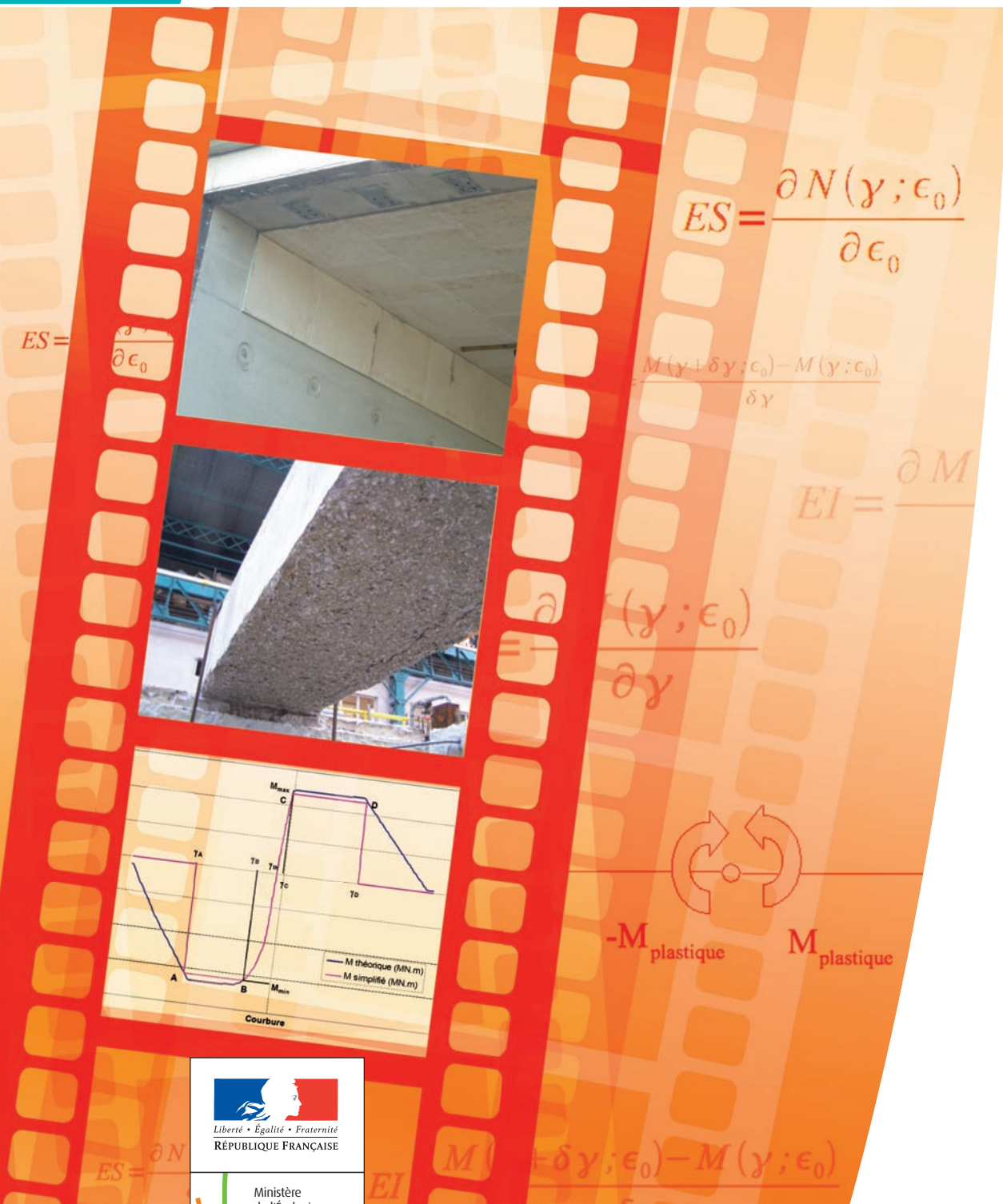


# compléments au guide COMPORTEMENT AU FEU DES TUNNELS ROUTIERS



Ressources, territoires, habitats et logement  
 Énergies et climat    Développement durable  
 Prévention des risques    Infrastructures, transports et mer

**Présent  
pour  
l'avenir**



Liberté • Égalité • Fraternité  
RÉPUBLIQUE FRANÇAISE



Ministère  
de l'Écologie,  
du Développement  
durable,  
des Transports  
et du Logement

## AVERTISSEMENT

Les guides sont l'aboutissement de travaux de synthèse, de réflexion méthodologique, de recherche, de retour d'expérience, menés ou commandités par le CETU. Ils ont vocation à servir de référence pour la conception, la réalisation ou l'exploitation des ouvrages souterrains. Comme tout état de l'art à un moment donné, un guide peut toutefois devenir un jour obsolète, soit du fait de l'évolution des techniques ou des réglementations, soit par la mise au point de méthodes plus performantes.

*compléments au guide*  
**COMPORTEMENT AU FEU**  
**DES TUNNELS ROUTIERS**

**mars 2011**

**Centre d'Études des Tunnel**

25, avenue François Mitterrand

Case n°1

69674 BRON - FRANCE

Tél. 33 (0)4 72 14 34 00

Fax. 33 (0)4 72 14 34 30

[cetu@developpement-durable.gouv.fr](mailto:cetu@developpement-durable.gouv.fr)

[www.cetu.developpement-durable.gouv.fr](http://www.cetu.developpement-durable.gouv.fr)

# TABLE DES MATIÈRES

<b>Présentation</b>	<b>6</b>
<b>PARTIE 1 : TUNNELS NEUFS</b>	<b>7</b>
<b>1. Démarche de conception d'un tunnel neuf</b>	<b>8</b>
<b>2. Étapes</b>	<b>9</b>
2.1 Formulation	9
2.1.1 Étude complète	9
2.1.2 Étude simplifiée	10
2.1.3 Essais à prévoir	10
2.2 Dimensionnement	10
2.2.1 Démarche	10
2.2.2 Dalle isostatique	11
2.2.3 Dalle hyperstatique	11
2.3 Étude de coût	11
2.3.1 Surcoût des modifications	11
2.3.2 Surcoût d'un béton résistant à l'écaillage	12
2.3.3 Conclusion	12
2.4 Autres aspects	12
<b>PARTIE 2 : TUNNELS EXISTANTS</b>	<b>13</b>
<b>1. Prise en compte d'un feu localisé</b>	<b>14</b>
1.1 Introduction	14
1.2 Application de l'Eurocode 1-1-2, annexe C (corrélation Hasemi)	14
1.2.1 Présentation de la méthode	14
1.2.2 Comparaison à l'expérience	15
1.2.3 Possibilités d'utilisation	17
1.2.4 Conclusion	18
1.3 Application de l'Eurocode 1-1-2, annexe G (facteur de forme)	19
1.3.1 Présentation de la méthode	19
1.3.2 Surfaces parallèles	20
1.3.3 Surfaces perpendiculaires	20
1.3.4 Bilan	21
1.3.5 Difficulté d'application	21
1.4 Ingénierie de la sécurité incendie	21
1.4.1 Préambule	21
1.4.2 Proposition de scénarios	21
1.4.3 Validation des scénarios	24
1.4.4 Calcul des températures atteintes dans l'air	24
1.4.5 Calculs mécaniques	25
1.5 Conclusion	27
<b>2. Calcul de la résistance au feu niveau G3</b>	<b>28</b>
2.1 Objet	28
2.2 Détermination des champs de température	28
2.3 Détermination des efforts	28
2.3.1 Données préliminaires : comportement des matériaux	28
2.3.2 Préparation du modèle de calcul	28
2.3.3 Lois de comportement des sections	29
2.3.4 Méthodes de calcul	32
2.3.5 Capacité de rotation des rotules plastiques	38
<b>3. Prise en compte de l'écaillage dans les tunnels existants</b>	<b>39</b>
3.1 Introduction	39
3.2 Méthodes d'essai	39
<b>Références</b>	<b>40</b>

<b>A. Exemples de dimensionnement d'ouvrages neufs</b>	<b>42</b>
A.1 Exemple de dalle isostatique	42
A.1.1 Chargement	42
A.1.2 Calcul des efforts sollicitant	42
A.1.3 Calcul du ferrailage	43
A.1.4 Étude sous incendie	43
A.1.5 Dalle isostatique : conclusion sur cet exemple	46
A.2 Exemple de tranchée couverte	47
A.2.1 Géométrie	47
A.2.2 Chargement	47
A.2.3 Calcul des efforts sollicitants	47
A.2.4 Calcul du ferrailage	48
A.2.5 Calcul des moments résistants	50
A.2.6 Étude sous incendie	50
A.2.7 Tranchée couverte : conclusion sur cet exemple	57
<b>B. Rappel des propriétés des matériaux selon l'Eurocode 2 Partie 1-2</b>	<b>58</b>
B.1 Béton	58
B.2 Aciers passifs	59
B.3 Aciers de précontrainte	61
B.4 Dilatation des matériaux	62
<b>C. Conservation de la planéité des sections</b>	<b>64</b>
C.1 Objet	64
C.2 Structure isostatique	65
C.2.1 Théorie supposant la planéité des sections	65
C.2.2 Résultats issus du modèle éléments finis	66
C.3 Structure bi-encastree mais libre en longitudinal	67
C.3.1 Théorie supposant la planéité des sections	67
C.3.2 Résultats issus du modèle éléments finis	67
C.4 Structure complètement bi-encastree	68
C.4.1 Théorie supposant la planéité des sections	68
C.4.2 Résultats issus du modèle éléments finis	68
C.5 Conclusion pour une dalle de 60 cm d'épaisseur	69
C.6 Conclusion pour différents types d'épaisseur	69
<b>D. Méthode incrémentale</b>	<b>71</b>
D.1 Méthode générale	71
D.1.1 Déformation imposée	71
D.1.2 Utilisation dans un modèle de calcul linéaire	71
D.1.3 Modélisation pratique d'une rotule plastique	72
D.2 Méthode simplifiée - Application au cas d'une tranchée couverte	72
D.2.1 Loi $M/\gamma$	72
D.2.2 Simplification de la loi $M/\gamma$	73
D.2.3 Rigidité fissurée chauffée	74
<b>E. Méthode itérative</b>	<b>75</b>
E.1 Généralités	75
E.2 Application au modèle	75
E.3 Algorithme de base	76
E.3.1 Déroulement d'une itération courante	77
E.3.2 Initialisation	77
E.4 Algorithme complémentaire	78
E.5 Calcul de la longueur maximale des barres dans les modèles avec rotule	79
<b>F. Étude G3 de la tranchée couverte de Rueil</b>	<b>80</b>
F.1 Description ouvrage	80
F.1.1 Matériaux	80
F.1.2 Géométrie	80
F.1.3 Chargements	82
F.2 Scénario : chargement solide en voie lente ou rapide	82
F.2.1 Incendie sous la dalle gauche et sur la totalité des piédroits gauche et central	82
F.2.2 Incendie sur la dalle gauche et la moitié supérieure des piédroits gauche et central	87
F.3 Synthèse Breguet	92
<b>G. Modélisation des rotules plastiques</b>	<b>93</b>
G.1 Introduction	93
G.2 Modélisation	94
G.3 Longueur de rotule plastique issue des Eurocodes	95
G.3.1 Valeurs issues de l'Eurocode 2	95
G.3.2 Valeurs issues de l'Eurocode 8	96
G.4 Longueur de rotule plastique à partir de considérations théoriques et expérimentales	97
G.4.1 Analyse du premier terme	98
G.4.2 Analyse du second terme	99
G.4.3 Analyse du troisième terme	102
G.5 Conclusion	102
G.6 Interprétation du coefficient de pondération des rotations	102
<b>H. Autres pistes pour mesurer l'écaillage des tunnels existants</b>	<b>104</b>
H.1 Méthodes en cours d'évaluation	104
H.1.1 Méthode de l'essai in situ	104
H.1.2 Méthode des « carottes réincrústées »	104
H.2 Méthodes écartées	105
H.2.1 Méthode de la « teneur en eau »	105
H.2.2 Méthode par « recombinaison »	105
<b>I. Mise à jour de l'annexe E du guide initial</b>	<b>107</b>

# PRÉSENTATION

Ce document apporte des compléments au guide « Comportement au feu des tunnels routiers » [1] sans pour autant le remplacer. À l'exception des mises à jours annexées ici, le guide d'origine reste entièrement applicable, et on y fait souvent référence dans ce texte.

Cependant, de nombreux enseignements ont été tirés de l'application des méthodes de calcul présentées. Ainsi ces compléments s'adressent plutôt aux maîtres d'œuvres et aux bureaux d'études. Compte tenu de la forte technicité du sujet, on attire l'attention des maîtres d'ouvrages sur l'importance de pouvoir s'appuyer sur une assistance à maîtrise d'ouvrage technique pour commander et contrôler ce type d'études.

Le guide existant est plus particulièrement consacré aux tunnels neufs, auxquels il reste bien adapté. Pour ces ouvrages, les compléments que l'on peut apporter ici concernent principalement la formulation des bétons. Cette évolution est présentée dans la première partie, qui décrit pour les ouvrages neufs une démarche de conception intégrant dès l'origine la résistance au feu. Dimensionnement, prise en compte de l'écaillage et essais y sont présentés, ainsi que quelques éléments de coûts.

Dans le cas des ouvrages existants, on a souvent conclu à l'insuffisance des durées de résistance au feu, aboutissant au recours à des protections passives rapportées. Ceci a conduit à s'interroger sur la possibilité d'affiner les méthodes de calcul, vis-à-vis de la sollicitation thermique d'une part, et vis-à-vis du degré d'analyse d'autre part. Ces différents points sont traités dans la deuxième partie, qui comporte trois chapitres.

La sollicitation thermique fait l'objet du chapitre 1, dans lequel on évalue les méthodes permettant de préciser les courbes de température en fonction de la puissance du feu, et surtout la répartition spatiale de ces températures. Un feu généralisé, appliqué à tout le pourtour de la section, avait été indiqué dans le guide, à défaut de pouvoir répartir plus précisément les températures. Il est très difficile d'obtenir une amélioration par rapport à cette sollicitation, et l'amplitude des températures ne peut guère être atténuée. Néanmoins, ce travail peut s'avérer utile dans quelques cas spécifiques.

Le chapitre 2 détaille ensuite les calculs mécaniques, au degré d'analyse dénommé G3 dans le guide existant. Cette méthode évoluée doit être pratiquée par des ingénieurs confirmés, auxquels on fournit les différentes étapes qui peuvent être programmées avec des outils relativement simples. La méthode s'applique aux ouvrages de type tranchées couvertes. Pour les ouvrages voûtés et non armés, on en reste aux méthodes G1 et G2 du guide initial.

Que l'on utilise une méthode de calcul standard ou avancée, dès que le risque d'écaillage existe, celui-ci doit être pris en compte dans les calculs. La profondeur d'écaillage est déterminée par des essais. Le chapitre 3 présente comment ces essais peuvent être réalisés dans le cadre d'ouvrages anciens pour lesquels il est impossible d'effectuer des prélèvements représentatifs de béton sans remettre en cause l'intégrité de la structure.

Enfin, huit annexes complètent ou illustrent ces parties.

# **PARTIE 1 : TUNNELS NEUFS**

---

# DÉMARCHE DE CONCEPTION D'UN TUNNEL NEUF

Cette première partie dédiée aux tunnels neufs présente les étapes d'une conception prenant en compte la résistance au feu. Elle concerne plus particulièrement les ouvrages, armés ou non, pour lesquels un niveau d'exigence N2 ou N3 s'applique, ou encore un ouvrage N1 dont on voudrait connaître la durée de résistance sous feu HCM. On est alors confronté à la

question de l'écaillage, à laquelle la réponse la plus courante reste le recours à des protections passives. On présente ici une alternative moins répandue, reposant sur la formulation du béton. On donne ensuite des éléments de comparaison.



## ÉTAPES

Pour s'affranchir du phénomène d'écaillage, ou au moins pouvoir le quantifier dans le dimensionnement, une première étape de formulation, associée à des essais, est nécessaire. Ensuite, le dimensionnement de l'ouvrage doit prendre en compte les

effets de l'échauffement : affaiblissement des matériaux et dilatations thermiques. Ceci peut être fait à l'aide du premier guide [1], que nous utilisons ici pour estimer l'impact financier de la prise en compte de la résistance au feu dans la conception.

### 2.1 FORMULATION

Formuler un béton qui n'écaille pas passe par plusieurs étapes auxquelles on peut accorder plus ou moins de temps en fonction des contraintes du projet. Idéalement, pour optimiser le coût du béton, il faut étudier plusieurs variantes de formules et choisir la plus performante. Ensuite, il faut vérifier que cette formule n'écaille pas dans la configuration de l'ouvrage. À défaut, on peut choisir une formule sûre, largement dosée en fibres de polypropylène par exemple, et tester directement cette formule sur un élément représentatif de l'ouvrage. Quelques exemples de formules sont présentés dans un article de l'AFTES [2].

#### 2.1.1 Étude complète

Cette démarche consiste à rechercher, en amont du projet, une formule qui satisfasse à l'ensemble des exigences sur béton frais et durci, au jeune âge et à long terme, et qui soit optimale vis-à-vis de l'écaillage. Pour cela, on peut faire varier un certain nombre de paramètres, dans les limites des possibilités d'approvisionnement du chantier. On a par exemple rarement le choix sur les granulats, mais on peut étudier différents dosages en fibres polypropylène ou en entraîneur d'air qui sont réputés avoir un effet favorable, ou encore différents diamètres et longueur de fibres, éventuellement deux ciments ou certaines additions.

L'étude de formulation doit intégrer la contrainte que la formule retenue sera imposée par la suite à l'entreprise titulaire du marché de travaux, et que les centrales susceptibles d'approvisionner le chantier doivent pouvoir les reproduire. Il s'agira d'un « béton à composition prescrite » au sens de l'EN 206-1, c'est-à-dire que l'on spécifiera :

- la référence à la norme EN 206-1
- le dosage en ciment
- le type et la classe de résistance du ciment
- le rapport E/C ou la consistance
- la dimension maximale des granulats, leur type, leur catégorie et leur teneur maximale en chlorure
- le type, la quantité et l'origine des adjuvants et additions (notamment les fibres polypropylène).

D'un point de vue pratique, les dimensions des fours actuels en laboratoire agréé permettent de tester 6 formules simultanément, c'est donc sur ce nombre de variantes de formulation que l'on peut le plus simplement tabler.

La première phase de l'étude est une étude classique pour l'obtention des autres propriétés principales : résistance et maniabilité. On vérifie qu'avec les ajouts prévus, les formules permettent de répondre aux prescriptions sur béton frais (consistance, pompabilité, maintien de la rhéologie...) et sur béton durci (résistance à 28j, voire à d'autres échéances). Des critères de durabilité peuvent également être retenus et imposer des conditions sur le dosage des constituants, la teneur en air, la nature des granulats ou du ciment... Enfin, afin de limiter les risques d'écaillage, on peut compléter le cahier des charges par une limite supérieure de la résistance en compression.

Une fois ces premiers résultats probants, on fabrique les corps d'épreuve destinés à l'essai d'écaillage. Il faut prévoir 3 mois de séchage avant l'essai. Le laboratoire doit être choisi au moment de la fabrication des corps d'épreuve pour procéder à l'instrumentation avant coulage. Lors de la fabrication, on vérifie à nouveau les propriétés du béton frais et durci. Des cubes de même épaisseur que les dalles doivent être fabriqués pour suivre le séchage jusqu'à stabilisation pondérale.

À l'issue de l'essai, on choisit la formule qui présente le meilleur compromis entre l'écaillage mesuré et le coût de production. Sur cette formule, on réalise, une fois le fournisseur de béton désigné, un essai de convenance représentatif de la configuration la plus défavorable, c'est à dire celle où la face chauffée est la plus comprimée (sections d'appuis).

Le délai minimal pour une telle étude peut être décomposé ainsi :

- Étude de formulations (2,5 mois)
- Essai de sélection (3 mois)
- Essai de convenance (3 mois)

Le chantier peut démarrer à l'issue de l'essai de sélection, mais si l'essai de convenance échoue, les parties d'ouvrage déjà réalisées devront être protégées.

## 2.1.2 Étude simplifiée

Si les délais ne permettent pas de procéder à une étude complète, on peut miser sur une formule fortement dosée en fibres de polypropylène (au moins  $2 \text{ kg/m}^3$ ). On spécifie alors au fournisseur de béton toutes les caractéristiques habituelles du béton en ajoutant cette exigence. Pour mettre toutes les chances de son côté, on peut reconduire les spécifications de l'annexe nationale de l'Eurocode 2-1-2 :

- $2 \text{ kg/m}^3$  de fibres polypropylène monofilament
- $\Phi < 50 \mu\text{m}$
- longueur entre 1 et 4 fois le diamètre du plus gros granulats

À noter que cette dernière condition n'a pas été exigée lors des premières réalisations sans toutefois nuire au comportement du béton.

