la structure directement exposée au feu par des flux de chaleur radiatifs et convectifs, avant de se propager à l'intérieur du matériau par conduction thermique. La diffusion de la température dans le matériau est obtenue par la suite par des calculs thermiques, tels que présentés dans le chapitre 5 de ce manuscrit. Enfin, la tenue au feu de la structure incendiée est déterminée en fonction de la variation de ses propriétés mécaniques avec la température, fournies dans le cas d'une structure en béton par l'Eurocode 2 ([CEN EN 1992-1-2, 2002](#)). Un exemple d'application de la méthode de détermination de la tenue au feu d'une structure en béton à partir de la courbe ISO 834-1 est également présenté dans le chapitre 5.

Références

ACI 318-11, 2011. ACI 318-11 Building Code Requirements for Structural Concrete.

ACI Provisional Standards, 2001. *ACI 335.2-01, Evaluating the performance of post-installed mechanical anchors in concrete*, s.l.: s.n.

Adams, R., Coppendale, J., Mallick, V. & Al-hamdan, H., 1992. The effect of temperature on the strength of adhesive joints. *International Journal of Adhesion and Adhesives*, Volume 12(3), pp. 185-190.

Agbossou, A., Bergert, A., Benzarti, K. & Alberola, N., 1993. Modeling of the viscoelastic behaviour of amorphous thermoplastic/glass beads composites based on the evaluation of the complex Poisson's ratio of the polymer matrix. *Journal of Materials Science*, Volume 28(7), pp. 1963-1972.

Aicher, S. & Dill-Langer, G., 2001. Influence of moisture, temperature and load duration on performance of glued-in rods. *International RILEM Symposium on Joints in Timber Structures*, pp. 383-392.

Aicher, S., Gustafsson, P. & Wolf, M., 1999. Load displacement and bond strength of glued-in rods in timber influenced by adhesive, wood density, rod slenderness and diameter. *Proceedings of the international RILEM symposium of timber engineering*.

Allianz IARD, 2007. Euroclasses: classification européenne de réaction au feu des produits de la construction. *Votre fiche Reflex n° 60*.

Alvarez-Lima, R., Diaz Diaz, A., Caron, J.-F. & Chataigner, S., 2012. Enhanced layerwise model for laminates with imperfect interfaces-Part 1: Equations and theoretical validation. *Composite structures*, Volume 94, pp. 1694-1702.

Aouf, C. & Fulcrand, H., 2013. *Des résines époxy biosourcées, sans bisphénol A, à partir de polyphénols naturels*. [Online]
Available at: [http://www.cepia.inra.fr/Le-departement-Les-recherches/Nos-resultats/resine-epoxy/\(key\)/82](http://www.cepia.inra.fr/Le-departement-Les-recherches/Nos-resultats/resine-epoxy/(key)/82)

Association RBR, 2009. Réparation et renforcement des ouvrages bois par des techniques de résines - Recommandations pour la conception, le calcul et la réalisation.

ASTM International, 2007. ASTM C150-07, Standard specification for Portland Cement.

ASTM International, 2013. ASTM C881: Standard specification for epoxy-resin base bonding systems for concrete.

Bainbridge, R., Mettem, C., Harvey, K. & Ansell, M., 2002. Bonded-in rod connections for timber structures. Development of design methods and test observations. *International journal of adhesion and adhesives*, Volume 22, pp. 47-59.

Bajer, M. & Barnat, J., 2009. Dependence of Ultimate Bond Stress on Bond Anchor Carrying Capacity. *Slovak Journal of Civil Engineering*, pp. 1-7.

Bardonnnet, P., 1992. Résines époxydes (EP) - Composants et propriétés. *Traité plastiques et composites, éditions T.I. (Techniques de l'ingénieur)*.

Barrère, C. & Dal Maso, F., 1997. Résine époxy réticulées par des polyamines: Structure et propriétés. *Revue de l'institut français du pétrole*, Volume 52, pp. 317-335.

Bazant, Z. & Kaplan, M., 1996. *Concrete at High Temperatures: Material properties and Mathematical Models*. s.l.:Pearson Education.

Bengtsson, C. & Johansson, C.-J., 2000. Test methods for glued-in rods for timber structures. *Proceedings of the CIB-W18 Meeting Thirty-Three*.

Bengtsson, C. & Johansson, C.-J., 2002. *Final Report: GIROD – GLUED-IN RODS FOR TIMBER STRUCTURES*, Borås : s.n.

Benzarti, K. et al., 2011. Accelerated ageing behaviour of the adhesive bond between concrete specimens and CFRP overlays. *Construction and Building Materials*, Volume 25(2), pp. 523-538.

Benzarti, K., Houhou, N., Quiertant, M. & Chataignier, S., 2014. Creep behavior of cold curing epoxy adhesives: analysis and predictive approach. *Composites In Civil Engineering (CICE)*, August. pp. 1-7.

Bernasconi, A., 2001. Behaviour of axially loaded glued-in rods - requirements and resistance, especially for spruce timber perpendicular to the grain direction. *Proceedings of the CIB-W18 Meeting Thirty-Four*.

Bickel, T. & Shaikh, A., 2002. Shear Strength of Adhesive Anchors. *Precast Concrete Institute Journal*, pp. 92-100.

Bingöl, A. F. & Gül, R., 2009. Residual bond strength between steel bars and concrete after elevated temperatures. *Fire Safety Journal*, Volume 44, pp. 854-859.

Bouazaoui, L. & Li, A., 2008. Analysis of steel/concrete interfacial shear stress by means of pull out test. *International Journal of Adhesion and Adhesives*, Volume 28(3), pp. 101-108.

Bouiadjra, B., Fekirini, H., Belhouari, B. & Serier, B., 2007. Fracture energy for repaired cracks with bonded composite patch having two adhesive bands in aircraft structures. *Journal of Computational Material Science*, Volume 40, pp. 20-26.

Broughton, J. & Hutchinson, A., 2001. Pull-out behaviour of steel rods bonded into timber. *Journal of materials and structures*, Volume 34, pp. 100-109.

Buchanan, A., 2000. Fire performance of timber construction. *Progress in structural engineering and materials*, Volume 2, pp. 278-289.

Buchanan, A. H. & Barber, D. J., 1996. Fire resistance of epoxied steel rods in glulam timber. *NZ timber design journal*, Volume 5 , pp. 12-18.

Carbas, R., Da Silva, L. & Critchlow, G., 2014. Adhesively bonded functionally graded joints by induction heating. *International Journal of Adhesion and Adhesives*, Volume 48, pp. 110-118.

Caron, J.-F. et al., 2006. Multi-practicle modelling for the prediction of delamination in multi-layered materials. *Composites science and technology*, Volume 66, pp. 755-765.

Carreira, R., Caron, J.-F. & Diaz Diaz, A., 2002. Model of multilayered materials for interface stresses estimation and validation by finite element calculations. *Mechanics of materials* , Volume 34, pp. 217-230.

CEB-FIB, 2011. *Model Code 2010, final draft*. s.l.:s.n.

CEN EN 1992-1-1, 2004. *Eurocode 2: Design of concrete structures - part 1-1: General rules and rules for buildings*, s.l.: s.n.

CEN EN 1992-1-2, 2002. Eurocode 1, Part 1-2: Actions on structures: general actions – actions on the structures exposed to fire.

CEN EN 1992-1-2, 2005. EN 1992-1-2 Eurocode 2. Part 1-2: Design of concrete structures - General rules - Structural fire design.

CEN NF EN 13183-1, 2002. Moisture content of a piece of sawn timber: Part 1: Determination by oven dry method.

CEN NF EN 197-1, 2012. *Ciment Partie 1 : Composition, spécifications et critères de conformité des ciments courants*. s.l.:s.n.

CEN NF EN ISO 898-1, 2013. Mechanical properties of fasteners made of carbon steel and alloy steel — Part 1 : Bolts, screws and studs with specified property classes — Coarse thread and fine pitch thread.

CEN prEN 1995-2, 2015. Conception et calcul des structures bois - Partie 2 : ponts.

CEN UNI408, 2012. *Timber structures. Structural timber and glued laminated timber. Determination of some physical and mechanical properties*. s.l.:s.n.

Chataigner, S., 2008. Design of an anchorage for a cable made in composite material. *Engineering sciences [Physics]. Ecole des Ponts ParisTech*, pp. English. <pastel-00004865>.

Chataigner, S. et al., 2010. Non-linear failure criteria for a double lap bonded joint. *International Journal of Adhesion and Adhesives*, Volume 30, pp. 10-20.

Chataigner, S., Caron, J.-F., Duong, V. A. & Diaz Diaz, A., 2011. Experimental and numerical investigation of shear strain along an elasto-plastic bonded lap joint. *Construction and building materials*, Volume 25, pp. 432-441.

Chataigner, S. et al., 2011. Transfert des efforts par collage structural entre bois et béton: Utilisation d'un essai push-out pour le choix de l'adhésif. *GC'2011*, pp. 22-24.