On peut également compléter ces exigences par la suivante :

- fixer une valeur maximale de résistance en compression.

Dans ce cas l'essai comparatif sur petites dalles est inutile, et on peut directement procéder à un essai de convenance reproduisant la configuration de l'ouvrage. Pour se rassurer pendant la phase étude, on peut réaliser un premier essai sur une dalle reproduisant les sections fléchies de l'ouvrage (mi-travée). La configuration la plus défavorable vis-à-vis de l'écaillage est celle où le béton chauffé est comprimé, c'est-à-dire en général les sections d'appui. Cet essai de convenance doit être réalisé avec le béton du chantier.

En général, le délai pour une telle étude peut être décomposé ainsi :

- Étude de formulation (1,5 mois)
- Essai de vérification (3 mois, facultatif)
- Essai de convenance (3 mois)

Le chantier peut démarrer dès l'issue de l'étude de formulation. En cas d'échec de la formule, le béton mis en place devra être protégé. Pour plus de sécurité on peut faire l'essai de vérification avant de débiter les travaux.

Cette démarche permet de gagner du temps sur la formulation, et l'essai de vérification est plus représentatif que l'essai de sélection de l'étude détaillée. Par contre, la formule n'est pas optimisée.

## 2.1.3 Essais à prévoir

Selon l'approche retenue, étude complète ou étude simplifiée, on voit donc que l'on peut avoir à réaliser 3 types d'essais :

- **essai de sélection** : essai réalisé sur 6 petites dalles pour choisir une formulation optimale
- **essai de vérification** : essai destiné à connaître au plus tôt le comportement d'une formule n'ayant pas fait l'objet d'un essai de sélection. Cet essai peut être réalisé sur la formule envisagée dans la configuration fléchie. L'élément testé est réalisé avec le béton étudié qui peut être légèrement différent de celui du chantier, en raison du fournisseur qui n'est pas encore choisi. En configuration fléchie, l'élément est une poutre de même épaisseur que la structure, dans lequel on reproduit un moment de flexion tendant la face chauffée, dont la valeur est issue du dimensionnement de la structure. On se réserve la configuration la plus défavorable pour l'essai de convenance.
- **essai de convenance** : cet essai est réalisé une fois le fournisseur de béton désigné, sur le béton du chantier. Il est réalisé dans la configuration la plus défavorable, c'est à dire celle où la face chauffée est la plus comprimée. Actuellement, l'essai consiste à tester une poutre de 9m de long en porte-à-faux, mais d'autres dispositions sont envisageables.

## 2.2 DIMENSIONNEMENT

### 2.2.1 Démarche

Pour dimensionner un ouvrage vis-à-vis des effets de l'incendie, on peut suivre la démarche suivante :

- 1- Calcul des efforts dans la structure à froid à l'ELS
- 2- Calcul à l'ELS du ferrailage permettant la reprise des efforts
- 3- Étude de la tenue au feu de la structure en considérant les niveaux N1, N2 ou N3. L'objectif ici est d'évaluer l'impact économique de ce dimensionnement.

On utilise la méthode décrite en annexe E du guide initial :

- Calcul à l'ELU des rigidités équivalentes EI et ES ainsi que les gradients de température  $\Delta T$  et la température de dilatation T nécessaires au calcul sous incendie.
- Comparaison entre le moment sollicitant calculé précédemment et le moment résistant.
- Dans le cas où  $M_{\text{solllicitant}} > M_{\text{résistant}}$ , ajout d'un enrobage de béton ou d'une quantité d'acier jusqu'à ce que le niveau Ni recherché soit atteint. Ceci nécessite un calcul itératif et un retour au début de l'étape numéro 3.

Dans les exemples caractéristiques ci-dessous, on a dimensionné les ouvrages pour les 3 niveaux de résistance au feu réglementaires. Les exemples présentés sont représentatifs des principaux éléments de structures : une dalle isostatique et une dalle hyperstatique. Les principales conclusions sont présentées ci-dessous alors que le détail des calculs est proposé en annexe A. Des dimensions réalistes sont proposées pour illustrer les calculs. Dans le paragraphe 2.3, l'impact financier de ces différents dimensionnements est pris en compte dans l'évaluation du surcoût global.

L'écaillage n'est pas pris en compte dans ce calcul de dimensionnement. Si le béton a été formulé spécifiquement, il ne devrait pas ou peu y en avoir. Sinon il peut être pris en compte dans le dimensionnement sur la base d'essais comme précisé en 2.1.3.

## 2.2.2 Dalle isostatique

À titre d'ordres de grandeurs, on peut retenir de l'exemple traité en annexe A.1 qu'une dalle isostatique dimensionnée à l'ELS a de grandes chances de répondre à un objectif de niveau N1. Pour qu'elle soit N2 et N3, des modifications par rapport au dimensionnement à froid sont nécessaires. Les voies possibles sont :

- Déplacer les aciers vers l'intrados, ce qui implique une augmentation de l'ordre de 5 % de la quantité d'acier. Si l'enrobage devient trop important (>7cm) il est en général recommandé de prévoir un ferrailage de peau supplémentaire.
- Ajouter du béton à l'intrados de la dalle, ce qui entraîne une augmentation de l'ordre de 5 % de la quantité de béton et de l'ordre de 3 % de la quantité d'acier.

- Rajouter une nappe d'acier en deuxième lit, solution intéressante à évaluer.

## 2.2.3 Dalle hyperstatique

Dans ce cas ce sont les aciers extradados qui reprennent les efforts. Bien qu'ils restent froids, les encastremements s'opposent à la courbure engendrée par le gradient thermique et le moment sollicitant augmente fortement. Pour permettre à la structure de résister à l'incendie, on doit donc augmenter les sections d'aciers.

Ainsi, le passage du niveau N0 au niveau N1 nécessite une augmentation de l'ordre de 15 % de la quantité totale d'acier. Le passage du niveau N1 aux niveaux N2 et N3 nécessite généralement de rajouter de l'ordre de 5 % d'aciers supplémentaires.

## 2.3 ÉTUDE DE COÛT

Le problème consiste à évaluer le surcoût apporté par la prise en compte du feu dans le dimensionnement d'un ouvrage d'art et plus particulièrement d'une tranchée couverte. Lors des calculs au feu, on a supposé que le béton n'écaillait pas, ce qui est le cas pour un béton ordinaire sous courbe CN seulement (niveau N1). Par conséquent, dans le cas de la dalle isostatique et de la tranchée couverte, les niveaux N2 et N3 ne peuvent être atteints qu'avec un béton n'écaillant pas, ce qui représente un surcoût auquel il faut encore ajouter le surcoût des modifications suggérées (augmentation de l'enrobage des aciers ou de leur section).

On présente ci-après comment évaluer le surcoût « matériau », mais cette approche peut également entraîner un surcoût difficile à évaluer au niveau des études, ainsi qu'au

niveau des conséquences des particularités de la formulation (fournisseurs, cadences, approvisionnement, vibration...).

### 2.3.1 Surcoût des modifications

Le surcoût des modifications est exprimé en pourcentage du coût de l'ouvrage. Ce coût s'évalue tout simplement en calculant le volume de béton et la masse d'acier nécessaires à l'ouvrage initial (niveau N0) et en multipliant par le prix de ces matériaux. On peut ensuite évaluer ce que représente le dimensionnement à chaud vis-à-vis de ce coût initial. Compte tenu des résultats des études de dimensionnement présentées ci-dessus, on peut s'attendre à un surcoût de l'ordre de 5 %.

### 2.3.2 Surcoût d'un béton résistant à l'écaillage

Le dimensionnement qui précède repose sur l'absence d'écaillage. Pour la garantir, deux possibilités : un béton spécialement formulé (avec des fibres polypropylène par exemple) ou des protections passives.

Il peut être intéressant de calculer le surcoût admissible du béton par rapport à la solution faisant appel à une protection thermique dans le cas des niveaux N2 et N3. Les surcoûts des modifications du dimensionnement sont minimes comparés au coût d'une protection thermique, cependant ils doivent quand même être pris en compte dans l'évaluation du surcoût admissible d'un béton fibré.

Le calcul consiste à évaluer le coût d'une protection passive à partir de la superficie à protéger. On compare ensuite ce coût à celui que représente le surcoût du béton multiplié par son volume, auquel il faut ajouter le prix du ou des essais

permettant de qualifier la formule (voir paragraphe 2.1.3), et le coût du dimensionnement à chaud vu ci-dessus.

### 2.3.3 Conclusion

Le surcoût dû aux modifications structurelles est minime. Par conséquent, concernant les deux ouvrages étudiés, le niveau N1 peut être atteint avec un surcoût très faible, voire nul dans le cas de la dalle isostatique. Les niveaux N2 et N3 nécessiteront un coût plus important essentiellement dû à l'emploi d'un béton spécial (probablement fibré) n'écaillant pas sous incendie HCM, le surcoût des modifications devenant alors négligeable en comparaison. Généralement, le surcoût d'un béton spécialement formulé pour écailler peu reste nettement inférieur à des protections passives.

## 2.4 AUTRES ASPECTS

Les solutions envisageables ne doivent pas être comparées uniquement sur la base du coût. D'autres aspects doivent être pris en compte. En faveur des protections passives, l'échauffement subi par la structure est nettement moindre, et les réparations pourront en être simplifiées et accélérées. En l'absence de protections, le béton exposé est endommagé sur une cer-

taine profondeur, mais aussi le dimensionnement à l'état limite accidentel peut faire intervenir la plastification de certaines sections. En revanche, la présence de matériaux rapportés peut poser des difficultés nouvelles d'exploitation et de maintenance, en particulier en ce qui concerne les inspections de génie civil.

# **PARTIE 2 : TUNNELS EXISTANTS**

---

# PRISE EN COMPTE D'UN FEU LOCALISÉ

## 1.1 INTRODUCTION

L'une des interrogations récurrentes liées à l'application de l'Instruction Technique [3] concerne l'étendue de la zone concernée par les sollicitations thermiques ISO et HCM. Le guide du comportement au feu a donc précisé cette question en préconisant de faire deux calculs en situation accidentelle :

- application de la sollicitation à tout le pourtour du tube incendié, ce qui cumule les effets de l'affaiblissement mécanique des sections et les effets hyperstatiques des dilatations thermiques (en général, surplus de traction en face froide).

- vérification des sections affaiblies sans prise en compte des dilatations, ce qui est plus défavorable aux surfaces tendues en service et exposées à l'incendie.

Dans le cas des ouvrages existants, ces vérifications peuvent s'avérer très pénalisantes. On s'est donc interrogé sur la possibilité d'affiner cette sollicitation à l'aide des méthodes disponibles. On présente dans les paragraphes suivants deux méthodes décrites dans l'Eurocode 1 Partie 1-2, puis l'utilisation d'outils de dynamique des fluides plus complexes.

## 1.2 APPLICATION DE L'EUROCODE 1-1-2, ANNEXE C (CORRÉLATION HASEMI)

### 1.2.1 Présentation de la méthode

L'annexe C de l'EN 1991-1-2 donne une formule pour calculer le flux sur un plafond, en fonction de la puissance (Q), des dimensions du foyer (diamètre D), et de la hauteur du plafond (H). Cette corrélation (également appelée corrélation HASEMI) provient de l'ingénierie du feu en bâtiment et sa validité en tunnel avec un courant d'air n'est pas assurée.

La première étape est de calculer la hauteur de flamme  $L_f$  et de vérifier si elle touche le plafond, à l'aide de l'expression :

$$L_f = -1,02D + 0,0148 Q^{2/5}$$

Avec cette formule, un feu de grand VL ( $Q=8\text{MW}$ ,  $D<3\text{m}$ ) suffit à atteindre 4,5 m. On peut considérer qu'on est toujours dans le cas où la flamme touche le plafond.

Le flux absorbé par le plafond est alors donné par l'expression ( $\text{W/m}^2$ ) :

$$\dot{h}_{\text{net}} = \dot{h} - \alpha_c (T - 20) - \Phi \varepsilon \sigma ((T + 273)^4 - 293^4)$$

$\dot{h}$ , flux thermique reçu par unité de surface au niveau du plafond exposé au feu ( $\text{W/m}^2$ )

$\alpha_c$ , coefficient de transfert thermique par convection ( $\text{W/m}^2/\text{K}$ )

T, température de surface de l'élément ( $^{\circ}\text{C}$ )

$\Phi$ , facteur de forme (-)

$\varepsilon$ , émissivité (-)

$\sigma$ , constante de Stephan Boltzmann ( $=5,67 \cdot 10^{-8} \text{ W/m}^2/\text{K}^4$ )

$\dot{h} = 100\,000$  si  $y \leq 0,3$

$\dot{h} = 136\,300 - 121\,000 y$  si  $0,3 < y < 1$

$\dot{h} = 15\,000 y^{-3,7}$  si  $y \geq 1$

y, paramètre sans unité ne dépendant que de Q, D et H. Pour son calcul complet, voir l'EN 1991-1-2.

Cette corrélation permet également de calculer la largeur de la flamme sur le plafond,  $L_h$ .

On représente ci-dessous l'application numérique pour quelques valeurs de puissance, 3,5 m de hauteur et une superficie du foyer de  $3,2 \text{ m}^2$ . La variable r, définie sur la figure 1, est la distance par rapport au centre du foyer.

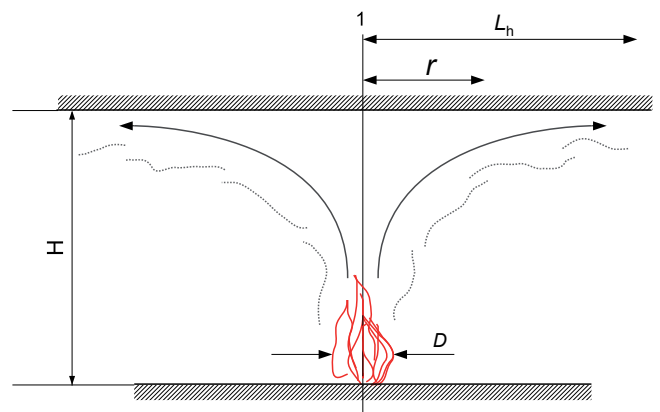


Figure 1 : Illustration des paramètres de la corrélation HaseMI

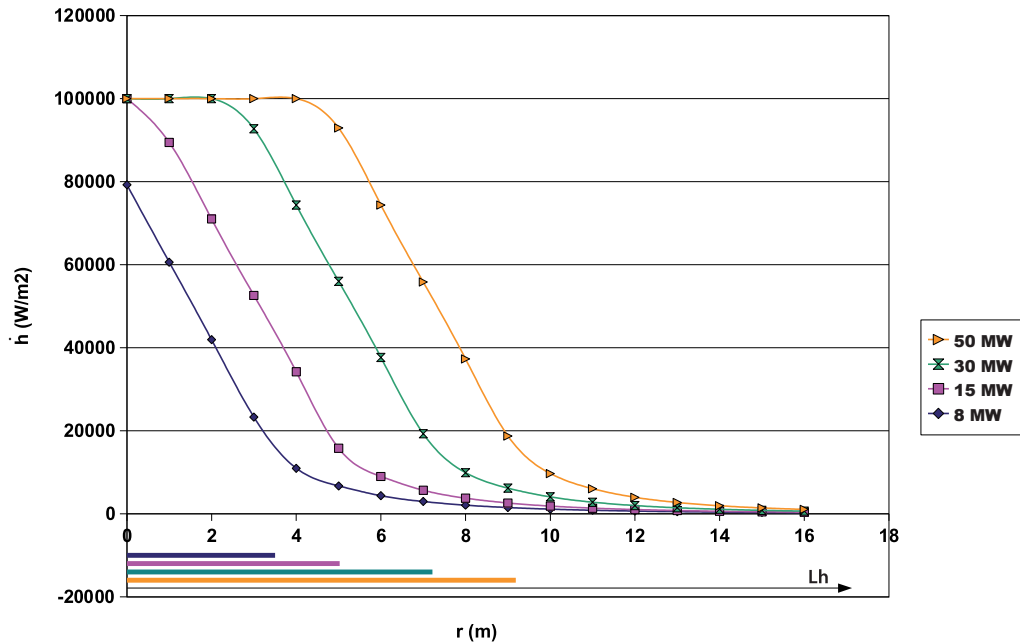


Figure 2 : Calcul du flux et de  $L_h$

## 1.2.2 Comparaison à l'expérience

Dans le cadre du projet Européen UPTUN, on a testé une dalle de 8 m de long dans une ancienne mine de charbon. Le dispositif expérimental permet d'appliquer la corrélation Hasemi et

de comparer les températures obtenues avec celles mesurées pendant l'essai. Un feu de bac de 6 MW est alimenté sous la dalle, suspendue 1,3 m au dessus du sol.

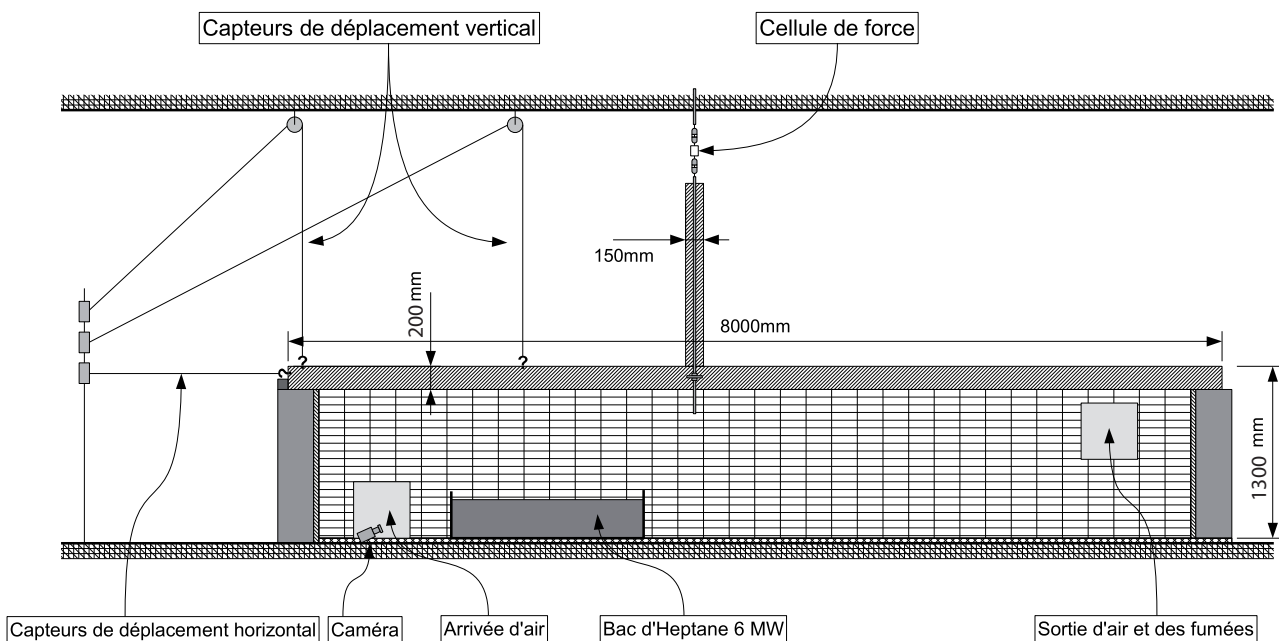


Figure 3 : Dispositif expérimental

$\dot{h}$  est donc calculé à partir des valeurs numériques suivantes :

- $Q = 6 \text{ MW}$
- $D = 1,47 \text{ m}$  (diamètre équivalent pour  $S=1,7\text{m}^2$ )
- $H = 1,3 \text{ m}$

On obtient :

$$\dot{h} = 100000 \text{ W/m}^2$$

Les valeurs des paramètres de convection et de rayonnement sont données par le même EC 1 Partie 1-2 :

$\alpha_c = 9 \text{ W/m}^2/\text{K}$  en face non exposée et  $50 \text{ W/m}^2/\text{K}$  en face exposée

$\Phi = 1$

$\varepsilon = 0,8$

$\sigma = 5,67 \cdot 10^{-8} \text{ W/m}^2/\text{K}^4$

La température de la dalle peut être calculée avec cette condition d'échange en surface :

$$k \partial T / \partial t = \dot{h}_{\text{net}}$$

En face non exposée :

$$k \partial T / \partial t = \alpha_c (T - 20)$$

Dans la dalle, l'équation de la chaleur est résolue avec la conductivité thermique  $k(T)$  et la chaleur spécifique qui varient avec la température.