China Building Industry Press, 2006. GB 50367-2006: Design code for strengthening concrete structure.

Chin, J. et al., 2010. Thermoviscoelastic Analysis and Creep Testing of Ambient Temperature Cure Epoxies Used in Adhesive Anchor Applications. *Journal of Materials in Civil Engineering*, pp. 1039-1046.

Chua, P. & Piggott, M., 1985. The Glass Fiber-Polymer Interface: I-Theoretical Consideration for Single Fiber Pull-out Tests. *Composites Science and Technology*, Volume 22, pp. 33-42.

Colak, A., 2001. Parametric study of factors affecting the pull-out strength of steel rods bonded into precast concrete panels. *International Journal of Adhesion and Adhesives*, Volume 21(6), pp. 489-493.

Colak, A., 2007. Estimation of ultimate tension load of methylmethacrylate bonded steel rods into concrete. *International Journal of Adhesion and Adhesives*, December, Volume 27(8), pp. 653-660.

Construction Fixings association, 1998. CFA Guidance Note: Fixings and Fire.

Cook, R., 1993. Behavior of Chemically Bonded Anchors. *Journal of Structural Engineering*, Volume 119(9), pp. 2744-2762.

- Cook, R. & Konz, R., 2001. Factors influencing bond strength of adhesive anchors. *ACI Structural Journal*, Volume 98(1), pp. 76-86.
- Coureau, J. et al., 2016. Resistance-curves and wood variability: Application of Glued-in-rod. *International journal of adhesion and adhesives*, Volume 70, pp. 1-9.
- CSTB, 2008. Avis Technique 3/08-567: Goujons collés RESIX. *Etablissements SIMONIN Frères*.
- CTICM, 2008. Réglementation en sécurité incendie: Résistance au feu. *Service recherche Incendie*.
- Custódio, J., Broughton, J. & Cruz, H., 2009. A review of factors influencing the durability of structural bonded timber joints. *International journal of adhesion and adhesives*, Volume 29, pp. 173-185.
- Da Silva, L. & Adams, R., 2007. Techniques to reduce the peel stresses in adhesive joints with composites. *International Journal of Adhesion and Adhesives*, Volume 27, pp. 227-235.
- Dagard, 2015. Comportement au feu. 1 - *Caractéristiques des produits*.
- Das Neves, P., Da Silva, L. & Adams, R., 2009. Analysis of mixed adhesive bonded joints part II: Parametric study. *Journal of Adhesion Science and Technology*, Volume 23, pp. 35-63.
- Deb, A., Malvade, I., Biswas, P. & Schroeder, J., 2007. An Experimental and Analytical Study of the Mechanical Behavior of Adhesively Bonded Joints for Variable Extension Rates and Temperatures. *International Journal of Adhesion and Adhesives*, Volume 28, pp. 1-15.
- DeJong, M. J. & Ulm, F.-J., 2007. The nanogranular behavior of C-S-H at elevated temperatures (up to 700 °C). *Cement and Concrete Research*, Volume 37, pp. 1-12.
- Deutsches Institut für Normung, 2008. Norm 1052:2008-12 Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken. *DIN*.
- Di Maria, V., D'Andria, L., Muciaccia, G. & Lanakiev, A., 2017. Influence of elevated temperature on glued-in steel rods for timber elements. *Construction and building materials*, Volume 147, pp. 457-465.
- Diaz Diaz, A. & Caron, J.-F., 2006. Prediction of the onset of mode III delamination in carbon-epoxy laminates. *Composite structures*, Volume 72, pp. 438-445.
- Diaz Diaz, A., Caron, J.-F. & Carrier, R. P., 2002. Software application for evaluating interfacial stresses in inelastic symmetrical laminates with free edges. *Composite structures*, Volume 58, pp. 195-208.
- Diaz Diaz, A., Caron, J.-F. & Ehrlacher, A., 2007. Analytical determination of the modes I, II and III energy release rates in a delaminated laminate and validation of a delamination criterion. *Composite structures*, Volume 78, pp. 424-432.
- Diaz, A., Hadj-Ahmed, R., Foret, G. & Ehrlacher, A., 2009. Stress analysis in a classical double lap, adhesively bonded joint with a layerwise model. *International journal of adhesion and adhesives*, Volume 29, pp. 67-76.
- Direction Générale de la Protection Civile, 2010. Guide de sécurité incendie.
- Duong, V. A., Diaz Diaz, A., Chataigner, S. & Caron, J.-F., 2011. A layerwise finite element for multilayers with imperfect interfaces. *Composite structures*, Volume 93, pp. 3262-3271.