On obtient la répartition suivante dans l'épaisseur :

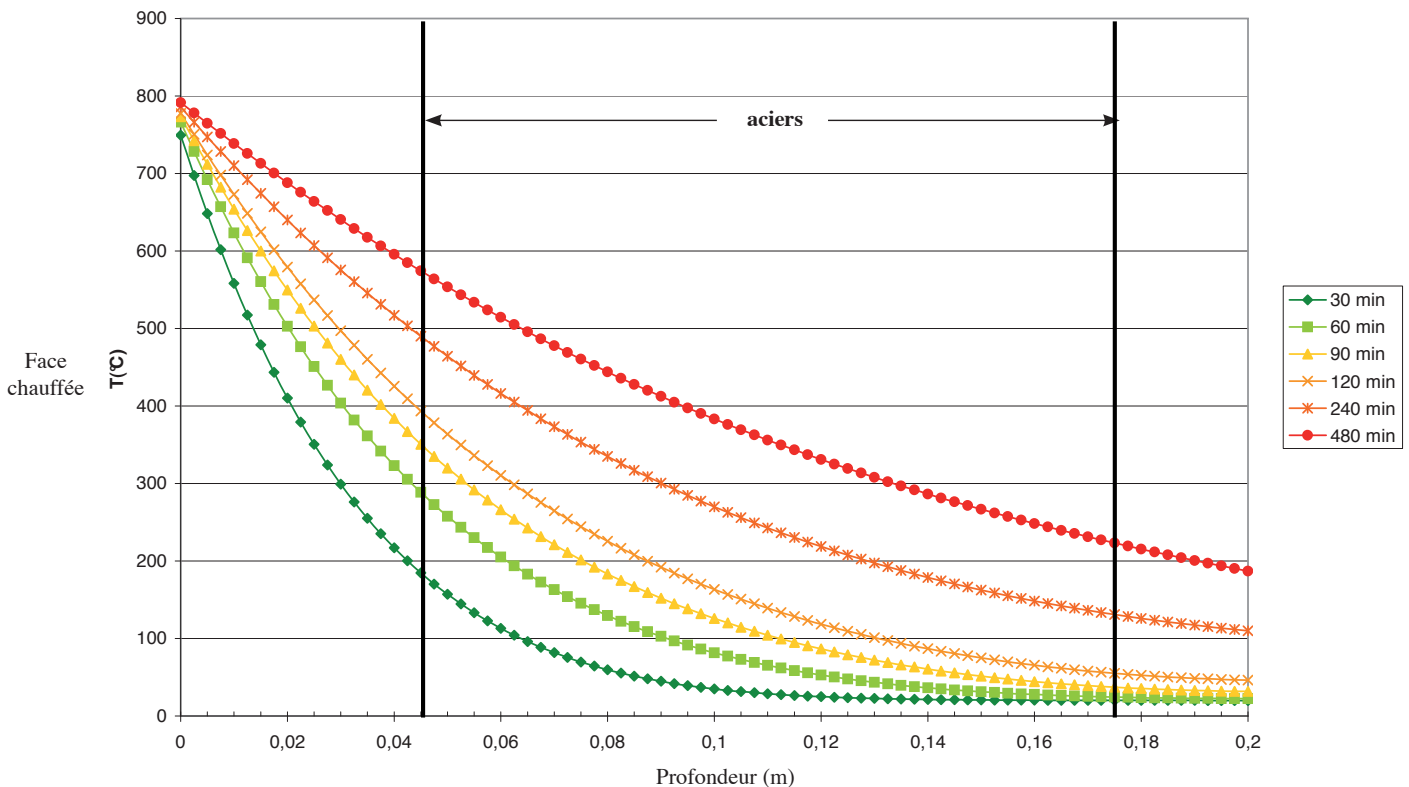


Figure 4 : Au droit de l'incendie, températures atteintes dans l'épaisseur de la dalle

Lors de l'essai, les températures mesurées ont été nettement supérieures à celles obtenues par l'application de la corrélation (figure 5). On voit également l'effet du courant d'air (sens de la

flèche) sur la répartition qui est dissymétrique par rapport à la position de foyer ( $x=0$ ).



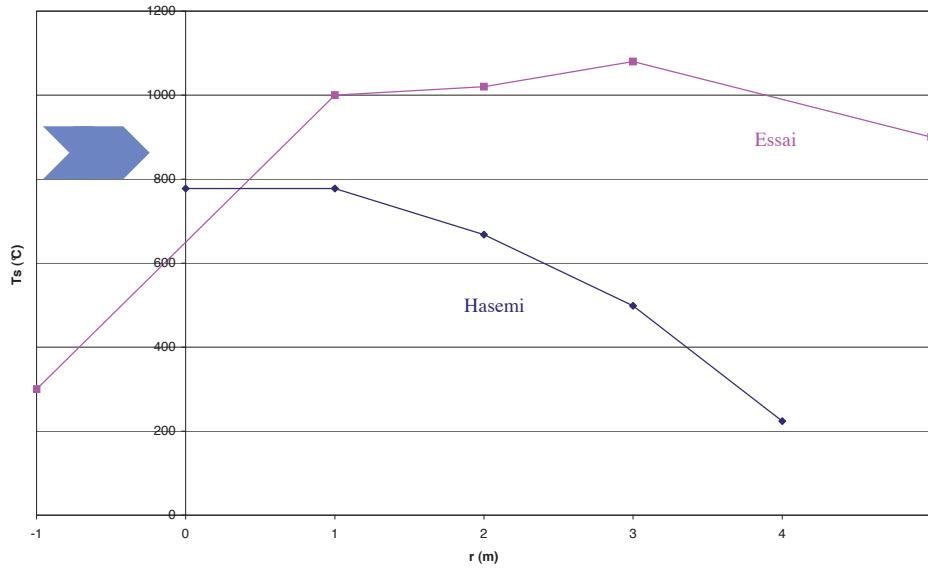


Figure 5 : Comparaison avec l'essai

### 1.2.3 Possibilités d'utilisation

Dans le cadre de l'Instruction Technique [3], on ne peut pas directement appliquer la corrélation Hasemi pour évaluer le niveau de résistance au feu des structures. Celle-ci impose des courbes température-temps et ne permet pas de faire le calcul des températures à partir de la puissance du foyer.

La corrélation Hasemi peut être utilisée dans des situations particulières. Par exemple, elle a été utilisée pour évaluer la résistance au feu des caissons de ventilation du tunnel de Maurice Lemaire en phase provisoire avant travaux, pour évaluer s'il

y avait urgence à interdire le tunnel aux véhicules de hauteur supérieure à 2 m. Elle a également été appliquée pour évaluer la sollicitation thermique d'un terminal de bus à Saint-Quentin en Yvelines.

On peut utiliser les courbes de puissance données dans le guide des ESD pour comparer les résultats donnés par cette corrélation aux courbes normalisées. Appliquée pour une hauteur de  $H = 4,5$  m, cette comparaison a donné les résultats suivants :

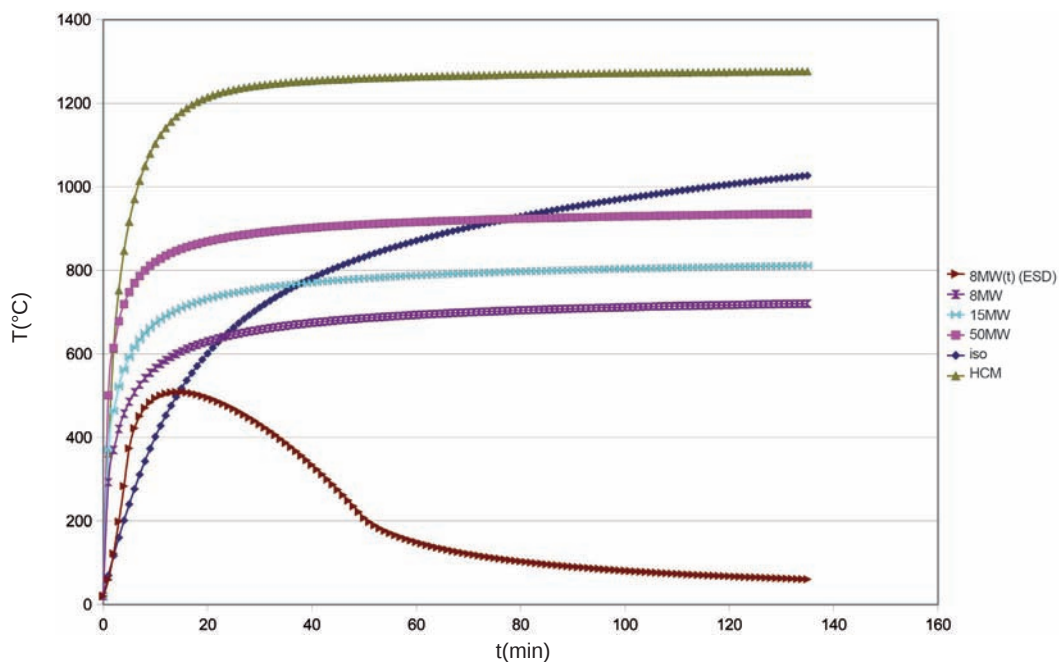


Figure 6 : Comparaison corrélation / courbes standards

Les courbes température-temps obtenues en surface chauffée sont très différentes. La vitesse de montée en température est similaire à la courbe HCM mais la valeur finale atteinte est nettement plus faible. Ces vitesses de montées en températures sont obtenues pour une puissance constante dont la valeur est imposée dès le début de l'incendie, ce qui explique cette montée en température rapide. Une simulation a également été faite en prenant une courbe de puissance en fonction du temps issue du guide des ESD, qui conduit à une montée en température plus lente. Une puissance de 50 MW permet de s'approcher de la température finale de la courbe ISO.

## 1.2.4 Conclusion

L'utilisation de l'annexe C de l'EN 1991-1-2 donne des sollicitations très éloignées des courbes température-temps prescrites par l'Instruction Technique [3]. La vitesse de montée en

température est similaire à la courbe HCM si l'on impose une puissance constante, mais il a été observé expérimentalement qu'en présence de courant d'air, elle ne permettait pas de reproduire les températures maximales atteintes.

En dehors de situations très particulières où les sollicitations réglementaires sont sensément beaucoup trop sévères, cette analyse ne peut donc pas se substituer à l'approche actuelle.

On peut cependant envisager d'utiliser dans le sens transversal la formule de décroissance du flux proposée, en remplaçant le flux maximum par le flux obtenu avec les courbes température-temps. À noter cependant que même pour des gabarits importants (4,5 m), pour un feu de 100 MW, le flux incident ne commence à décroître qu'à environ 7 m du feu, ce qui ne présente donc qu'un intérêt limité car la demi-largeur dépasse rarement cette valeur, bien que dans certains cas la largeur puisse atteindre 15 à 20 m.

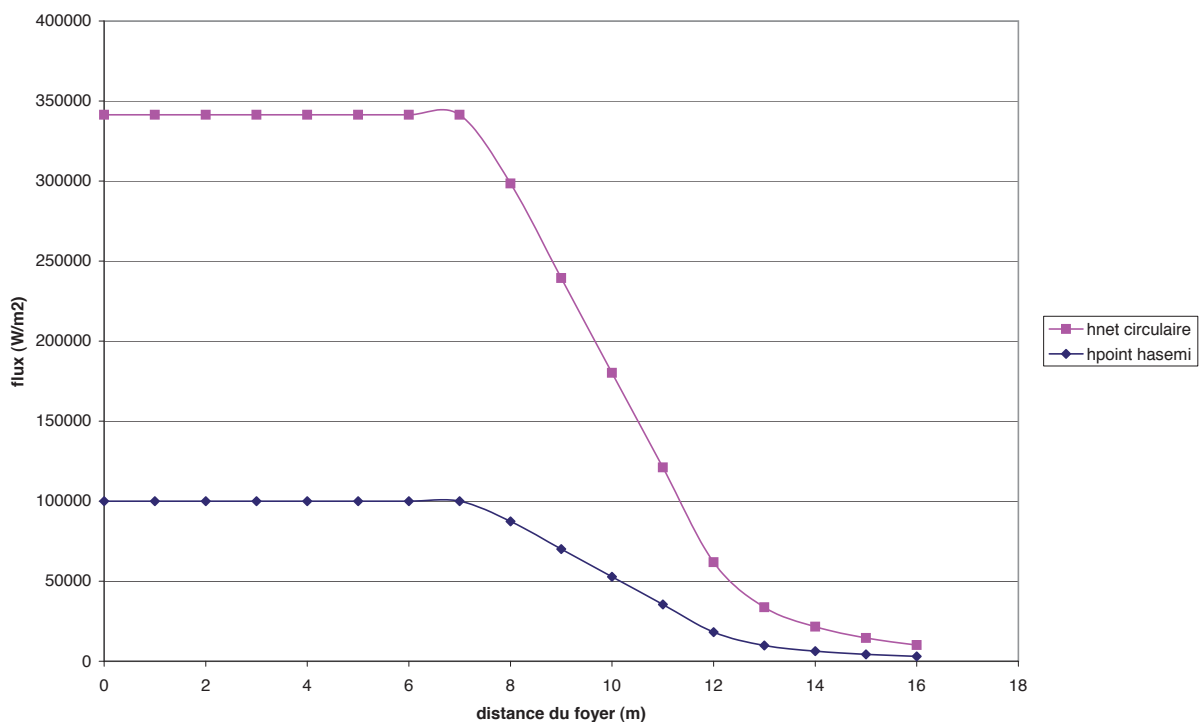


Figure 7 : Utilisation de la décroissance Hasemi pour un flux réglementaire (ex : flux  $\dot{h}$  Hasemi pour 100MW et  $H=4,5$  m, flux circulaire  $h_{net}$  ci-après avec  $\theta_g=1300^\circ\text{C}$ )

### 1.3.1 Présentation de la méthode

Dans un calcul conventionnel, lorsque l'on modélise l'échauffement d'une paroi, on applique aux gaz les courbes température-temps réglementaires (ISO ou HCM) et des conditions d'échange par convection et par rayonnement. Les flux sont exprimés dans l'Eurocode EN 1991-1-2 de la façon suivante :

► convection :

$$\dot{h}_{net,c} = \alpha_c (\Theta_g - \Theta_m)$$

- $\alpha_c$ , coefficient de transfert thermique par convection (W/m<sup>2</sup>/K)
- $\Theta_g$ , température des gaz à proximité de l'élément (°C)
- $\Theta_m$ , température de surface de l'élément (°C)

► rayonnement :

$$\dot{h}_{net,r} = \Phi \epsilon_m \epsilon_f \sigma [(\Theta_g + 273)^4 - (\Theta_m + 273)^4]$$

- $\Phi$ , facteur de forme (-)
- $\epsilon_m$ , émissivité de la surface de l'élément (-)
- $\epsilon_f$ , émissivité du feu (-)
- $\sigma$ , constante de Stephan Boltzmann (=5,67. 10<sup>-8</sup> W/m<sup>2</sup>/K<sup>4</sup>)

Les échanges par rayonnement sont directement proportionnels au facteur de forme  $\Phi$ .

Par défaut, il est pris égal à 1. Une méthode présentée dans l'annexe G de l'Eurocode 1-1-2 permet de le calculer plus précisément. On va étudier les possibilités d'application de cette annexe au cas d'une tranchée couverte.

L'annexe G donne l'expression du facteur de forme pour des surfaces émettrices et réceptrices parallèles, perpendiculaires ou formant un angle  $\Theta$  entre elles.

On considère pour les applications numériques la géométrie illustrée Figure 8, correspondant à une section de tranchée couverte de longueur  $\ell$  et de largeur L.

On commence par définir le point P sur la surface réceptrice, et X sa projection sur la surface rayonnante. La température est supposée uniforme sur toute la surface rayonnante. La projection de P sur la surface rayonnante de dimension  $\ell \times L$  la découpe en quatre zones identifiées de 1 à 4 (figure 8).

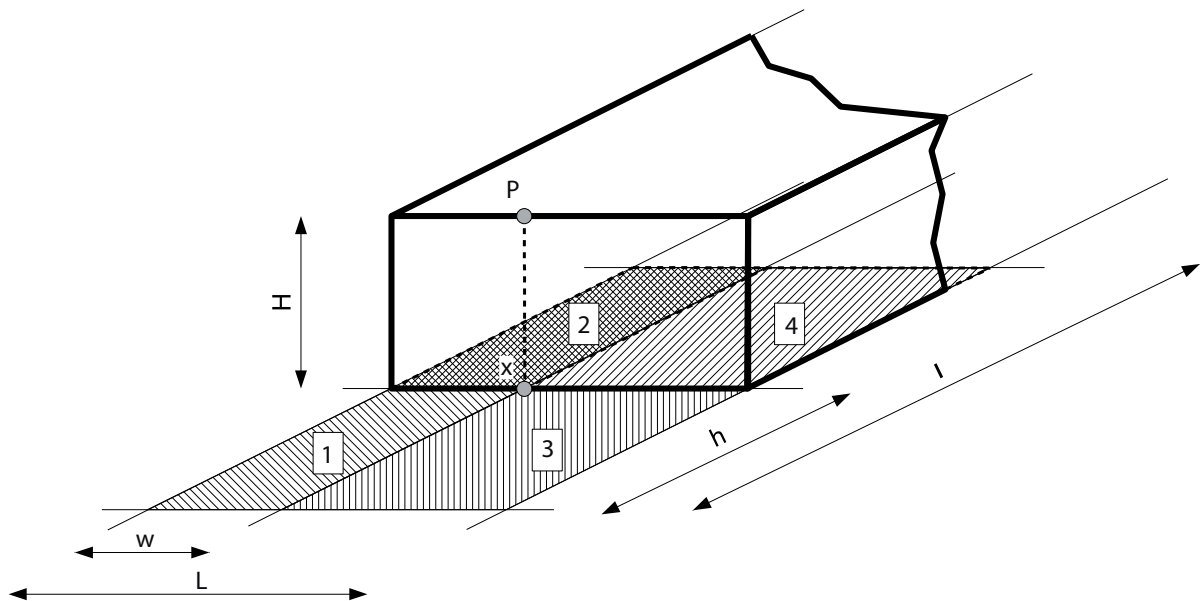


Figure 8 : Paramètres pour le calcul du rayonnement

Pour chaque zone, les formules sont données en fonction des paramètres suivants (voir notations sur la zone 1) :

- $a = h/s$ ,  $s$  est la distance de P à X
- $b = w/s$ ,  $h$  et  $w$  sont les longueur et largeur de la zone sur la surface rayonnante.

Le facteur de forme est la somme des 4 facteurs de forme calculés pour chaque zone :

$$\Phi = \Phi_1 + \Phi_2 + \Phi_3 + \Phi_4$$

### 1.3.2 Surfaces parallèles

On ne rappelle pas la formule de l'annexe G de l'EN 1991-1-2 mais on applique la formule donnée aux deux situations extrêmes, rayonnement des fumées ou rayonnement de la chaussée au plafond.

#### Rayonnement des fumées sur le plafond et les piédroits

Dans ce cas, on peut considérer que les fumées émettrices remplissent l'espace et donc sont en contact avec la surface réceptrice.

On a alors  $s \rightarrow 0$  d'où  $a, b \rightarrow \infty$

Pour chaque zone,

$$\phi_{1,2,3,4} \rightarrow \frac{1}{2\pi} \left[ \tan^{-1} \left( \frac{b}{a} \right) + \tan^{-1} \left( \frac{a}{b} \right) \right] = 1/4$$

la somme tend donc vers 1.

#### Rayonnement de la chaussée sur le plafond

À défaut de connaître l'étendue longitudinale de l'incendie, on peut supposer  $l \rightarrow \infty$

##### • au milieu du plafond :

Dans ce cas, la surface rayonnante se découpe en 4 zones identiques de dimensions :

$$s=H, h=l/2 \text{ et } w=L/2$$

L'application numérique donne alors :

$$\phi = 1 - \frac{1}{\left(1 + \frac{4H^2}{L^2}\right)^{0,5}}$$

Si seule la chaussée rayonnait vers le plafond, on pourrait trouver un facteur de forme inférieur à 1. Cependant il faut tenir compte de la contribution des piédroits, qui rayonnent eux aussi, et qui réfléchissent le rayonnement de la chaussée.