- Edlund, G., 1975. *I limträ inlimmad skruv*, Maddelande serie B, Nr. 333. Stockholm, Sweden: Svenska träforskningsinstitutet (STFI).
- Elalaoui, O., Ghorbel, E., Mighot, V. & Ben Oueddou, M., 2012. Mechanical and physical properties of epoxy polymer concrete after exposure to temperatures up to 250°C. *Construction and Building Materials*, Volume 27, pp. 415-425.
- Eligehausen, R. & Asmus, J., 2008. Expert report - Design of post-installed rebars with injection mortar FIS EM under fire exposure up to 240 min.
- Eligehausen, R., Hofacker, I. & Lettow, S., 2001. Fastening Technique- Current Status and Future Trends. *Symposium on Connections between Steel and Concrete, 55th RILEM Annual week*, pp. 1-17.
- Eligehausen, R. & Werner, F., 2007. Recent Developments and Open Problems in Fastening Technique. *2nd International Symposium on Connections between Steel and Concrete FIB*.
- EOTA EAD 330087-00-0601, 2015. Systems for post-installed rebar connections with mortar. July. Issue EOTA 14-33-0087-06.01.
- EOTA TR23, 2009. ETAG N°001, Part 5- Guideline for European Technical Approval of Metal Anchors for Use in Concrete, Part 5: Bonded Anchors. *Technical report for Post-Installed Rebar Connections*.
- EOTA, 2001. ETAG 2001: European Techniques of Anchor Guideline.
- ETAG 001-Part 5, 2002. Guideline for European Technical Approval of Metal Anchors for Use in Concrete - Part five: Bonded Anchors.
- Fateh, T., 2011. Etude expérimentale et numérique de la cinétique de décomposition thermique de contreplaqués bois. *Thèse de doctorat*.
- Felicetti, R., Gambarova, P. & Meda, A., 2009. Residual behavior of steel rebars and R/C sections after a fire. *Construction and Building Materials*, Volume 23, pp. 3546-3555.
- Frigione, M., Aiello, M. & Naddeo, C., 2006. Water effects on the bond strength of concrete/concrete adhesive joints. *Construction and building materials*, Volume 20, pp. 957-970.
- Georgia Department of Transportation, 2012. *17th STREET BRIDGE Canopy Failure Investigation*, s.l.: WJE.
- Gerhards, C., 1982. Effect of moisture content and temperature on the mechanical properties of wood: an analysis of immediate effects. *Wood and Fiber*, Volume 14, pp. 4-36.
- Gerlod, M., 1992. Compound of timber and threaded steel bars. *Bautechnik*, Volume 69, pp. 167-178.
- Ghazil, S., 2010. Etude de la migration des fluides dans le bois. *Thèse de doctorat*.
- Goland, M. & Reissner, E., 1944. The Stresses in Cement Joints. *Journal of Applied Mechanics*, Volume 11, pp. A17-A27.
- Gomas, C., 2017. Chêne massif et assemblages par goujons collés. *7ème Forum International Bois Construction FBC*.
- Gonzalez, E., Avez, C., Valée, T. & Tannert, T., 2016. Timber joints with multiple glued-in steel rods and the impact of defects. *WCTE World Conference on Timber Engineering*.
- Guitard, D., 1987. *Mécanique du matériau bois et composites*. s.l.: CEPADUES-EDITIONS.