### 1.3.3 Surfaces perpendiculaires

À défaut de connaître l'étendue longitudinale de l'incendie, on suppose également  $l \rightarrow \infty$

#### Rayonnement des piédroits sur le plafond

##### • au milieu du plafond :

Dans ce cas, la surface rayonnante se découpe en 2 zones identiques de dimensions :

$$s=L/2, h=l/2 \text{ et } w=H$$

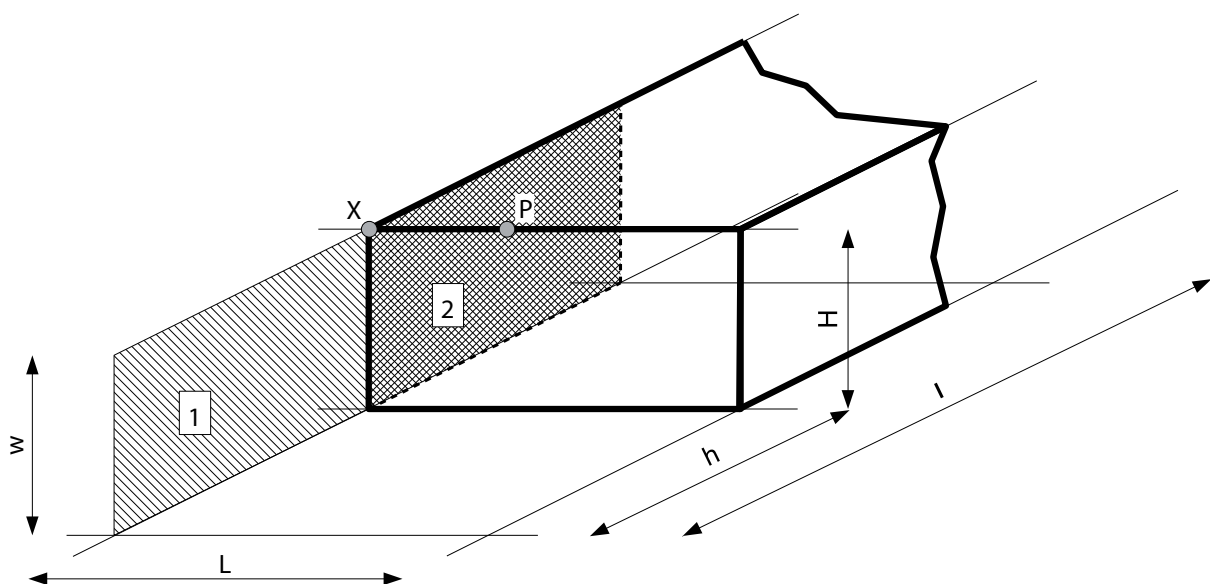


Figure 9 : Rayonnement des piédroits au milieu du plafond

L'application numérique donne alors, pour les deux piédroits :

$$\phi = 1 - \frac{1}{\left(1 + \frac{4H^2}{L^2}\right)^{0,5}}$$

### 1.3.4 Bilan

Finalement, au milieu du plafond, si l'on additionne les contributions de la chaussée et des piédroits, on retombe sur un facteur de forme égal à 1.

### 1.3.5 Difficulté d'application

Pour appliquer les formules de l'annexe G, ou d'autres abaques permettant de calculer le facteur de forme dans des configurations simplifiées, on est obligé de faire des hypothèses sur la position et les dimensions du foyer.

Si l'on considère que les fumées rayonnent, ou que le foyer est très étendu, ou encore qu'à la fois la chaussée et les piédroits rayonnent, le facteur de forme est égal à 1.

Aller plus loin et prendre en compte des dimensions réduites du foyer n'est pas simple ; le calcul du facteur de forme ne peut pas se faire directement par application de l'annexe G, mais en considérant la somme des flux directs et réfléchis de chaque surface.

Le calcul du facteur de forme ne peut donc pas se faire sans une détermination des dimensions du foyer et de la répartition des fumées. Cela implique de sélectionner un certain nombre de scénarios, développés dans le cadre d'une étude de ventilation, démarche que l'on présente ci-dessous.

## 1.4 INGÉNIERIE DE LA SÉCURITÉ INCENDIE

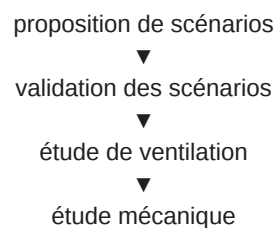
### 1.4.1 Préambule

L'approche consistant à déterminer les champs de température à partir de scénarios de feu n'est pas permise par l'Instruction Technique [3]. En effet, on estime que les outils de dynamique des fluides ne sont pas suffisamment robustes pour modéliser un incendie dans un tunnel soumis à un fort courant d'air.

Dans la version précédente de ce guide, on recommandait de vérifier 2 cas, à partir des courbes température-temps prescrites : un cas où l'on ne prend pas en compte les déformations thermiques (incendie localisé), et un cas où tout le pourtour est chauffé et se dilate (incendie généralisé). Ce deuxième cas ne concerne que les structures hyperstatiques, dans lesquelles l'incendie généralisé génère des efforts supplémentaires dus aux dilatations gênées.

Dans le cas des tunnels existants, qui ne sont pas directement soumis à l'Instruction Technique [3], on peut essayer d'affiner la sollicitation thermique. On peut par exemple chercher à détailler la répartition spatiale des courbes température-temps, à vérifier leur amplitude et leur durée. On présente ci-après les principales étapes d'une telle démarche, qui ne concerne donc que les structures hyperstatiques existantes, pour lesquelles, de plus, le gain potentiel en termes de protection représente un enjeu fort.

Ces étapes sont les suivantes :



### 1.4.2 Proposition de scénarios

La première étape consiste à choisir un certain nombre de scénarios qui peuvent être pénalisants pour la structure. Le référentiel sur lequel on peut s'appuyer est le guide des ESD [4], qui définit, pour les ESD, des scénarios à vérifier. Pour étudier le comportement au feu de la structure, seuls les incendies de forte puissance, 100 ou 200 MW (selon autorisation au TMD), seront dimensionnants. Le guide des ESD définit, pour les tunnels interdits au TMD, deux scénarios à 100 MW : l'un avec un chargement solide qui dure 70 minutes et l'autre avec un chargement liquide qui dure 90 minutes.

Pour les tunnels autorisés au TMD, un scénario plus sévère de 200 MW est proposé. Il dure 100 minutes et représente un chargement liquide inflammable.

On propose donc, pour les tunnels interdits au TMD, de simuler les deux scénarios de 100 MW, chargement solide et chargement liquide, et pour les tunnels autorisés au TMD, un scénario de chargement solide de 100 MW et un chargement liquide de 200 MW.

Reste ensuite à définir la taille et la position de ces termes source.

### Feu de chargement solide

On considère que ce type d'incendie se développe sur l'ensemble du volume du poids lourd. Les données recueillies concernant les dimensions usuelles indiquent une surface de 16,50 m × 2,54 m soit environ 42 m<sup>2</sup>. Quant à la hauteur, elle peut aller jusqu'à 4,70 m, c'est cette valeur maximale que l'on retiendra. La courbe de puissance de la figure 12 sera donc répartie dans un volume de 16,50 m × 2,54 m × 4,70 m. Lorsque la section transversale comporte plusieurs voies, on recommande de simuler deux positions possibles, en voie lente et en voie rapide.

### Feu de chargement liquide (nappe)

La surface de la nappe, définie dans le guide des ESD vis-à-vis de la puissance maximale, est de 50 m<sup>2</sup> pour 100 MW et 80 m<sup>2</sup> pour 200 MW. Lors des essais d'épandage réalisés pour tester les systèmes de recueil des eaux de chaussée [6], les surfaces mouillées lors de déversements de 5 à 10 m<sup>3</sup> avaient été beaucoup plus importantes (1500 m<sup>2</sup> au tunnel des Monts pour des avaloirs à grille ordinaires tous les 50 m). On pourrait répartir la puissance sur une telle superficie. La sollicitation pour la structure serait beaucoup plus intense mais aussi beaucoup plus courte, de l'ordre de quelques minutes. La puissance totale serait plus élevée mais sur une surface plus grande, la puissance répartie au m<sup>2</sup> resterait la même.

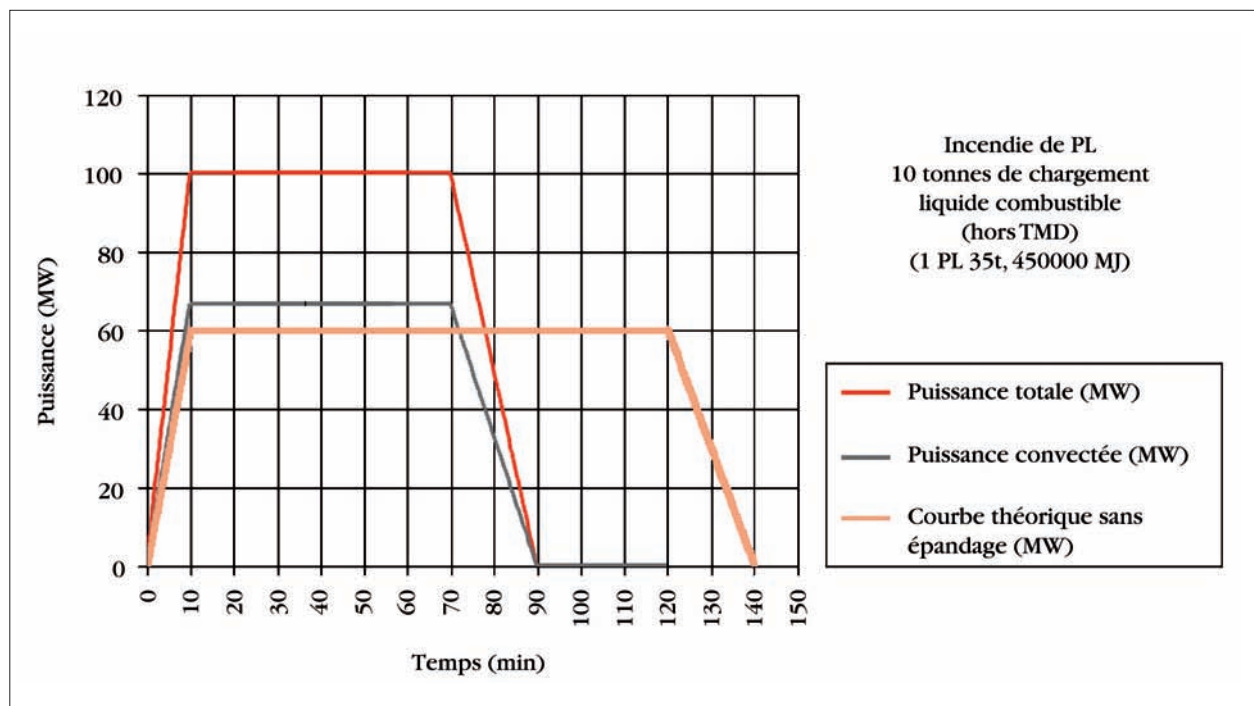


Figure 10 : 100 MW chargement liquide

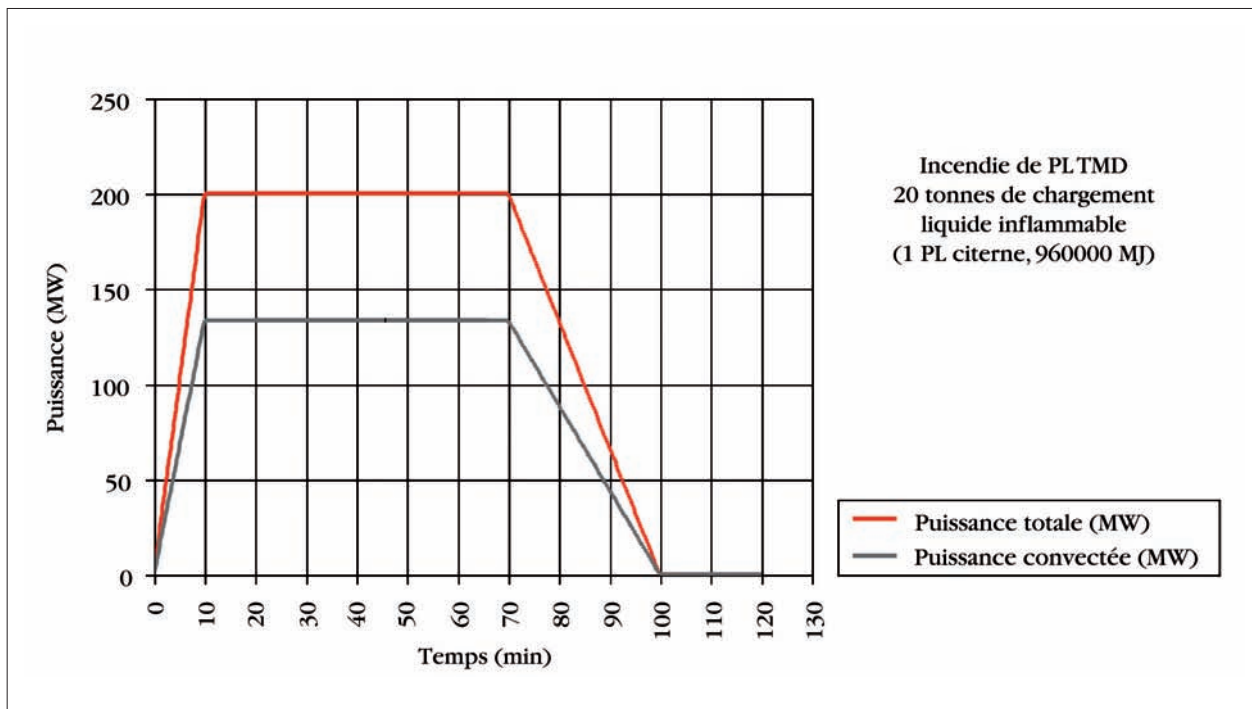


Figure 11 : 200 MW chargement liquide

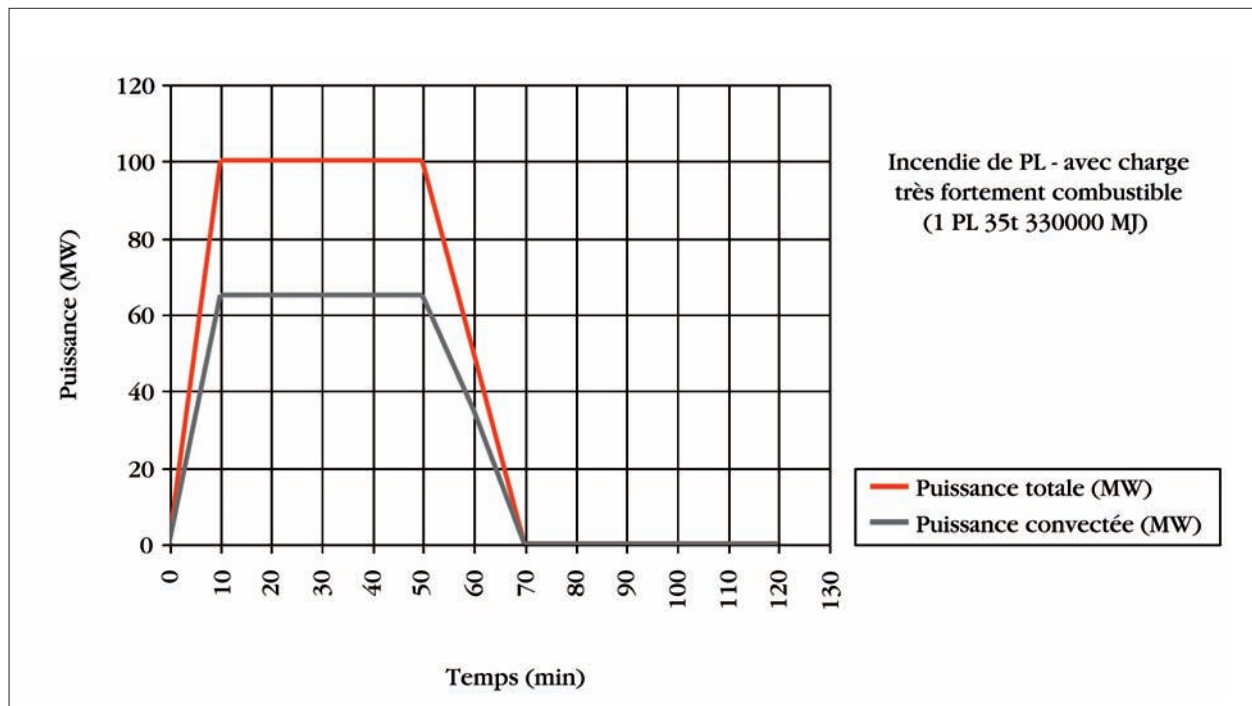


Figure 12 : 100 MW chargement solide

Il est donc proposé d'en rester aux surfaces choisies dans le guide des ESD (50 m<sup>2</sup> pour 100 MW et 80 m<sup>2</sup> pour 200 MW).

En retenant ces surfaces, on peut proposer deux formes extrêmes de la nappe, sur lesquelles on répartit la courbe de puissance de la figure 10 ou 11 (si TMD) :

- pleine largeur roulable et longueur associée pour obtenir la surface,
- écoulement longitudinal sur une faible largeur (2m50) et longueur associée pour obtenir la surface.

### Vitesse de ventilation

Les scénarios ci-dessus peuvent ensuite être déclinés pour plusieurs vitesses de ventilation. En général la vitesse est fixée par le dimensionnement de la ventilation, transversale ou longitudinale, avec le cas échéant un scénario de congestion.

### 1.4.3 Validation des scénarios

Cette démarche est innovante, et il convient donc de bien s'entendre sur l'approche d'une part, et sur le choix des scénarios d'autre part, avec les différents interlocuteurs du projet, le maître d'ouvrage entouré d'un expert ou de conseillers techniques spécialisés en particulier. Cette étape de validation doit constituer un point d'arrêt avant de se lancer dans l'étude détaillée des scénarios retenus.

### 1.4.4 Calcul des températures atteintes dans l'air

Pour chacun des scénarios retenus, l'objectif est d'aboutir à des sollicitations distinctes par zones : piédroit côté incendie et piédroit côté opposé, plafond. Ces nouvelles sollicitations thermiques seront ensuite imposées comme conditions limites à la structure, à partir de quoi le calcul mécanique sera conduit comme pour les sollicitations thermiques standard.

### Objectifs et problématique des simulations

Les simulations ont pour but d'obtenir des valeurs réalistes de l'évolution des températures au voisinage immédiat du génie civil de l'ouvrage pour différents scénarios d'incendie. On pourra ainsi conclure par exemple sur la nécessité d'appliquer la courbe HCM à tout le périmètre de l'ouvrage, ou seulement à une partie de ce périmètre.

Les simulations « classiques » d'incendie en tunnel ont pour objectif l'optimisation du désenfumage. On s'intéresse donc assez peu à l'exactitude des résultats au voisinage immédiat du foyer sous réserve que les défauts de modélisation de cette

zone ne compromettent pas la qualité de la simulation dans le reste du domaine de calcul. On se trouve ici avec le problème inverse : on cherche une qualité de modélisation optimale dans la zone du foyer, où se posent les problèmes de tenue au feu, sans se soucier du reste de l'écoulement (qui peut d'ailleurs ne pas être modélisé si cela est compatible avec les bonnes pratiques générales de la simulation numérique).

De façon plus détaillée, on peut citer les différences suivantes entre les études menées ici et celles réalisées plus classiquement pour le désenfumage :

- nécessité de modéliser de la manière la plus précise possible le foyer et les flammes ;
- nécessité de bien prendre en compte les transferts thermiques convectifs et radiatifs ;
- modélisation d'une longueur réduite de tunnel (une centaine de mètres au maximum) permettant de densifier le maillage autour du foyer à coût de calcul égal.

L'outil de calcul utilisé doit permettre de répondre correctement aux exigences formulées dans les deux premiers points.

### Modélisation de la combustion

Les modèles de combustion peuvent varier selon les outils utilisés. Certains outils utilisent un modèle de combustion en phase gazeuse (modèle à fraction de mélange) qui permet de calculer la forme de la flamme, c'est-à-dire la répartition spatiale de la production de chaleur dans le volume fluide. L'utilisateur peut alors spécifier des conditions aux limites dépendant des propriétés physico-chimiques des matériaux, notamment celles qui concernent la combustion et les transferts thermiques. Une base de données peut être fournie avec le code. On dispose ainsi des caractéristiques de matériaux solides (bois, tissus, etc.) et liquides (hydrocarbures notamment). La forme de la flamme dépend du taux de libération de vapeurs combustibles par le matériau, de la composition chimique de ces vapeurs et des conditions du mélange avec l'air nécessaire à leur combustion.

La démarche est la suivante :

- La libération de vapeurs combustibles par la surface définie comme inflammable est soit fixée à une valeur fonction de la puissance surfacique spécifiée par l'utilisateur, soit calculée par le code en fonction du flux thermique reçu par la surface. Cette dernière méthode doit être utilisée prudemment et nécessite un maillage fin près de la surface combustible pour une bonne évaluation du flux radiatif reçu. Si le code le permet, il est préférable de spécifier la puissance surfacique.
- Ces vapeurs combustibles sont ensuite transportées par l'écoulement, calculé par le modèle hydrodynamique. Elles



subissent au cours de ce transport un mélange avec l'air ambiant.

- Une des hypothèses des modèles est que les vapeurs combustibles et l'oxygène ne peuvent cohabiter. Cette hypothèse est justifiée par le fait que le temps caractéristique de la réaction chimique est bien plus court que le temps caractéristique du mélange turbulent. Si les deux substances sont présentes dans une cellule du maillage, la réaction chimique de combustion se produit (on suppose qu'elle est instantanée) et libère de la chaleur. L'oxygène et le combustible sont consommés dans les proportions stoechiométriques (qui dépendent du type de combustible) jusqu'à ce que l'une des substances disparaisse.
- La chaleur libérée par la combustion affecte l'écoulement car elle crée des forces de flottabilité (poussée d'Archimède). La combustion produit également des suies qui modifient les propriétés radiatives du mélange gazeux, et donc les transferts de chaleur. Les phénomènes hydrodynamiques, chimiques et thermiques sont donc très fortement couplés, ce qui explique la difficulté de caler et de stabiliser de telles modélisations.

Une telle approche est indispensable pour une prédiction correcte du champ de température au voisinage du foyer. Si, par exemple, pour un feu de chargement, on se contente de répartir la source de chaleur sur le volume de la remorque, on passe à côté du fait que des flammes (c'est-à-dire des régions de l'écoulement où s'effectue la production de chaleur) peuvent s'étendre sur plusieurs mètres dans différentes directions après avoir touché le plafond de l'ouvrage.

Dans tous les calculs, on prendra évidemment en considération le fait que la modélisation de la combustion est un exercice très difficile. Il faut absolument rester prudent sur la fiabilité des résultats et leur dépendance vis-à-vis de la qualité du maillage ou encore de la modélisation du rayonnement. Par ailleurs, on simule ici des feux très puissants qui n'ont pas fait l'objet de validations spécifiques. On se permet quand même d'utiliser les résultats obtenus dans la mesure où ils ont rejoint les températures maximales des courbes standard.

## Modélisation du rayonnement

Le rayonnement est de loin le mode de transfert thermique dominant à proximité d'un foyer. Certains modèles traitent les zones de flamme de façon spécifique. Il arrive en effet fréquemment que le maillage ne soit pas assez fin pour représenter tous les détails des flammes. La température moyenne d'une cellule dans cette zone sera donc largement inférieure à la température atteinte dans la zone réactive. Comme l'intensité rayonnée est proportionnelle à la température à la puissance 4, elle sera fortement sous-évaluée si on la calcule à partir de la température moyenne de la cellule. On la remplace alors

par une fraction de la puissance thermique totale produite par combustion à l'intérieur de la cellule. La fraction rayonnée est fonction du combustible spécifié.

On peut se contenter d'assimiler le mélange d'air et de produits de combustion à un gaz gris. En effet, pour les foyers auxquels on s'intéresse, le principal agent modifiant les propriétés radiatives de l'air est la suie, qui a un comportement proche du corps noir. Autrement, il faut faire un calcul séparé pour les différentes bandes de longueur d'onde, ce qui est beaucoup plus coûteux en temps de calcul et n'est réellement intéressant que pour les foyers produisant peu de suies (brûleurs à gaz, nappes d'alcool, etc.).

## Compléments sur le feu de chargement

Si la source d'un incendie est une remorque de poids lourd, le feu est généralement un feu de solide. La matière combustible est *a priori* répartie sur l'ensemble de la remorque. Il est cependant probable que l'arrangement des éléments de chargement (palettes, cartons, etc.) dans la remorque ait une influence importante sur le comportement du feu. Prenons l'exemple du chargement modèle constitué de palettes de bois sur lesquelles sont empilés des gobelets en plastique : cet empilement permet à l'air de circuler facilement à l'intérieur de la zone de combustion et on peut ainsi obtenir un feu très violent (voir les essais de Runehammar [5]). Des configurations beaucoup moins favorables existent, par exemple si le matériau combustible se présente sous la forme de blocs compacts entre lesquels l'air circule difficilement.

Si la puissance thermique du feu a été fixée à 100 MW (courbe du guide des ESD [4]), la forme de la flamme est néanmoins susceptible de dépendre de la structure interne du foyer. On peut choisir une configuration que l'on peut qualifier d'intermédiaire : foyer contenu dans un volume ayant les dimensions d'une remorque de PL, constitué de quatre blocs de dimensions 2,5 m (W) × 2 m (L) × 4,70 m (H) espacés de 2 m, et puissance dégagée par unité de surface spécifiée de manière à obtenir une puissance totale de 100 MW.

Concernant la nature du chargement, des tests numériques ont montré que le plus défavorable était le polyuréthane.

## 1.4.5 Calculs mécaniques

À l'issue des calculs précédents, on obtient des champs de températures dans l'air sur le pourtour de la structure, qui peuvent être utilisés comme nouvelle sollicitation thermique pour le calcul des températures dans l'épaisseur de la structure. Quelques simplifications sont tout de même nécessaires pour ne pas trop multiplier le nombre de sections d'étude. Un premier découpage étant de toute façon nécessaire d'un

point de vue mécanique, les sections de béton et d'acier étant variables, le découpage thermique pourra suivre au mieux ce découpage, voire être un peu plus grossier, en ne distinguant par exemple que dalle et piédroits.

À titre d'illustration, une telle étude a été menée pour la tranchée couverte de Rueil-Malmaison, et a donné, pour l'un des 5 scénarios d'incendie retenus dans ce cas, les sollicitations thermiques par zones suivantes :

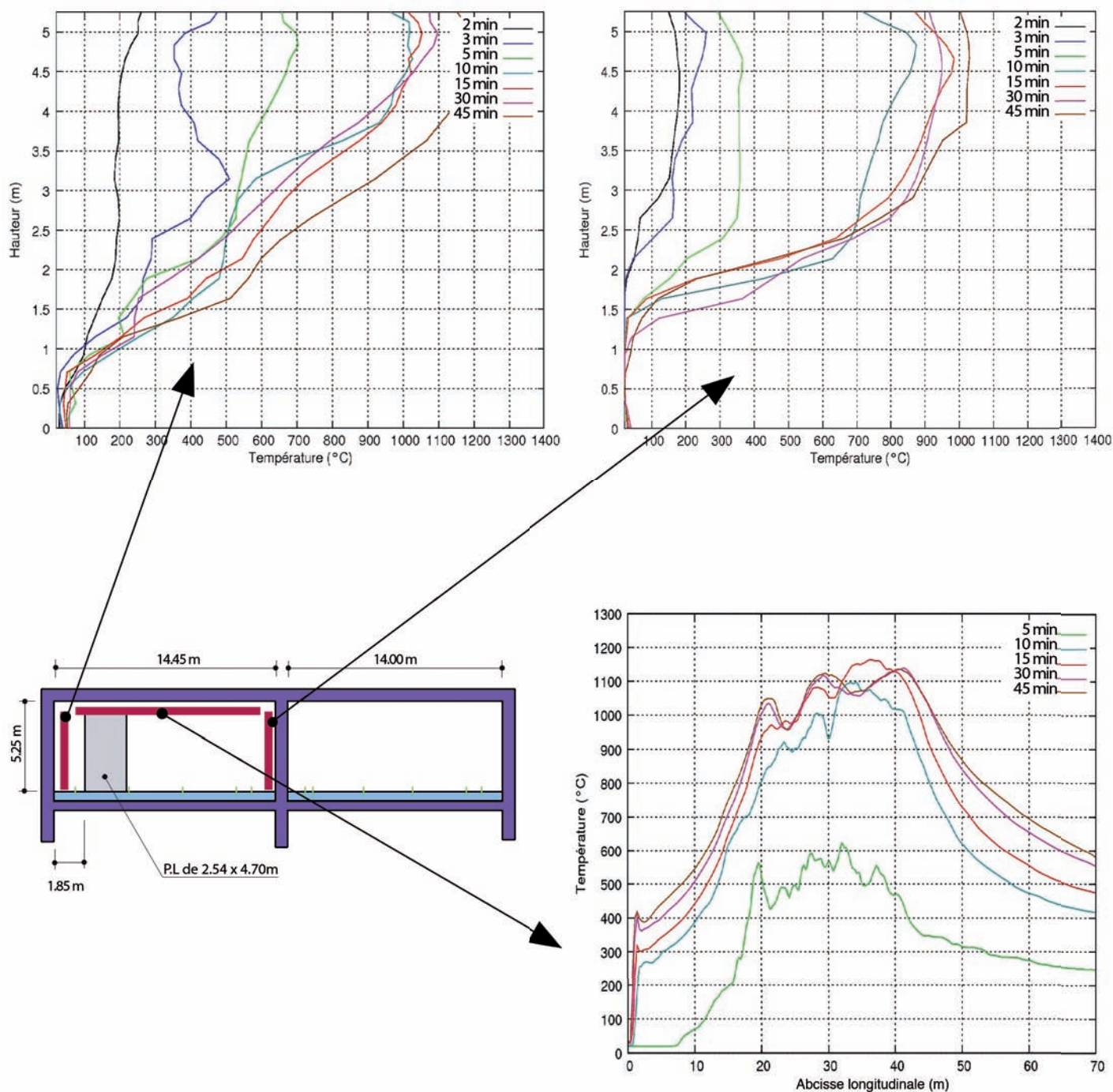


Figure 13 : Distribution et évolution des températures autour de la section pour un chargement solide en voie lente et une ventilation longitudinale de 3m/s

On constate que les températures atteignent rapidement 1200°C en haut des piédroits et sur la dalle. Cela a conduit à conserver la courbe température-temps HCM. Par contre, en termes de répartition, cette courbe n'a été appliquée que sur la moitié supérieure des piédroits. On note aussi que dans cet

exemple, la configuration la plus défavorable mécaniquement est celle où les piédroits sont froids et la dalle est chauffée. Les piédroits froids rigidifient la structure et deviennent les points faibles. L'étude des températures atteintes dans l'air a permis d'écarter cette configuration.

## 1.5 CONCLUSION

Bien qu'il puisse être très pénalisant d'appliquer la courbe HCM sur tout le pourtour d'une section, il n'existe pas de méthode simple pour estimer les températures à partir de la puissance de l'incendie. La seule méthode applicable nécessite le recours à des outils de dynamique des fluides, en passant par la définition et la sélection d'un certain nombre de scénarios. Une première application de cette méthode a conduit à conserver la

courbe HCM, tout en en précisant la répartition spatiale. La méthode est longue, délicate et ne couvre pas tous les scénarios possibles, aussi est-il conseillé de n'y recourir que dans des cas exceptionnels de tunnels existants pour lesquels l'enjeu est particulièrement fort, ou quand les caractéristiques géométriques sont très particulières : très grande largeur, grande hauteur, tracé particulier, bretelles dans le tunnel, etc.

# CALCUL DE LA RÉSISTANCE AU FEU NIVEAU G3

## 2.1 OBJET

Le niveau de calcul G3 peut s'appliquer pour vérifier le niveau de résistance N2 ou N3 en l'absence de protections passives. On renvoie au paragraphe 4.2 du guide initial, relatif aux conseils généraux et au choix du degré d'analyse, pour évaluer la nécessité de réaliser un calcul de cette complexité.

L'objet de ce paragraphe est de décrire une méthode de calcul de niveau G3 utilisant des outils répandus tels qu'un tableur ou un logiciel de calcul « linéaire ». D'autres méthodes sont possibles, utilisant notamment des logiciels de calculs aux éléments finis mais demandent en général beaucoup plus de temps pour la modélisation et le calcul.

On rappelle qu'un calcul de niveau G3 implique de prendre en compte :

- l'éventuel écaillage du béton, sous réserve de disposer d'une loi issue d'un essai spécifique (pour le calcul des températures – rigidité – résistance des sections) ; à défaut, sous HCM, une protection s'impose ;
- les variations de rigidité dues au comportement non linéaire des matériaux, aux variations de température et à la fissuration du béton (calcul des efforts et vérification des déformations) ;
- la formation de rotules plastiques (calcul des efforts) ;
- les autocontraintes dans le béton (résistance des sections) ;
- les non-linéarités liées au changement des conditions d'appui (calcul des efforts) ;
- les effets des grands déplacements.

## 2.2 DÉTERMINATION DES CHAMPS DE TEMPÉRATURE

La méthode de calcul de la température est détaillée dans l'annexe C du guide initial. Par rapport au calcul de degré G1, la principale difficulté concerne la prise en compte de l'écaillage. Celle-ci peut être faite très simplement : si l'on suppose qu'une écaille de béton se détache au pas de temps  $n$ , alors il suffit d'interrompre le calcul puis de le relancer après avoir simplement redéfini le contour de la section. On aura bien évidemment mis en mémoire la température de la matière « restante ». La principale difficulté réside dans la connaissance de la cinématique d'écaillage. Avec les outils actuellement

disponibles, il n'est possible de mesurer la valeur d'écaillage réalisée qu'à l'issue du test. On sera donc le plus souvent amené à supposer que la totalité de l'écaillage a lieu dès le début de l'incendie, ce qui risque de s'avérer très défavorable.

À ce stade, il est loisible de considérer que les armatures de béton armé n'ont pas d'influence sur le résultat thermique, qui ne dépendra donc que de la géométrie de la section et de son mode d'échauffement. À partir de là on suppose connue la température en tout point de la structure et à chaque instant.

## 2.3 DÉTERMINATION DES EFFORTS

### 2.3.1 Données préliminaires : comportement des matériaux

L'Eurocode 2 - partie 1-2 – section 3 donne les lois de comportement des matériaux en fonction de la température. Ces lois de comportement sont rappelées en annexe B.

### 2.3.2 Préparation du modèle de calcul

La première étape consiste en l'établissement des lois de comportement des sections de la structure. Il convient d'abord de procéder à un premier « découpage » de la structure en

« super-éléments » homogènes du point de vue de :

- la géométrie de la section ;
- son ferrailage (quantité et position des armatures) ;
- son mode d'échauffement ;
- l'écaillage prévisible ;

La principale difficulté provient du traitement des zones de recouvrement entre armatures de diamètres différents. Par simplification, la limite entre les deux types de ferrailage sera fixée à une distance égale à une longueur de scellement de l'extrémité des armatures de plus gros diamètre.

En toute rigueur, ce principe conduit à légèrement sous-estimer les efforts dus aux dilatations thermiques. En effet, les armatures chauffées participent à la création d'efforts de dilatation thermique, en proportion de leur section. Cependant, l'erreur reste faible, et par ailleurs cela évite une surestimation des moments résistants dans le modèle de calcul.

En théorie, du côté exposé à l'incendie, l'échauffement du béton provoque également une diminution de sa résistance à la traction (voir EN 1992-1-2 §3.2.2.2) et donc de l'adhérence acier/béton qu'il conviendrait de prendre en compte pour estimer la longueur de scellement.

Cependant, les différents essais réalisés n'ont pas montré de défaillance au niveau de la zone d'ancrage des armatures. Dans ces conditions, on préconisera donc de retenir pour le calcul à chaud la longueur de scellement à froid.

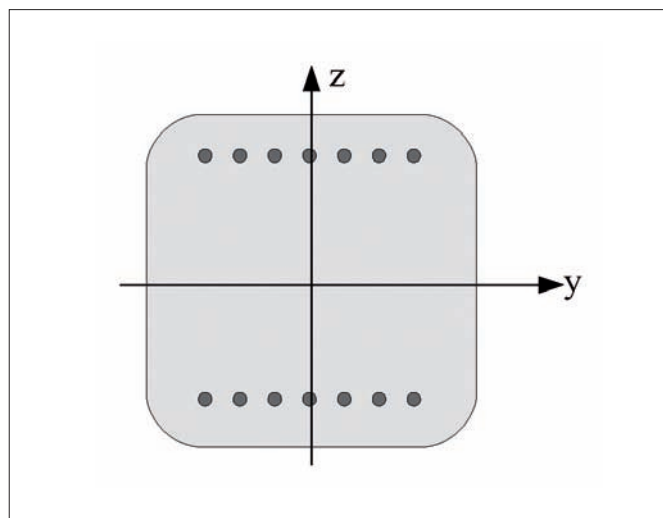
L'idée générale est de procéder de façon itérative. On calcule a posteriori la rigidité des barres en fonction des sollicitations déterminées à l'itération précédente. On modifie ensuite les caractéristiques mécaniques des différentes barres du modèle pour l'itération suivante.

Chacun de ces éléments va donc être caractérisé par sa loi de comportement, donnant le torseur d'effort ( $M ; N$ ) en fonction de la déformation.

On procède ensuite au « maillage » de chaque super-élément, qui devra être suffisamment fin pour que la rigidité puisse être considérée comme constante le long de chaque barre.

## 2.3.3 Lois de comportement des sections

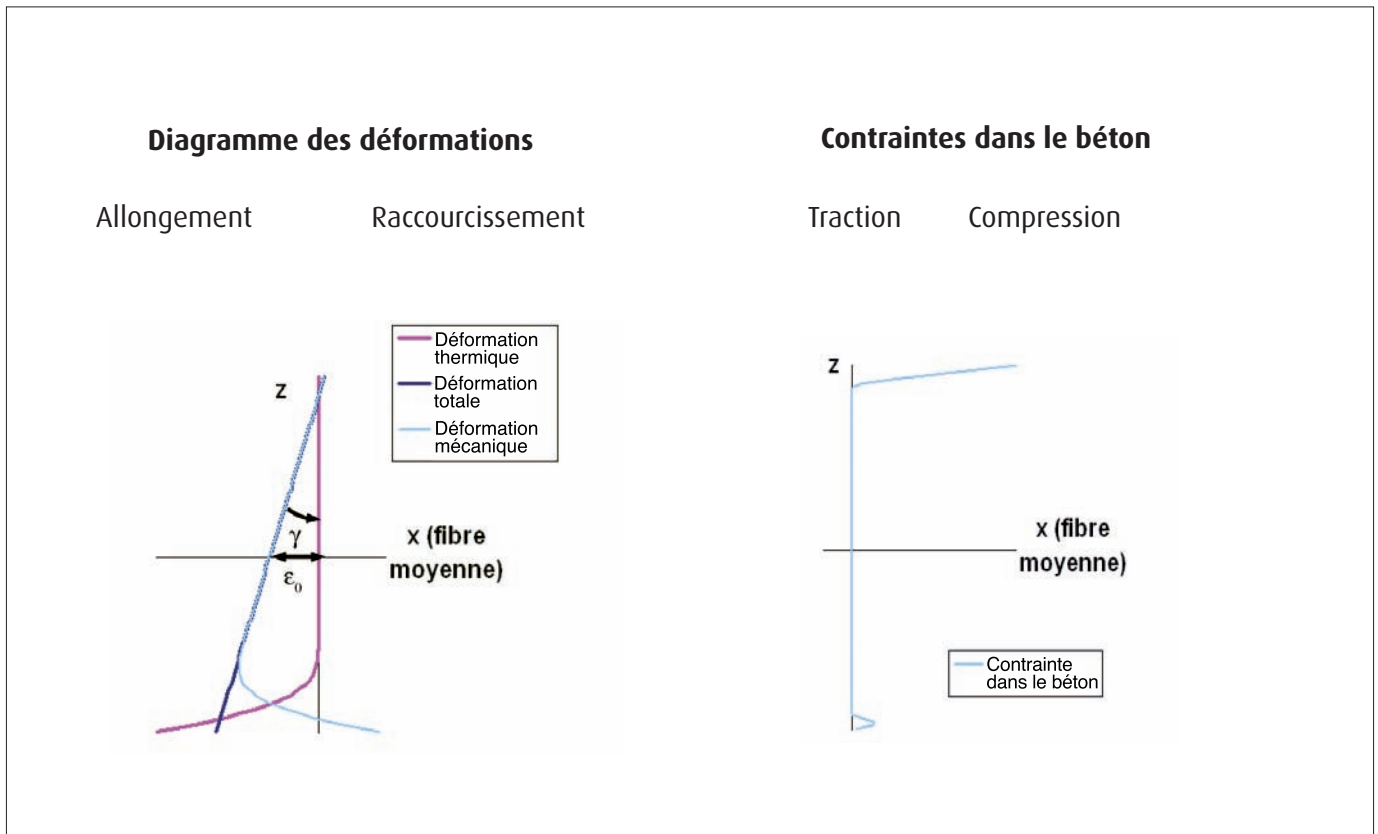
Considérons une section de béton (armé ou précontraint) quelconque :



Dans la suite on considérera uniquement la flexion d'axe  $y$ . En effet, il existe la plupart du temps une symétrie d'axe  $z$  du point de vue mécanique et thermique, si bien qu'il ne se développe aucun effort de flexion autour de cet axe. Le cas échéant, la méthode est généralisable, mais les calculs seraient considérablement alourdis.