- Gustafsson, J., Serrano, E., Aicher, S. & Johansson, C.-J., 2001. A strength design equation for glued-in rods. *The symposium on joints in timber structures*, september.
- Gustafsson, P. & Serrano, E., 2000. Predicting the pull-out strength of glued-in rods. *World Conference on timber engineering, WCTE*.
- Hadj-Ahmed, R., Foret, G. & Ehrlacher, A., 2001. Failure probabilistic analysis in the adhesive bonded joints. *Mechanics of materials*, Volume 33, pp. 77-84.
- Hadj-Ahmed, R., Forêt, G. & Ehrlacher, A., 2001. Stress analysis in adhesive joints with a multiparticle model of multilayered materials (M4). *International journal of adhesion and adhesives*, Volume 21, pp. 297-307.
- Hager, I., 2004. Comportement à haute température des bétons à haute performance - évolution des principales propriétés mécaniques. *Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées*.
- Hager, I. & Pimineta, P., 2004. Mechanical properties of HPC at high temperature. *Fib task group 4.3 "Fire design of concrete structures"*.
- Hart-Smith, L., 1973. *Adhesive-Bonded single Lap Joints*, s.l.: NASA-Langley Contract Report NASA-CR-112236.
- Harvey, K., Ansell & MP, 2000. Improved timber connections using bonded-in GFRP rods. *Proceedings of the 6th world conference on timber engineering*.
- Henning Winter, H., 2003. Gel point. *Encyclopedia of Polymer Science and Technology*, Volume 10, pp. 132-145.
- Higgins, C. & Klingner, R., 1998. Effect of environmental exposure on the performance of cast-in-place and retrofit anchors in concrete. *ACI Struct J*, Volume 95(5), pp. 506-517.
- Hou, X., Zheng, W., Kodur, V. & Sun, H., 2014. Effect of temperature on mechanical properties of prestressing bars. *Construction and Building Materials*, Volume 61, pp. 24-32.
- Hugenschmidt, F., 1982. New experiences with epoxies for structural applications. *International Journal of Adhesion and Adhesives*, April, Volume 2(2), pp. 84-95.
- Huon, C., 2008. *Principe de la combustion du bois*. Caen, ENERGICO ingénierie, p. 15.
- Keller, R., 1994. Chapitre 1: La constitution du bois. In: *Le bois matériau d'ingénierie*. s.l.:ARBOLOR.
- Kemmsies, M., 1999. *Comparison of pull-out strengths of 12 adhesives for glued-in rods for timber structures*, s.l.: SP report 20 (SP Swedish National Testing and Research Institute).
- Khoury, G., 1992. Compressive strength of concrete at high temperatures: a reassessment. *Magazine of Concrete Research*, Volume 44, pp. 291-309.
- Khoury, G. A., 2000. Effect of fire on concrete and concrete structures. *Prog. Struct. Engng Mater.*, Volume 2, pp. 429-447.
- Kodur, V., Kand, S. & Khalik, W., 2012. Effect of temperature on thermal and mechanical properties of steel boltes. *Journal of Materials in Civil Engineering*, Volume 24, pp. 765-774.
- Kumar, S., 2009. Analysis of tabular adhesive joints with a functionnally modulus graded bondline subjected to axial loads. *International Journal of Adhesion and Adhesives*, Volume 29, pp. 785-795.

Kumar, S. & Khan, M., 2016. A shear-lag model for functionally graded adhesive anchors. *Adhesion & adhesives*, Volume 68, pp. 317-325.

Kumar, S. & Scanlan, J., 2013. On axisymmetric adhesive joints with graded interface stiffness. *International Journal of Adhesion and Adhesives*, Volume 41, pp. 57-72.

La Borderie, C., Lawrence, C. & Menou, A., 2007. Approche mesoscopique du comportement du béton. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, Volume 11, pp. 407-421.

Lahouar, M. A. et al., 2017. Mechanical behavior of adhesive anchors under high temperature exposure: Experimental investigation. *International Journal of Adhesion and Adhesives*, Volume 78, pp. 200-211.

Lahouar, M. et al., 2015. Réponse thermique de quatre essences de bois de construction soumises à un feu normalisé. *Orgagec Rénovation de la ville, les matériaux organiques dans l'enveloppe du bâtiment*, Novembre .

Laplanche, K., 2006. Etude du comportement au feu des assemblages de structures bois : approche expérimentale et modélisation. *Thèse de doctorat*.

Lartigau, J., 2014. Caractérisation du comportement des assemblages par goujons collés dans les structures bois. *Thèse de doctorat*.

Lartigau, J. et al., 2015. Effect of temperature on the mechanical performance of glued-in rods in timber structures. *International journal of adhesion and adhesives*, Volume 57, pp. 97-84.

Lawrence, P., 1972. Some Theoretical Considerations of Fibre Pull-out from Elastic Matrix. *Journal of Material Science*, Volume 7, pp. 1-6.

Lee, J.-J., Park, J.-S. & Buchanan, A. H., 2006. Fire performance of Laminated Veneer Lumber (LVL) with glued-in steel rod connections. *Journal of fire sciences*, Volume 24, pp. 27-46.

Les Cahiers d'Iraboïs, 1999. Guide professionnel – Assemblages bois : tiges ou goujons collés de grande dimension. *cahier N°11*.

Letsch, R., 1987. Durability of Construction Materials: from materials science to construction materials engineering. *Proceedings of First International Congress of RILEM*, pp. 1107-1114.

Letsch, R., 2001. Behaviour of polymers and polymer mortars at constant and changing temperatures. *Proceedings of the 10th International Congress on Polymers in Concrete*.

M. Allenbach Patrick, 2014. *La résine époxy*. [Online]
Available at: <http://www.sol-industriel.net/resine-et-finition/resine-epoxy>

M. Kalogeras, I., 2016. Glass-Transition Phenomena in Polymer Blends. In: *Encyclopedia of Polymer Blends (Vol. 3)*. Weinheim, Germany: Wiley-VCH.

Martin, E., Estévez, J. & Otero, D., 2013. Influence of geometric and mechanical parameters on stress states caused by threaded rods glued in wood. *European journal of wood and wood products*, Volume 71, pp. 295-266.

Matsuzaki, Y., 1984. Ultimate Resistance of Anchor Bolts Installed in Concrete Members. *Concrete Journal, Japan Concrete Institute* , Volume 22(7), pp. 54-61.

Mazurin, V., 2007. Problems of Compatibility of the Values of Glass Transition Temperatures Published in the World Literature. *Glass Physics and Chemistry*, Volume 33(1), pp. 22-36.

Meierhofer, U., 1988. Screw withdrawal resistance and strength of spruce and fir. *Holz als roh- und Werkstoff*, Volume 46, pp. 15-17.

Meszaros, J. & Eligehausen, R., 1998. *Einfluss der Bohrlochereinigung und von feuchtem Beton auf das Tragverhalten von Injektionsdübeln (Influence of hole cleaning and of humid concrete on the load bearing behaviour of injection anchors)*, Universität Stuttgart : Institut für Werkstoffe im Bauwesen.

Michigan Department Of Transportation, 1998. *Design Procedures for Concrete Anchors (Mechanical Expansion and Bonded Anchors)*, Michigan: Michigan Transportation Commission.

Mindeguia, J.-C., 2009. Contribution expérimentale à la compréhension des risques d'instabilité thermique des béton. *Thèse de doctorat*.

Muciaccia, G., Consiglio, A. & Rosati, G., 2016. Behavior and Design of Post-Installed Rebar Connections under Temperature. *Key Engineering Materials*, Volume 711, pp. 783-790.

National Transportation Safety Board, 2006. Ceiling Collapse in the Interstate 90 Connector Tunnel Boston, Massachusetts.

Nguyen Trung, V. A., Le Roy, R. & Caron, J.-F., 2015. Multi-reinforcement of timber beams with composite materials: Experiments and fracture modeling. *Composite Structures*, Volume 123, pp. 233-245.

Nicolas, R., 2015. *SlidePlayer*. [Online]
Available at: <http://slideplayer.fr/slide/3402956/>
[Accessed 31 Août 2017].

Nigro, E. et al., 2012. Performance under fire situations of concrete members reinforced with FRP rods: Bond models and design nomograms. *Journal of composites for construction*, August, Volume 16(4), pp. 395-406.

Oplinger, D., 1991. A layered Beam Theory for Single Lap Joints. *Army materials Technology Laboratory Report*, pp. MTL TR91-23.

Otero, C. D., Cimadevila, J. & Gutiérrez, E., 2008. Glued joints in hardwood timber. *International journal of adhesion and adhesives*, pp. 457-463.

Otero, D., Estévez, J. & Martìn, E., 2010a. Experimental analysis of bonding in steel bars glued into chestnut and tali timber. *Materiales de construcció*n, pp. 111-125.

Otero, D., Estévez, J. & Martìn, E., 2010b. Influence of timber density on the axial strength of joints made with glued-in steel rods: an experimental approach. *International journal of adhesion and adhesives*, Volume 30, pp. 380-385.

Otero, D., Estévez, J. & Martìn, E., 2010c. Model for predicting the axial strength of joints made with glued-in rods in sawn timber. *Journal of construction and building materials*, Volume 24, pp. 1773-1778.

Passas, R., 2008. *Caractérisation de la morphologie des fibres de bois*. [Online]
Available at: <http://cerig.pagora.grenoble-inp.fr/tutoriel/morphologie-fibres-bois/page03.htm>
[Accessed 31 Août 2017].

Petit, J., Nassiet, V. & Baziard, Y. H.-R. B., 2005. Etude de la durabilité des assemblages collés. *Techniques de l'ingénieur*.