Des modèles aux éléments finis montrent que l'hypothèse de conservation de la planéité des sections droites reste valable, même en cas de très fort gradient de température à condition que l'épaisseur ne soit pas trop faible (en pratique supérieure à 40 cm, voir annexe C pour la démonstration et pour la généralisation aux structures d'épaisseur faible).

Quelle que soit la sollicitation et le profil de température, la déformation totale de la section reste linéaire, on a donc (voir page suivante) :



**Nota :** Dans le schéma précédent, et dans toute la suite (sauf mention contraire), on considérera la fibre moyenne au sens géométrique du terme, passant par le centre de gravité de la section brute de béton, sans tenir compte des variations de caractéristiques mécaniques due à l'échauffement. Elle constituera toujours l'origine de l'axe des  $z$ . Les efforts sont calculés par rapport à cette fibre ( $N$  s'applique en  $z = 0$  et  $M$  se calcule par rapport à l'axe  $z = 0$ ).

Ainsi, quelle que soit l'ordonnée  $z$ , on peut écrire :

$$\varepsilon_{\text{total}} = \varepsilon_0 + \mathcal{Y}.z$$

$\varepsilon_0$  est la déformation de la fibre moyenne et  $\mathcal{Y}$  la courbure. La déformation mécanique (induite par les contraintes dans les matériaux) s'en déduit :

$$\varepsilon_{\text{méca}} = \varepsilon_{\text{total}} - \varepsilon_{\text{th}}$$

$$\varepsilon_{\text{méca}} = \varepsilon_0 + \mathcal{Y}.z - \varepsilon_{\text{th}}(T(y,z))$$

En utilisant les lois de comportement des matériaux décrites ci-avant, on trouve la valeur de la contrainte en tout point de la section.

Par intégration de ces contraintes sur la surface  $\Sigma$ , il est possible de calculer le torseur d'efforts résistants ( $M$  ;  $N$ ) pour chaque valeur du couple ( $\mathcal{Y}$  ;  $\varepsilon_0$ ).

On utilise les conventions suivantes :

$\varepsilon < 0 \Rightarrow$  Allongement

$\sigma > 0$  et  $N > 0 \Rightarrow$  Compression

$M > 0 \Rightarrow$  fibre inférieure tendue

d'où, pour un matériau élastique :  $\sigma = E \cdot \varepsilon$

$$N(\gamma; \epsilon_0) = \iint_{\text{acier+béton}} \sigma(\epsilon_{\text{méca}}) \cdot d\Sigma = \iint_{\text{acier+béton}} \sigma(\epsilon_0 + \gamma \cdot z - \epsilon_{th}(T)) \cdot d\Sigma \quad (1)$$

$$M(\gamma; \epsilon_0) = \iint_{\text{acier+béton}} \sigma(\epsilon_{\text{méca}}) \cdot z \cdot d\Sigma = \iint_{\text{acier+béton}} \sigma(\epsilon_0 + \gamma \cdot z - \epsilon_{th}(T)) \cdot z \cdot d\Sigma \quad (2)$$

En décomposant la formule entre l'acier et le béton, il vient :

$$N(\gamma; \epsilon_0) = \iint_{\text{béton}} \sigma_b(\epsilon_0 + \gamma \cdot z - \epsilon_{th}(T)) \cdot d\Sigma + \sum_{i=1}^{nb \text{ armatures}} \sigma_{ai}(\epsilon_0 + \gamma \cdot z_i - \epsilon_{th}(T)) \cdot A s_i \quad (3)$$

$$M(\gamma; \epsilon_0) = \iint_{\text{béton}} \sigma_b(\epsilon_0 + \gamma \cdot z - \epsilon_{th}(T)) \cdot z \cdot d\Sigma + \sum_{i=1}^{nb \text{ armatures}} \sigma_{ai}(\epsilon_0 + \gamma \cdot z_i - \epsilon_{th}(T)) \cdot z_i \cdot A s_i \quad (4)$$

Dans la pratique, on procédera bien évidemment par discrétisation de la section en un maillage de densité adaptée à la situation (dans la plupart des cas, une maille d'environ 1 cm de côté apporte suffisamment de précision).

Inversement, il est possible de calculer les déformations pour chaque valeur du couple (M ; N). Cependant, le temps de calcul peut être long et la convergence parfois difficile à obtenir. Le plus sûr est donc de tabuler ces valeurs de manière à balayer tous les cas possibles.

Pour illustrer cela, et pour fixer les idées, intéressons nous uniquement au comportement de la section vis-à-vis du moment de flexion (ce qui revient à supposer que l'effort normal sollicitant est constant). Pour chaque valeur de  $\gamma$ , on calcule  $\epsilon_0$  tel que N soit égal à l'effort normal constant choisi. Puis on calcule  $M(\gamma, \epsilon_0)$ . Il est ainsi possible de construire une loi comportement de la section, dite loi « moment-courbure ».

Pour une section courante, chauffée au niveau de sa face inférieure, l'allure de la loi moment-courbure est la suivante :

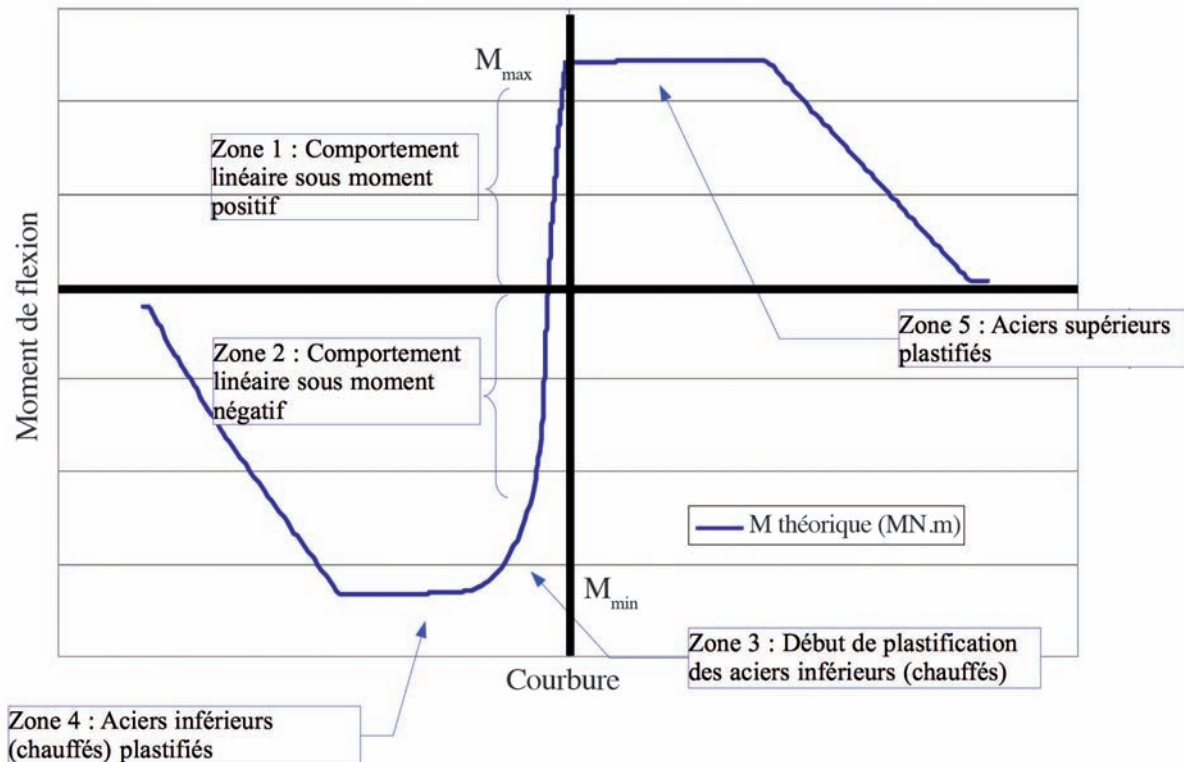


Figure 14 : Loi moment-courbure

On distingue sur ce graphe 5 zones. Les zones 1 et 2 correspondent à un comportement linéaire de la section, avec des pentes différentes suivant le signe du moment puisque la rigidité est conditionnée essentiellement par la quantité d'aciers

tendus qui est généralement différente en fibre supérieure et en fibre inférieure. Cela apparaît de façon plus nette en agrandissant cette partie du graphe :

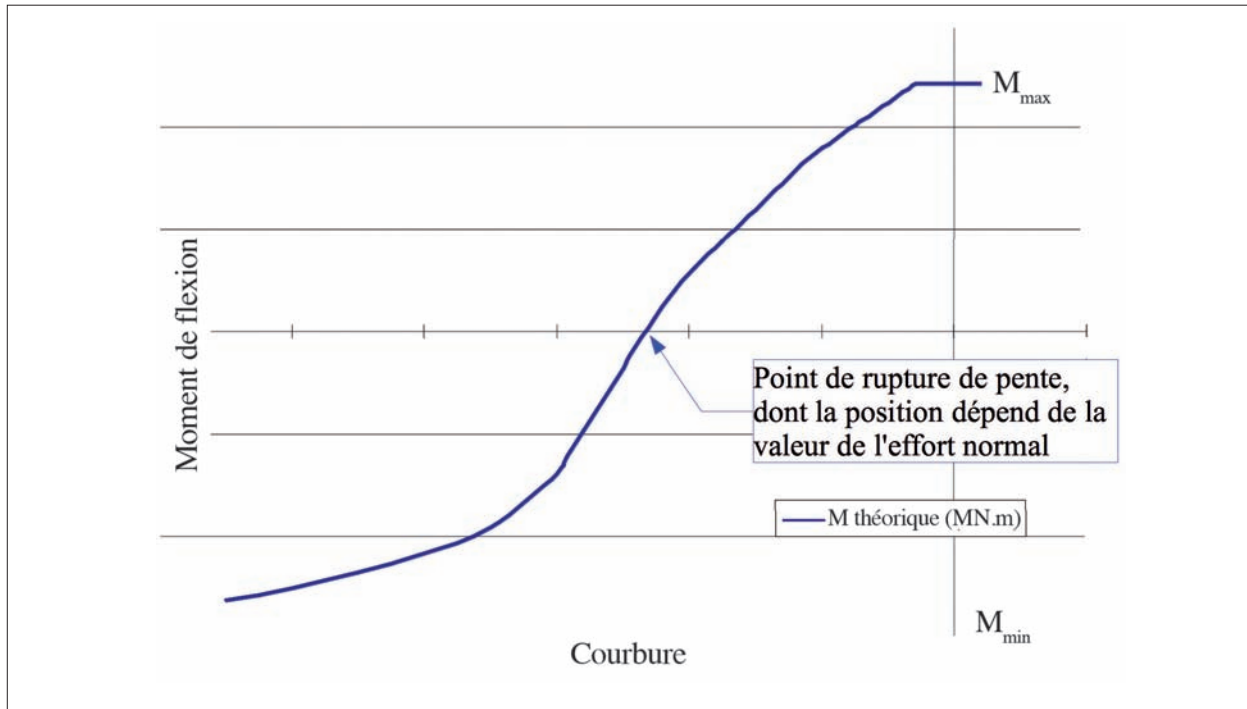


Figure 15 : Zoom sur la loi moment-courbure

Les zones 4 et 5 sont des paliers plastiques. Lorsqu'ils sont atteints, on modélise la section par une rotule plastique représentant cette valeur constante du moment.

### 2.3.4 Méthodes de calcul

À partir des compléments précédents, On peut recommander l'utilisation de deux méthodes différentes : la méthode « incrémentale » faisant appel à la notion de rigidité tangente des sections (dérivée première de la loi moment-courbure) et une méthode « itérative » faisant appel à la notion de rigidité sécante des sections (pente de la corde).

Notons que, si ces méthodes sont adaptées à un « simple » logiciel de calcul élastique, elles ne peuvent être mises en œuvre aisément que si ce logiciel possède un pseudo-langage de programmation.

Par ailleurs, elles sont extensibles à tout modèle ayant un comportement non linéaire (effets du second ordre géométrique...).

Dans ces deux méthodes, le phasage des chargements mécaniques et thermique n'est pas parfaitement représenté, puisque

dans un cas il est introduit par incréments, et dans l'autre en une seule fois, alors qu'en réalité le chargement mécanique préexiste. Cependant, les deux méthodes donnent des résultats assez proches entre elles ainsi que par comparaison avec un outil éléments finis (SAFIR). L'effet du phasage est donc présumé de faible incidence.

### Méthode incrémentale

Cette méthode est décrite en détail dans l'annexe D.

Il s'agit de considérer que le comportement de la structure est localement, c'est-à-dire pour une faible variation de l'effort, linéaire. Pour que la variation de l'effort soit faible, il faut introduire les différents chargements (charges extérieures et déformations imposées d'origine thermique) de façon progressive, par incréments successives, en réactualisant à chaque étape les paramètres de rigidité de la structure, de manière à suivre au plus près la loi de comportement réelle.

Ainsi, sur une loi moment-courbure fictive, on peut schématiser le déroulement du calcul de la façon illustrée figure 16.



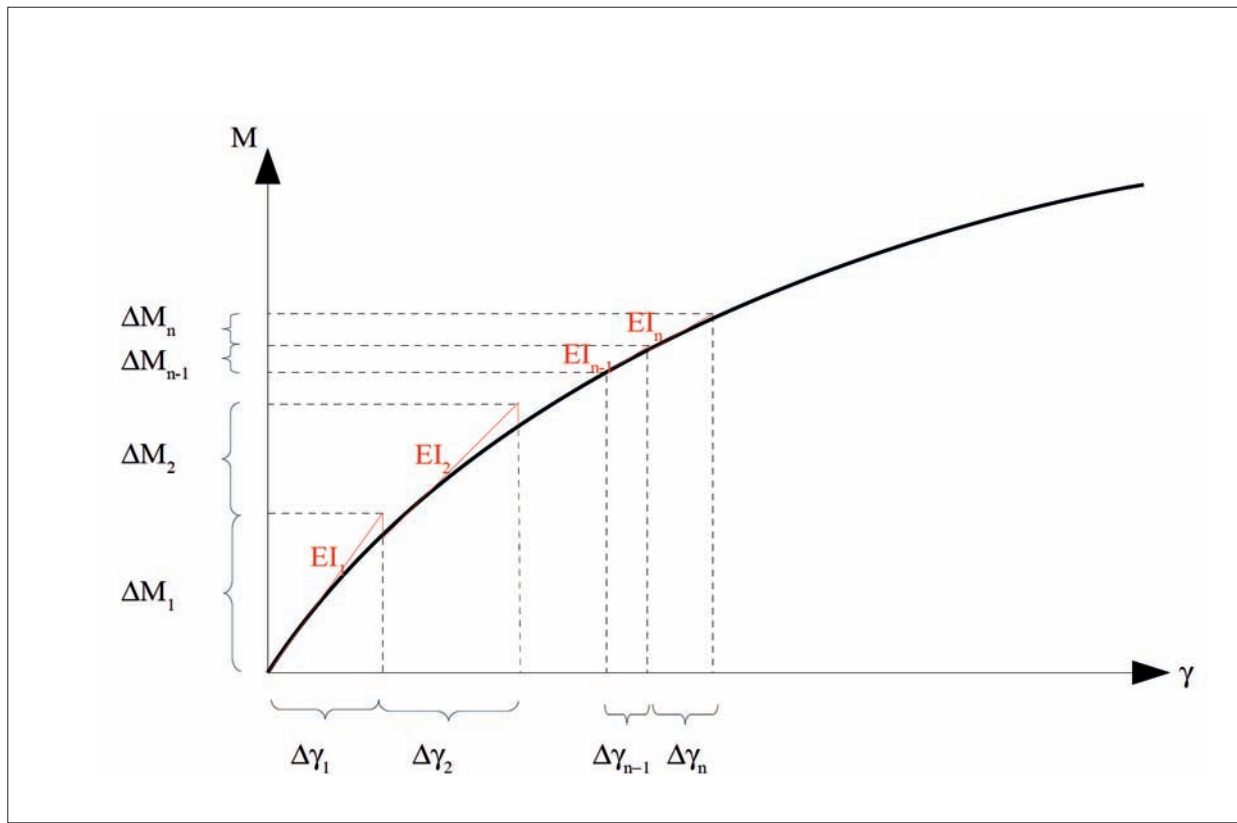
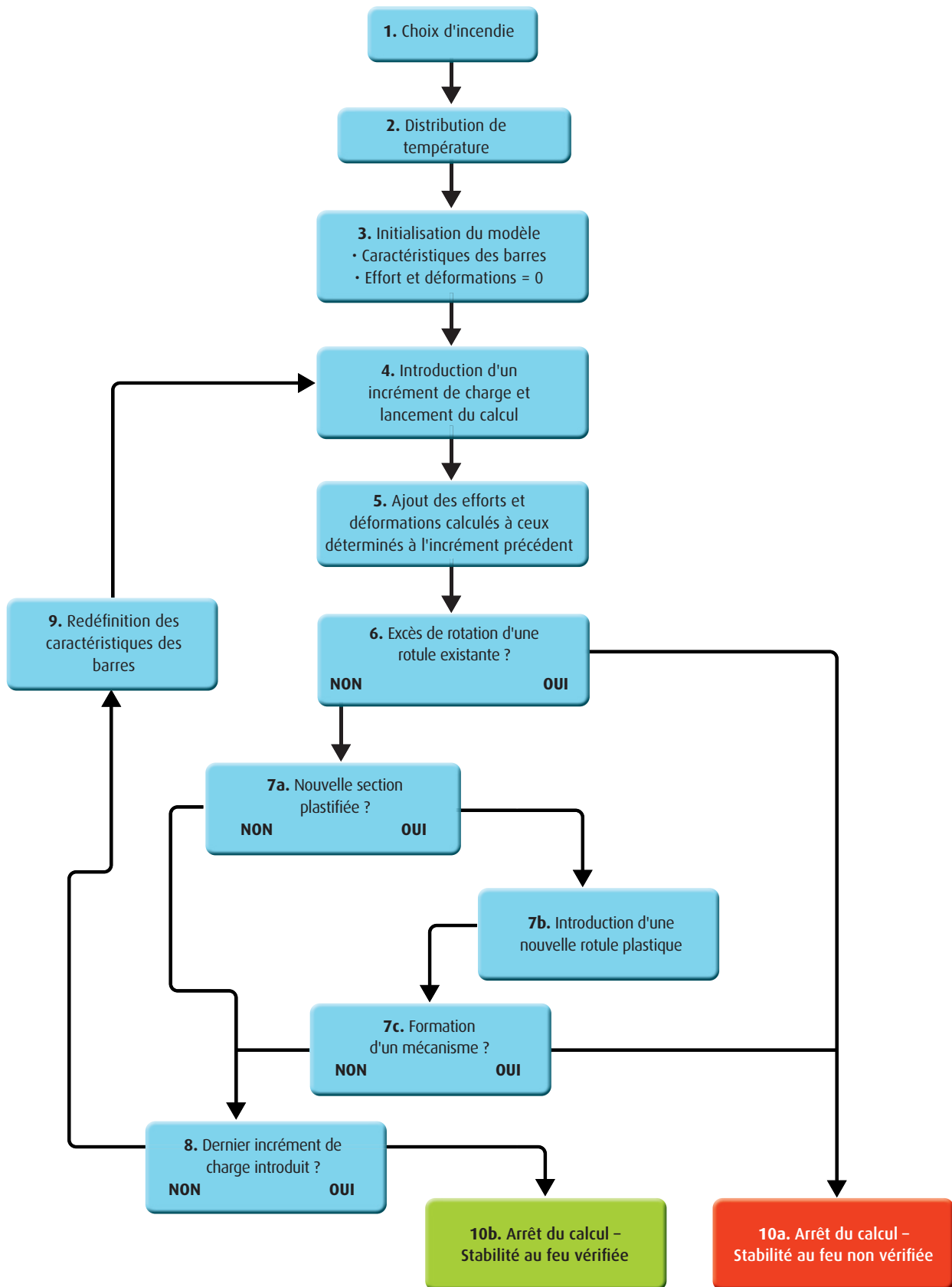


Figure 16 : Rigidités tangentes

Dans le détail, le déroulement du calcul est le suivant :

1. Choix d'une durée et d'un type d'incendie (par exemple CN 120) en fonction de la réglementation
2. Détermination de la distribution de température dans la structure
3. Attribution aux différentes barres du modèle des rigidités calculées pour  $(\varepsilon ; \gamma) = (0 ; 0)$  (tangentes à l'origine des lois de déformation) ; Initialisation des variables de stockage des efforts et déformations à 0.
4. Introduction d'un incrément de charge (par exemple 1/100<sup>ème</sup> de la charge totale, en prenant en compte le cas échéant les effets du second ordre) et calcul des efforts et déformations résultantes
5. Agrégation de ces valeurs des efforts et déformations dans les variables prévues à cet effet  $(M = M + \Delta M ; \gamma = \gamma + \Delta \gamma ; \dots)$
6. S'il existe des rotules plastiques, vérification de la valeur de leur rotation ; si la valeur est excessive (voir § 2.3.5), arrêt du calcul
7. Si une section se trouve plastifiée, on introduit une nouvelle rotule plastique. S'il y a trop de rotules dans le mo-

- dèle, il y a formation d'un mécanisme et arrêt du calcul
8. Si le dernier incrément de charge a été introduit, la stabilité au feu est vérifiée.
9. Si le calcul peut se poursuivre, détermination des nouvelles valeurs des rigidités (EI notamment), attribution de ces valeurs aux barres du modèles ;
10. Répétition des étapes 4 à 9 jusqu'à l'introduction du dernier incrément de charge ou jusqu'à l'arrêt du calcul.