- Pickett, A. & Hollaway, L., 1985. The analysis of elastic-plastic adhesive stress in bonded lap joints in FRP structures. *Journal of Composite structures* , Volume 135-160, p. 4.
- Pimineta, P. & Hager, I., 2002. Mechanical behaviour of HPC at high temperature. *6th International Symposium on High Strength / High Performance Concrete*.
- Pinoteau, N., 2013. *Comportement des Scelllements Chimiques d'Armaturesraportées pour Béton en Situation d'Incendie (Thèse de doctorat)*. Lille: Université Lille 1.
- Pinoteau, N. et al., 2017. Background on the fire evaluation of post-installed reinforcement bars in concrete. *Proceedings of the 3rd International Symposium on Connections between Steel and Concrete*, 27-29 September.pp. 1067-1078.
- Pinoteau, N. et al., 2013. Prediction of failure of a cantilever-wall connection using post-installed rebars under thermal loading. *Engineering structures*, Volume 56, pp. 1607-1619.
- Pinoteau, N. et al., 2011. Effect of heating rate on bond failure of rebars into concrete using polymer adhesives to simulate exposure to fire. *International Journal of Adhesion and Adhesives*, December , Volume 31(8), pp. 851-861.
- Pires, I., Quintino, L., Durodola, J. & Beevers, A., 2003. A performance of a bi-adhesive bonded aluminium lap joints. *International journal of Adhesion and Adhesives*, Volume 23, pp. 215-223.
- Press, W. H., Teukolsky, S. A., Vetterling, W. T. & Flannery, B. P., 1988-1992. *Numerical Recipes in C: The art of scientific computing (ISBN 0-521-43108-5)*. Cambridge: Cambridge University Press.
- Rajcic, V. & Stepinac, M., 2015. Experimental assessment of the pull-out strength of glued in rods set parallel and perpendicular to grain. *Structural health assessment of timber structures*, pp. 1114-1121.
- Rajcic, V., Stepinac, M., Koscak, J. & Damjanovic, D., 2016. Assesment of the pull-out strength of glued-in rods with different test methods. *WCTE 2016 World conference on timber engineering*.
- Reis, J., 2012. Effect of Temperature on the Mechanical Properties of Polymer Mortars. *Materials Research*, Volume 15(4), pp. 645-649.
- Rekik Medhioub, H., 2009. Caractérisation structurale et suivi du vieillissement par diffusion X aux petits angles d'un polymère époxyde : Contribution à l'étude des propriétés électriques. *Thèse de doctorat*.
- Renofors, 2015. *Le bois: Sauvetage des pans de bois*. [Online]
Available at: <http://www.renofors.com/>
[Accessed 30 septembre 2017].
- Rosca, B. & Kiss, Z., 2015. Bond behaviour of the post-installed bundled rebars anchors with cement mortar in hardened concrete. *Buletinul Institutului Politehnic din Iasi, univestatea Tehica "Gheorghe asachi" din Iasi*, Volume LXI(LXV), pp. 117-129.
- Sato, H., Fujikake, K. & Mindess, S., 2004. Study on dynamic pullout strength of anchors based on failure modes. *13th World Conference on Earthquake Engineering*, 1-6 August.Volume 854.
- Serrano, E., 2001. Glued-in rods for timber structures - an experimental study of softening behaviour. *Material structure journal*, Volume 34, pp. 228-234.
- Serrano, E., Steiger, R. & Lavisci, P., 2008. Glued-in rods. In: *Bonding of timber - Core document of the COST Action E34*. Vienna, Austria: Lignovisionen Issue 18, pp. 31-39.

- Shaw, J., 1985. Resins in construction. *International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete*, Volume 7, pp. 217-223.
- Simonin, 2014. *Système d'assemblage Résix*. [Online]
Available at: <http://www.simonin.com/charpente-structure/systeme-dassemblage-resix/>
[Accessed 30 Septembre 2017].
- Sorathia, U., Lyon, R., Gann, R. & Gritz, L., 1997. Materials and fire threat. *Fire technology journal*, Volume 33(3), pp. 260-275.
- Spieth, H. & Eligehausen, R., 2002. Bewehrungsanschlüsse mit nachträglich eingemöelten bewehrungstaben (Starter bars with post installed rebars). *Beton und Stahlbetonbau*, Volume 97(9), pp. 445-459.
- Spieth, H., Ozbolt, J., Eligehausen, A. & Appl, J., 2001. Numerical and experimental analysis of post-installed rebars spliced with cast-in-place rebars. *International Symposium on Connections between Steel and Concrete*, Volume 889, p. RILEM Publications.
- Spieth, H., Ozbolt, J., Eligehausen, R. & Appl, J., 2007. Numerical and Experimental Analysis of post-installed rebar spiced with cast-in rebars. *Proc. of 2nd Int. Symp. on Connection between Steel and Concrete*, pp. 889-898.
- SteelConstruction.info, 2013. *Fire testing*. [Online]
Available at: https://www.steelconstruction.info/Fire_testing
[Accessed 30 septembre 2017].
- Steiger, R., Gehri, E. & Widmann, R., 2007. Pull-out strength of axially loaded rods bonded in glulam parallel to the grain. *Materials and structures journal*, Volume 40, pp. 69-78.
- Stepinac, M. et al., 2013. Comparison of design rules proposal for implementation in European standards. *Proceedings of the CIB-W18 Meeting 46*.
- Tavares, C., Ribeiro, M., Ferreira, A. & Guedes, R., 2002. Creep behaviour of FRP-reinforced polymer concrete. *Composite Structures*, Volume 57, pp. 47-51.
- Tipireddy, R. & Kumar, S., 2017. Spatially-degraded adhesive anchors under material uncertainty. *International Journal aof Adhesion and Adhesives*.
- Trustochowicz, G., Serrano, E. & Steiger, R., 2011. State-of-the-art review on timber connections with glued in steel rods. *Materials and structures*, Volume 44, pp. 997-1020.
- Tsai, M., Oplinger, D. & Morton, J., 1998. Improved Theoreticla Solutions for Adhesive Lap joints. *international journal of solids and structures*, 35(13), pp. 1163-1185.
- Tyree, M. T. & Zimmermann, M. H., 1983. *Xylem structure and the ascent of sap*. s.l.:Springer series in wood science.
- United States Geological Survey, 2008. *Minerals commodity summary - cement - 2007*, s.l.: U.S. Department of the Interior.
- Upadhyaya, P. & Kumar, S., 2015. Pull-out capacity of adhesive anchors: An analytical solution. *International Journal of Adhesion and Adhesives*, Volume 60, pp. 54-62.
- Vallée, T. et al., 2016. Glued-in rods in hardwood and hardwood laminated veneer lumber - report on a large experimnetal campaign. *WCTE 2016 World Conference On Timber Engineering*.

Van Gemart, D., 1980. Force transfer in epoxy bonded steel/concrete joints. *International Journal of Adhesion and Adhesives*, October , Volume 1(2), pp. 67-72.

Van Schilfgaarde, M., Abrikosov, A., Johansson & B., 1999. Origin of the Invar effect in iron-nickel alloys. *Nature* 400, pp. 46-49.

Vicat, L.-J., 1856. Traité pratique et théorique de la composition des mortiers, ciments et gangues a pouzzolanes et de leur emploi dans toutes sortes de travaux.

Volkersen, O., 1938. Die Niekraftverteilung in Zugbeanspruchten mit Konstanten Laschenquerschnitten. *Luftfahrtforschung*, Volume 15, pp. 41-47.

Wheeler, A. & Hutchinson, A., 1998. Resin repairs to timber structures. *International journal of adhesion and adhesives*, Volume 18, pp. 1-13.

Widmann, R., Steiger, R. & Gehri, E., 2007. Pull-out strength of axially loaded steel rods bonded in glulam perpendicular to the grain. *Materials and structures*, Volume 40, pp. 827-838.

Williams Form Engineering Corp, 2011. *Grout Bonded Concrete Anchors*. [Online]
Available at:
http://www.williamsform.com/Concrete_Anchors/Grout_Bonded_Concrete_Anchors/grouted_concrete_anchors.html
[Accessed 28 Février 2017].

Wooley, G. & Carver, D., 1971. Stress Concentration Factors for Bonded Lap Joints. *Journal of Aircraft*, Volume 8, pp. 817-820.

Yasojima, A. & Kanakudo, T., 2012. Japan concrete institute TC activities on bond behavior and constitutive laws in RC (Part 2: Theoretical behavior by bond laws). *Bond in concrete 2012 - General aspects of bond joints*, pp. 97-104.

Yuan, H., Wu, Z. & Yoshizawa, H., 2001. Theoretical solutions on interfacial stress transfer of externally bonded steel/composite laminates. *Journal of structural engineering* , Volume 18, pp. 27-39.

Zavliaris, K. D., Kollias, S. & Speare, P. R. S., 1996. An experimental study of adhesively bonded anchorages in concrete. *Magazine of Concrete Research*, 48, Volume 48(175), pp. 79-93.

Zhang, Y., Lou, G., Chen, K. & Li, G., 2016. Residual strength of organic anchorage adhesive for post-installed rebar at elevated temperatures and after heating. *Fire Technology Journal*, Volume 52, pp. 877-895.

Zhu, Y. & Kedward, K., 2005. *Methods of Analysis and Failure Predictions for Adhesively Bonded Joints of Uniform and Variable Bondline Thickness*, Santa Barbara: U.S Departement of Transportation - Federal Aviation Administration.