Si le calcul se poursuit jusqu'à l'introduction du dernier incrément de charge, alors on peut conclure à la stabilité de la structure pour l'incendie étudié. On rappelle que la vérification de la stabilité pour une durée d'incendie donnée ne garantit la stabilité pour les durées inférieures. Il est donc dans tous les cas nécessaire de faire la vérification pour des pas de temps relativement rapprochés (15 à 30 minutes).

Dans le cas contraire, on peut conclure à la non-stabilité de la structure pour l'incendie étudié. On peut alors relancer le processus pour une durée d'incendie inférieure. Le nombre d'incrément réalisés avant divergence n'est en effet pas un indicateur fiable de la durée maximum de stabilité au feu de la structure puisque la totalité de la charge n'a pas été prise en considération.

Le nombre d'incrément doit être en rapport avec la finesse du maillage de la structure. En effet, un incrément trop grand peut entraîner la formation de rotules plastiques sur deux noeuds successifs, ce qui n'est pas réaliste (risque d'autant plus fort si l'on se trouve dans une zone où la courbe de moment est relativement « plate »). Si ce phénomène se produit, il faut aug-

menter le nombre d'incrément. Pour des structures de tranchée couverte usuelles, avec une longueur de barre de l'ordre de grandeur de la hauteur des sections, une centaine d'incrément est suffisante.

## Méthode itérative

Cette méthode est décrite en détail dans l'annexe E.

Dans cette méthode, on ne cherche pas à suivre tout au long du calcul le comportement de la structure réelle, mais seulement à trouver le même point d'équilibre par un chemin linéaire plutôt qu'en suivant la courbe  $M/\gamma$  réelle.

On introduit cette fois la totalité du chargement à chaque itération. Les rigidités des barres et la déformation thermique imposée sont réajustées à l'issue de chaque itération, en fonction des déformations calculées par le modèle linéaire et des efforts résultants de ces déformations, intégrés sur les sections réelles.

On utilise donc les rigidités « sécantes » de la structure, illustrées sur la loi moment-courbure suivante :

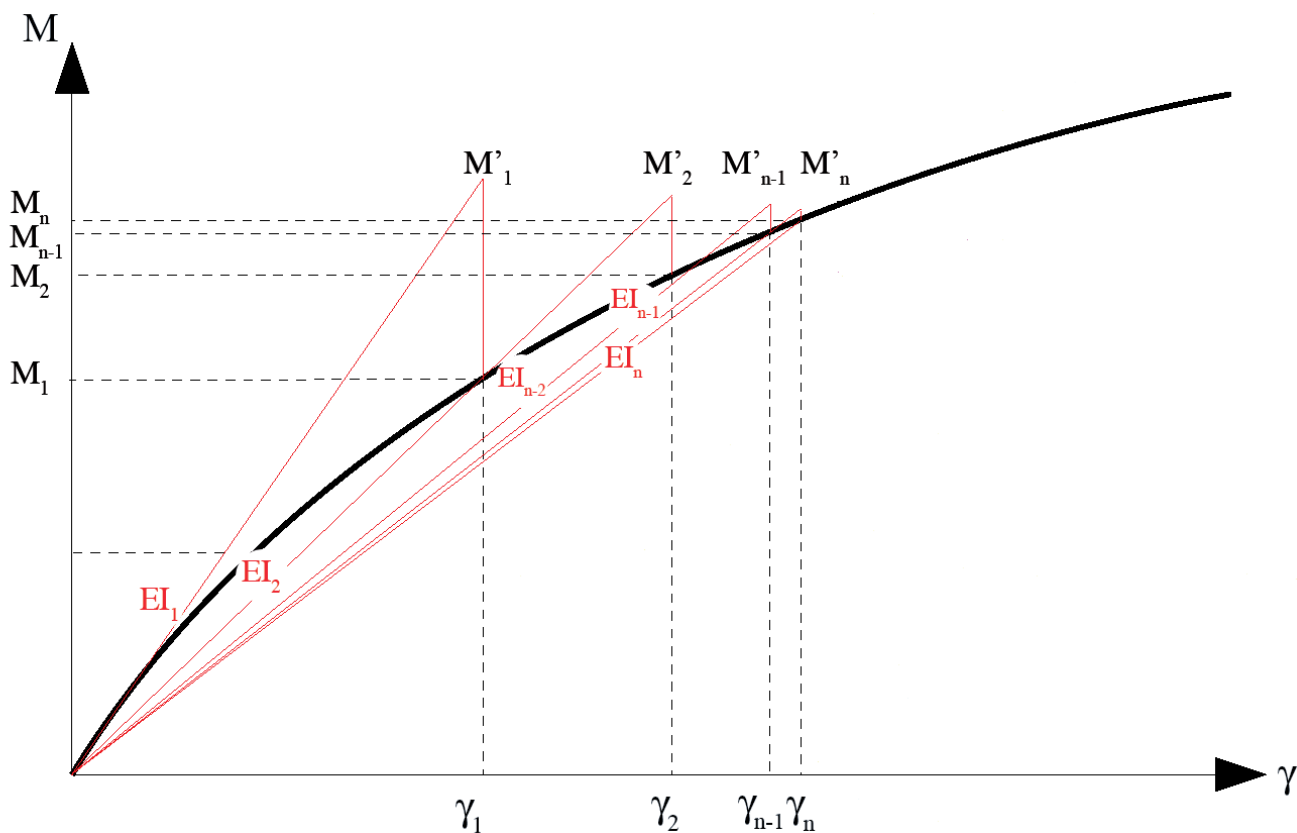


Figure 17 : Rigidités sécantes

Les notations sont les suivantes :

- $M'_i$  = Effort calculé par le modèle à l'itération  $i$
- $\mathcal{Y}_i$  = Déformation relative des sections à l'itération  $i$
- $M_i$  = Effort recalculé dans la section réelle pour une déformation relative  $\mathcal{Y}_i$
- $Ei_i$  = Rigidité des barres à l'itération  $i = M_i / \mathcal{Y}_i$

Le déroulement du calcul est le suivant :

1. Choix d'une durée et d'un type d'incendie (par exemple CN 120) en fonction de la réglementation.
2. Détermination de la distribution de température dans la structure.
3. Attribution aux différentes barres du modèle des rigidités RdM.
4. Calcul des efforts ( $M'$  ;  $N'$ ) par le modèle.
5. Détermination en conséquence des paramètres de déformation totale ( $\mathcal{Y}$  ;  $\varepsilon_0$ ) correspondants, compte tenu des rigidités introduites précédemment.
6. Détermination des efforts ( $M$  ;  $N$ ) « réajustés » par intégration des contraintes dans les sections « réelles » fissurées chauffées.
7. Vérification de la convergence du modèle ( $IM'$ - $MI$  et  $IN'$ - $NI$  deviennent suffisamment petits).
8. Si la convergence est jugée suffisante, le calcul est arrêté. On vérifie la rotation des rotules plastiques. Celles-ci prennent alors la forme d'une brusque variation de la rotation au niveau des barres du modèle où elle se produisent. Si la valeur n'est pas excessive (voir § 2.3.5), on peut conclure à la stabilité de la structure sous l'incendie étudié.
9. Si la convergence n'est pas atteinte, et si l'on a atteint le nombre d'itérations max, arrêt du calcul.

10. Si le calcul peut se poursuivre, détermination des nouvelles valeurs de rigidité de la structure, des nouvelles valeurs de déformation thermique imposée.

11. Introduction de ces paramètres dans le modèle de calcul.

12. Répétition des étapes 4 à 11 jusqu'à l'arrêt du calcul.

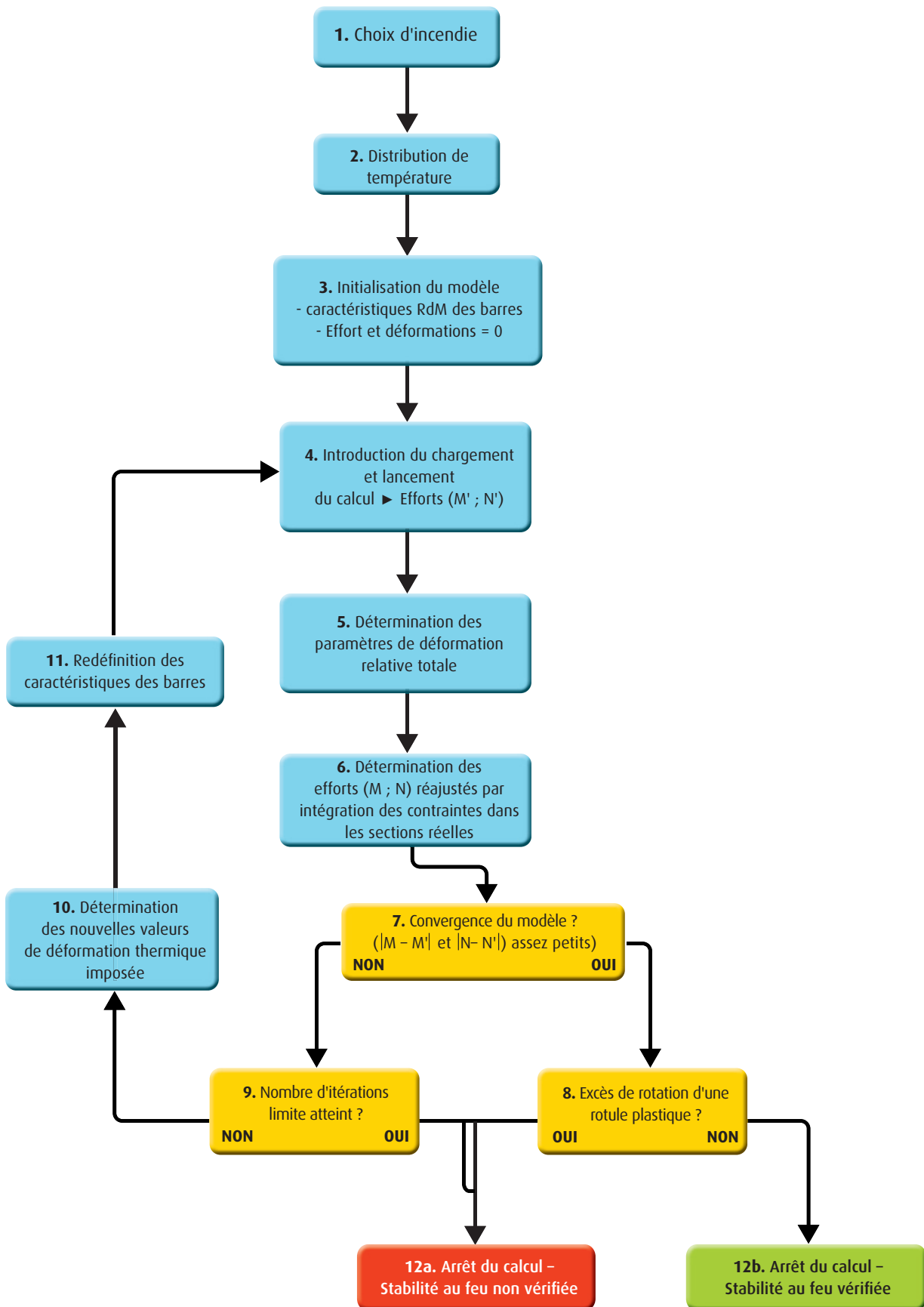
En théorie, la convergence du calcul implique la stabilité de la structure, sous réserve de vérifier la rotation des rotules plastiques.

Le nombre d'itérations nécessaires varie de quelques unes à quelques centaines, en fonction de la durée d'incendie étudié (plus les matériaux sont chauffés, et plus leur comportement s'éloigne d'un comportement élastique).

## Vérification des résultats

D'une manière générale, la vérification des résultats d'un calcul de tenue au feu est, du fait de sa complexité, peu aisée, et il n'existe pas de méthode infaillible pour cela. On peut cependant proposer quelques contrôles élémentaires :

- Effectuer un calcul « à froid », qui doit donner un résultat très proche du calcul élastique pur.
- Faire afficher la déformée de la structure, et la contrôler de manière intuitive (allure, ordre de grandeur des déplacements).
- Comparer les moments atteints et les moments résistants ultimes, qui peuvent être facilement évalués lorsque les aciers tendus ne sont pas chauffés.
- Effectuer un calcul de degré G1, qui doit permettre de valider au minimum la position des rotules plastiques.



### 2.3.5 Capacité de rotation des rotules plastiques

Sur une loi moment-courbure telle que présentée en annexe D.2.2, selon le signe du moment sollicitant, on peut lire la variation de courbure admissible sur chaque palier plastique :

$$\text{pour } M < 0 : \Delta \mathcal{Y}_{\text{adm}} = \mathcal{Y}_B - \mathcal{Y}_A$$

$$\text{pour } M > 0 : \Delta \mathcal{Y}_{\text{adm}} = \mathcal{Y}_D - \mathcal{Y}_C$$

En multipliant par la longueur  $l_r$  de la rotule plastique, on obtient la capacité de rotation de la rotule :

$$\theta_{r,\text{adm}} = l_r \cdot \Delta \mathcal{Y}_{\text{adm}}$$

Cependant, le calcul de  $l_r$  est relativement complexe et fait intervenir un grand nombre de paramètres (voir annexe G). L'EC 2-1-1 donne une expression simplifiée de  $l_r$ , égale à 0,6 h aux appuis et 1,2 h en travée, mais il n'est pas évident que l'on puisse utiliser cette valeur isolément dans une autre méthode de calcul. La même partie de l'EC2-1-1 donne directement des valeurs de rotations limites qu'il est préférable d'utiliser (figure 5.6N).

Ainsi, on recommande, dans le cas du dimensionnement des tunnels neufs, de limiter les valeurs des rotations à celles de l'EC 2-1-1 (dimensionnement à froid), sans utiliser la pondération dépendant de l'élançement qu'il n'est pas adapté d'utiliser à chaud (voir annexe G). Ces valeurs sont relativement restrictives, mais le fait de pouvoir positionner les aciers judicieusement en phase de conception permet quand même, moyennant un surcoût modéré, d'atteindre les niveaux de résistance souhaités. Dans le cas des tunnels existants, les aciers peuvent être insuffisants dans des zones qui sont sollicitées à chaud mais pas à froid. Les vérifications de ces structures passent souvent par l'apparition de rotules plastiques dont la capacité de rotation est généralement le critère dimensionnant. Il est d'usage pour ces structures de limiter les rotations à une valeur forfaitaire de 25 mrad. Cette valeur est calculée en limitant la déformation de l'acier à 20 %. Cette hypothèse est empirique et repose sur une extension de la valeur limite

à froid du BAEL de 10 ‰. Elle est cependant en dessous des valeurs de l'EC 2-1-2 qui autorise jusqu'à 50 ‰ pour les aciers de type A et 150 ‰ pour les aciers de type B et C. On note tout de même que les valeurs de l'EC 2-1-2 à 20°C ne sont pas égales à celles de l'EC 2-1-1 (22,5 ‰ pour les A, 45 ‰ pour les B et 65,5 ‰ pour les C).

Ce choix paraît être un bon compromis entre les valeurs de l'EC2-1-1, qui sont tout de même des valeurs à froid, et les valeurs que l'on obtiendrait en exploitant totalement les capacités de déformation de l'acier. En effet, cette deuxième méthode paraît légitime pour calculer la courbure de la section, mais pour obtenir la rotation limite il faudrait savoir sur quelle longueur de rotule cette courbure peut s'appliquer. Il serait risqué d'utiliser directement les valeurs de 1,2 h ou de 0,6 h, qui sont probablement données pour des valeurs de courbure prenant en compte des marges de sécurité, et dont le produit a donné les courbes de la figure 5.6N. La valeur de 20 ‰ reste en deçà de la valeur limite de déformation de calcul à froid et on admet donc raisonnable, pour cette valeur limite de déformation de l'acier, d'utiliser les longueurs de rotules plastiques données dans l'EC 2-1-1.

# PRISE EN COMPTE DE L'ÉCAILLAGE DANS LES TUNNELS EXISTANTS

## 3.1 INTRODUCTION

Le problème de la prise en compte de l'écaillage du béton se pose dès que l'on veut connaître la durée de résistance d'une structure sous HCM :

- structures principales dont le niveau d'exigence est N1, supportant des zones occupées, dont on veut vérifier que le délai d'évacuation est compatible avec la durée de stabilité, sous un feu à développement rapide, des structures qui les supportent
- structures dont le niveau d'exigence est N2 ou N3.

À l'heure actuelle, l'écaillage ne peut pas être estimé par le calcul. On renouvelle la recommandation de la première édition du guide du comportement au feu de ne pas utiliser de valeurs forfaitaires (vitesse en cm/min, épaisseur hypothétique).

Pour toutes les structures concernées, on doit commencer par faire le calcul sous courbe HCM **sans écaillage**, pour déterminer s'il y a un enjeu à effectuer une vérification plus fine qui prend en compte l'écaillage ou s'il est préférable d'adopter directement des mesures de protection passive des structures

pour leur conférer le niveau visé :

- si la durée de résistance est suffisante sans écaillage, on cherchera un moyen expérimental de prendre en compte cet écaillage (voir 3.2)
  - > après essai, on pourra réutiliser les fichiers de calcul en modifiant simplement l'épaisseur et les températures. À défaut de données plus fines sur l'évolution de l'écaillage en fonction du temps, on déduit la valeur mesurée dès le début de l'incendie.
- si la durée est insuffisante même sans écaillage, il faut prévoir une protection passive afin d'assurer à l'élément de structure le niveau de résistance au feu requis.

Pour les structures dont l'exigence est N1, la durée minimale doit être compatible avec l'évacuation de la surface par les services de secours. Cette durée n'est pas définie réglementairement, elle doit être évaluée par le maître d'ouvrage, au cas par cas, avec, lorsque cela est nécessaire, la réalisation d'exercices impliquant l'ensemble des acteurs concernés : exploitant, services de secours, forces de police...

## 3.2 MÉTHODES D'ESSAI

Pour mesurer l'écaillage, il faut réaliser, par ordre de préférence :

- un essai in situ, au moyen d'un petit four mobile, afin de tester le béton de l'ouvrage dans son état réel de chargement. Le développement de cette méthode, en cours d'évaluation, est présenté en annexe H.
- À défaut, et si cela est possible, un essai sur un échantillon représentatif prélevé in situ. Cependant, dans les tranchées couvertes ou autres structures massives, il est souvent difficile, voire hors de portée techniquement, de prélever des corps d'épreuve de dimensions suffisantes. C'est la raison pour laquelle dans le guide initial, il est recommandé, dans le cas où les prélèvements ne sont pas envisageables, d'analyser le béton de l'ouvrage et de fabriquer des éléments neufs de même formulation. C'est

l'une des pistes qui ont été envisagées pour quantifier l'écaillage dans ce type d'ouvrages, mais qui n'a finalement pas été retenue.

- En dernier recours, un essai au four sur de petits éléments cylindriques prélevés in situ ou « carottes » et incorporés dans une dalle support. Cette méthode, en cours d'évaluation, est présentée en annexe H.

# RÉFÉRENCES

**[1] LES GUIDES DU CETU :**

« *Comportement au feu des tunnels routiers* », mars 2005.

**[2] TUNNELS ET OUVRAGES SOUTERRAINS, N°196, GT37,**

« *Vers des moyens de prévenir l'écaillage du béton en tunnel* », juillet-août 2006

**[3] CIRCULAIRE N°2006-20 DU 29 MARS 2006** relative à la sécurité des tunnels routiers d'une longueur supérieure à 300 mètres qui annule et remplace la circulaire n°2000-63 tout en maintenant le renvoi à l'Instruction Technique qui y est annexée.

**[4] GUIDE DES DOSSIERS DE SÉCURITÉ DES TUNNELS ROUTIERS, FASCICULE 4,**

« *Les études spécifiques de danger (ESD)* », CETU, Septembre 2003

**[5] FIRE SAFETY JOURNAL 40 (6), PP. 506-527,**

« *Gas temperatures in heavy goods vehicle fires in tunnels* », Lönnermark A., Ingason H., 2005.

**[6] TUNNELS ET OUVRAGES SOUTERRAINS, N°135,**

« *Essais en vraie grandeur de systèmes de recueil des liquides enflammés répandus sur la chaussée d'un tunnel routier* », mai-juin 1996



# ANNEXES

---

# A

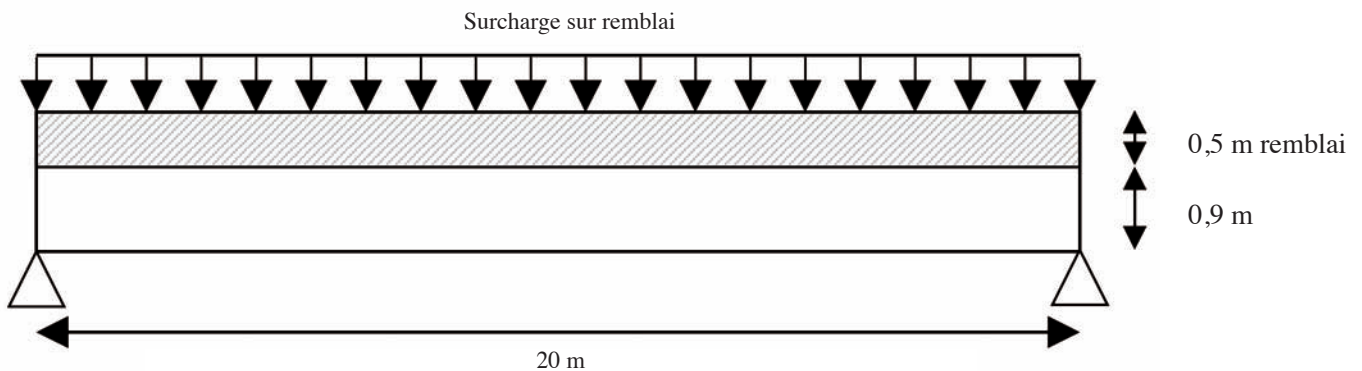
## EXEMPLES DE DIMENSIONNEMENT D'OUVRAGES NEUFS

En préambule, on attire l'attention sur le fait que les calculs qui suivent sont effectués de manière simplifiée, sans prendre en compte l'écaillage, ni la variation des propriétés thermiques avec la température. Ils permettent de donner des ordres de grandeur de l'effet de la prise en compte de la combinaison accidentelle incendie sur le dimensionnement. L'hypothèse d'absence d'écaillage doit être vérifiée ou ajustée par le biais de résultats d'essais.

### A.1 EXEMPLE DE DALLE ISOSTATIQUE

On propose d'étudier une dalle de 20 mètres de long et de 0,9 mètre d'épaisseur reposant sur deux appuis.

#### A.1.1 Chargement



Caractéristiques du chargement et des matériaux :

- Surcharges sur remblai : 1 t/m<sup>2</sup>
- Masse volumique du remblai : 2 t/m<sup>3</sup>
- Masse volumique du béton : 2,5 t/m<sup>3</sup>
- Aciers : Fe500

#### A.1.2 Calcul des efforts sollicitant

À l'ELS on considère la combinaison :  $C = G + 1,2Q$

- G : Poids propre, poids du remblai  $G = 32500 \text{ N/m}$
- Q : Surcharge sur remblai  $Q = 10000 \text{ N/m}$

Par conséquent :  $C = 44500 \text{ N/m}$

La valeur maximale du moment fléchissant est obtenue en milieu de dalle et a pour valeur :

$$M_{ELS} = C.l^2/8 \text{ avec :}$$

$$l = 20 \text{ m, } M_{ELS} = 2,225 \text{ MN.m}$$

### A.1.3 Calcul du ferrailage

La section  $A_s$  d'acier nécessaire à la reprise du moment sollicitant :

$$M_{EL,S} = 2.225 \text{ MN.m doit être :}$$

$$A_s = 125 \text{ cm}^2$$

Ces aciers seront positionnés à 4 cm du bord libre de la face inférieure. La face supérieure comportera des aciers de non fragilité dont la section  $A_s$  doit vérifier l'inégalité suivante (règle BAEL) :

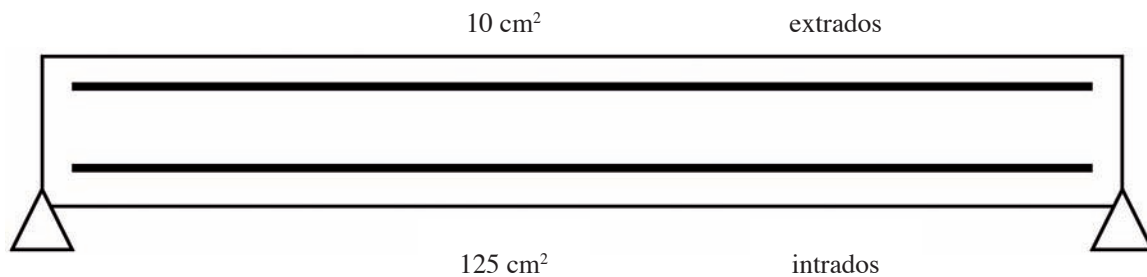
$$A_s \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{tj} / f_e$$

Avec :

- $b = 1 \text{ m}$  : dimension transversale unitaire
- $d = 0,9 \text{ h}$  : bras de levier,  $h = 0,9 \text{ m}$
- $f_{tj} = 2,7 \text{ MPa}$  (béton B35)
- $f_e = 500 \text{ MPa}$

On obtient  $A_s \geq 10 \text{ cm}^2$ , on prendra  $A_s = 10 \text{ cm}^2$ .

Le ferrailage est alors :



### A.1.4 Étude sous incendie

La dalle est soumise à un incendie sur son intrados, l'extrados étant à la température extérieure. Le profil de la température est calculé suivant la hauteur de la dalle, ce qui permet de déterminer la température des aciers et d'en déduire un coefficient d'affaiblissement.

#### Niveau N1

À l'ELU accidentel,  $C = G$ , les surcharges ne sont pas prises en compte car pour N1 on considère que la surface a pu être évacuée rapidement. La surcharge est prise en compte dans un calcul HCM destiné à vérifier que la durée de stabilité est suffisante pour évacuer la surface.

Sous ce chargement, le moment sollicitant est :

$$M_{ELU} = 1,625 \text{ MN.m}$$

La courbe de température est la courbe normalisée CN, la durée de l'incendie est de 120 minutes. Dans le tableau suivant sont portées les températures calculées à la fin de l'incendie à différentes positions dans la dalle :

Hauteur (cm)	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Température (°C)	955	863	775	694	617	547	482	427	378	336	300	269	242

Les aciers ont un enrobage de 4 cm, les aciers de l'intrados seront alors à une température de 617 °C. Le moment résistant, calculé avec les propriétés mécaniques affaiblies selon les courbes fournies en annexe B, diminue. Le calcul donne :

$$M_{\text{rés}} = 1,65 \text{ MN.m}$$

Cette valeur est juste supérieure à celle du moment sollicitant, on peut donc considérer que la dalle est de niveau N1.

## Niveau N2

La montée en température se fait suivant la courbe d'hydrocarbures majorée : HCM. Le chargement à considérer est  $C = G + 0,6 Q$  (conformément au guide du comportement au feu, on considère la combinaison correspondant à un cas fréquent). Le moment sollicitant est alors :

$$M_{\text{soll}} = 1,925 \text{ MN.m}$$

Le profil des températures au bout de 120 minutes d'incendie est donné dans le tableau suivant :

Hauteur (cm)	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Température (°C)	1222	1122	1026	932	843	759	679	606	541	483	432	387	349

À 4 cm de profondeur, les aciers sont portés à une température de 843°C, le moment résistant diminue :

$$M_{\text{rés}} = 0,486 \text{ MN.m}$$

Le moment résistant est bien inférieur au moment sollicitant, la dalle n'atteint donc pas le niveau N2. En conséquence, des modifications doivent être apportées à la structure.

Il est possible soit d'augmenter la section des aciers, soit d'augmenter leur enrobage.

- **Augmentation des sections d'aciers**

Afin que le moment résistant soit supérieur ou égal au moment sollicitant, il faut multiplier la section d'aciers par un facteur d'environ 4. Le calcul donne une section de : 495 cm<sup>2</sup>. Cette solution n'est techniquement pas envisageable.

- **Augmentation de l'enrobage**

L'augmentation de l'enrobage des aciers peut se faire de deux façons différentes : par déplacement des aciers ou par ajout de béton et donc par modification des caractéristiques géométriques de la structure. Dans la première solution, on conserve les dimensions géométriques de l'ouvrage, par contre dans la deuxième solution il faut prévoir un épaississement de l'ouvrage dans l'éventualité d'un incendie. Si l'enrobage passe au-delà de 7 cm, il conviendra de penser à ajouter des armatures de peau.

- > **Déplacement des aciers**

Si l'on positionne les aciers à une profondeur de 7 cm, la température est de 606 °C, le coefficient d'affaiblissement des aciers est moindre et le moment résistant augmente (bien que le « bras de levier » diminue) :

$$M_{\text{rés}} = 1,72 \text{ MN.m}$$

cependant il reste inférieur au moment sollicitant

$$M_{\text{soll}} = 1,925 \text{ MN.m}$$

À 8 cm la température étant encore plus faible : 541 °C, le moment résistant augmente encore :

$$M_{res} = 2,38 \text{ MN.m}$$

cette valeur est maintenant supérieure au moment sollicitant. Par conséquent on pourra positionner les aciers à 8 cm de l'intrados.

Si l'on refait un nouveau calcul à l'ELS pour déterminer la nouvelle quantité d'aciers on obtient :

$$A_s = 132,6 \text{ cm}^2 \text{ (au lieu de } 125 \text{ cm}^2\text{)}$$

afin de reprendre le moment sollicitant calculé à l'ELS ( $M_{soll} = 2,225 \text{ MN.m}$ ), ce qui représente une augmentation d'environ 5,6 % de la quantité d'acier(en prenant en compte l'acier de non fragilité).

### > Augmentation de l'épaisseur du béton

Un enrobage de 8 cm des aciers étant suffisant, il suffit de rajouter 4 cm d'épaisseur de béton à l'intrados de la dalle dont la hauteur sera désormais de 0,94 m. Ce qui revient à rajouter environ 4,5 % de béton et donc d'augmenter dans les mêmes proportions le poids propre de la dalle. Les moments sollicitant s'en trouvent donc modifiés :

$$M_{ELS} = 2,275 \text{ MN.m} \text{ et } M_{ELU} = 1,975 \text{ MN.m}$$

(au lieu de  $M_{ELS} = 2,225 \text{ MN.m}$  et  $M_{ELU} = 1,925 \text{ MN.m}$ )

Le calcul à froid à l'ELS conduit à une nouvelle section d'acier

$$A_s = 128,4 \text{ cm}^2 \text{ (au lieu de } A_s = 125 \text{ cm}^2\text{)}$$

soit un ajout d'environ 2,7 % d'acier.

À 8 cm de profondeur la température n'a pas varié :  $T = 541^\circ\text{C}$  et le calcul donne :

$$M_{res} = 2,58 \text{ MN.m} > M_{soll} = 1,975 \text{ MN.m}$$

Par conséquent, l'ajout de 4,5 % de béton qui implique une augmentation de la quantité d'acier de 2,7 % suffit à rendre la structure N2.

Il y a donc deux façons pour que la dalle résiste au niveau N2 :

- En positionnant les aciers à 8 cm de l'intrados, ce qui oblige à utiliser 5,6 % d'acier en plus.
- En augmentant l'épaisseur de la dalle de 4 cm, ce qui représente une augmentation de 4,5 % de béton et par voie de conséquence un ajout de 2,7 % d'acier.

## Niveau N3

Le chargement à considérer est le même que dans le cas précédent :  $C = G + 0,6 Q$ , le moment sollicitant est :

$$M_{soll} = 1,925 \text{ MN.m}$$

On rappelle que pour qu'une structure soit N3, elle doit être N2 et résister 240 minutes à un incendie sous la courbe de température CN. Pour cette dernière sollicitation, la répartition des températures dans l'épaisseur de la dalle est alors la suivante :

Hauteur (cm)	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Température (°C)	1089	1017	947	880	816	754	695	639	587	539	495	455	418

Jusqu'à une profondeur de 6 cm, les températures sont plus faibles que celles obtenues lors de l'incendie HCM, au-delà les températures deviennent supérieures.

#### • Déplacement des aciers

À la profondeur de 8 cm, la température des aciers est maintenant de 587°C (au lieu de 541°C) le coefficient d'affaiblissement des aciers est de 0,4 (au lieu de 0,5). Le moment résistant chute :

$$M_{\text{res}} = 1,9 \text{ MN.m} < M_{\text{soll}} = 1,925 \text{ MN.m}$$

La condition n'est donc pas remplie, cependant, on a vu que si l'on déplaçait les aciers il fallait en augmenter la section

$$A_s = 132,6 \text{ cm}^2$$

avec cette nouvelle section le moment résistant calculé à l'ELU avec un coefficient d'affaiblissement des aciers de 0,4 devient alors suffisant

$$M_{\text{res}} = 2,02 \text{ MN.m}$$

En résumé c'est le même cas de figure rencontré plus haut : les aciers doivent se trouver à 8 cm de l'intrados ce qui implique une augmentation de la quantité d'aciers de 5,6 %.

#### • Augmentation de l'épaisseur du béton

Le moment résistant, lorsque les aciers sont à la température de 587 °C, est de 2,06 MN.m. Si l'on tient compte de l'augmentation de la quantité d'acier

$$A_s = 128,4 \text{ cm}^2$$

due à l'épaississement de la dalle, (au lieu de  $A_s = 125 \text{ cm}^2$ ), le moment résistant s'en trouve encore augmenté :

$$M_{\text{res}} = 2,12 \text{ MN.m} > M_{\text{soll}} = 1,975 \text{ MN.m}$$

C'est à nouveau le même cas de figure rencontré plus haut : l'ajout de 4,5 % de béton qui implique une augmentation de la quantité d'acier de 2,7 % suffit à rendre la structure N3.

Dans le cas particulier de la dalle isostatique, la structure qui était N2 est automatiquement N3 si l'on adopte les mêmes modifications concernant l'augmentation de l'enrobage des aciers.

### A.1.5 Dalle isostatique : conclusion sur cet exemple

Afin de permettre la tenue au feu de la dalle isostatique, une solution possible consiste à augmenter l'enrobage des aciers, soit en augmentant la quantité de béton, soit en déplaçant les aciers dans l'épaisseur de la dalle. En effet, la seule augmentation de la quantité d'aciers n'est pas envisageable.

Le ferrailage mis en place à l'ELS, en l'absence d'incendie, permet à la dalle de résister au niveau N1.

Le niveau N2 peut être atteint de deux façons différentes :

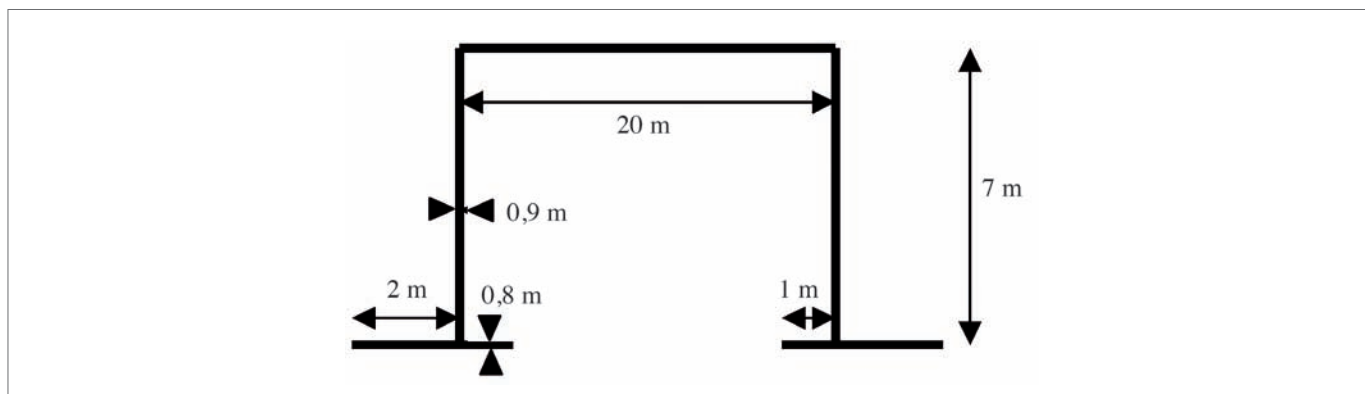
- En déplaçant les aciers à 8 cm de l'intrados ce qui implique une augmentation de 5,6 % de la quantité d'acier.
- En ajoutant du béton à l'intrados de la dalle, ceci entraîne une augmentation de 4,5 % de la quantité de béton et de 2,7 % de la quantité d'acier.

Si l'on adopte la même stratégie, alors la dalle atteint le niveau N3 sans autre modification. L'effet sur le dimensionnement présenté ici ne tient pas compte de l'écaillage.

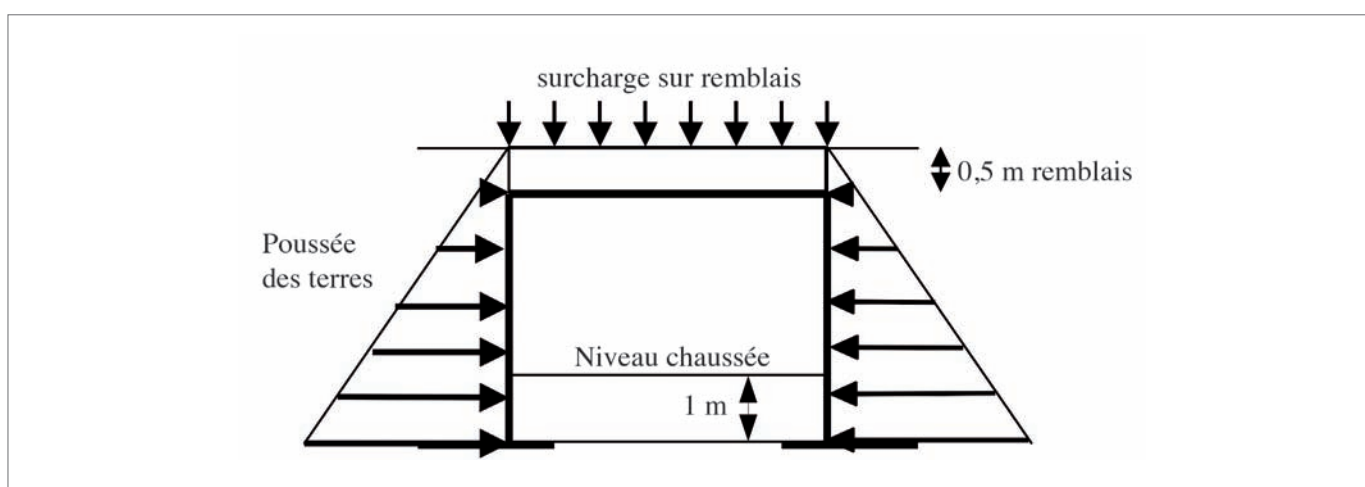
## A.2 EXEMPLE DE TRANCHÉE COUVERTE

L'ouvrage est une tranchée couverte de 20 m de largeur intérieure et de 7 m de hauteur sous plafond sur fondations superficielles.

### A.2.1 Géométrie



### A.2.2 Chargement

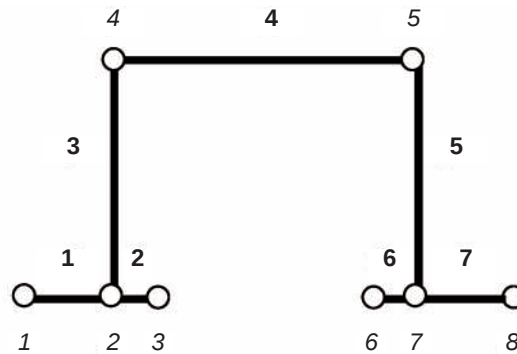


- Poids propre  $\rho_{\text{béton}} = 2,5 \text{ t/m}^3$
- Poids des terres  $\rho_{\text{terre}} = 2 \text{ t/m}^3$  :
  - Sur la couverture : sur une hauteur de 0,5 m
  - Sur les semelles : sur une hauteur de 1 m
- Surcharge sur remblais :  $1 \text{ t/m}^2$
- Poussée des terres sur les piédroits : coefficient de poussée :  $k_a = 0,33$

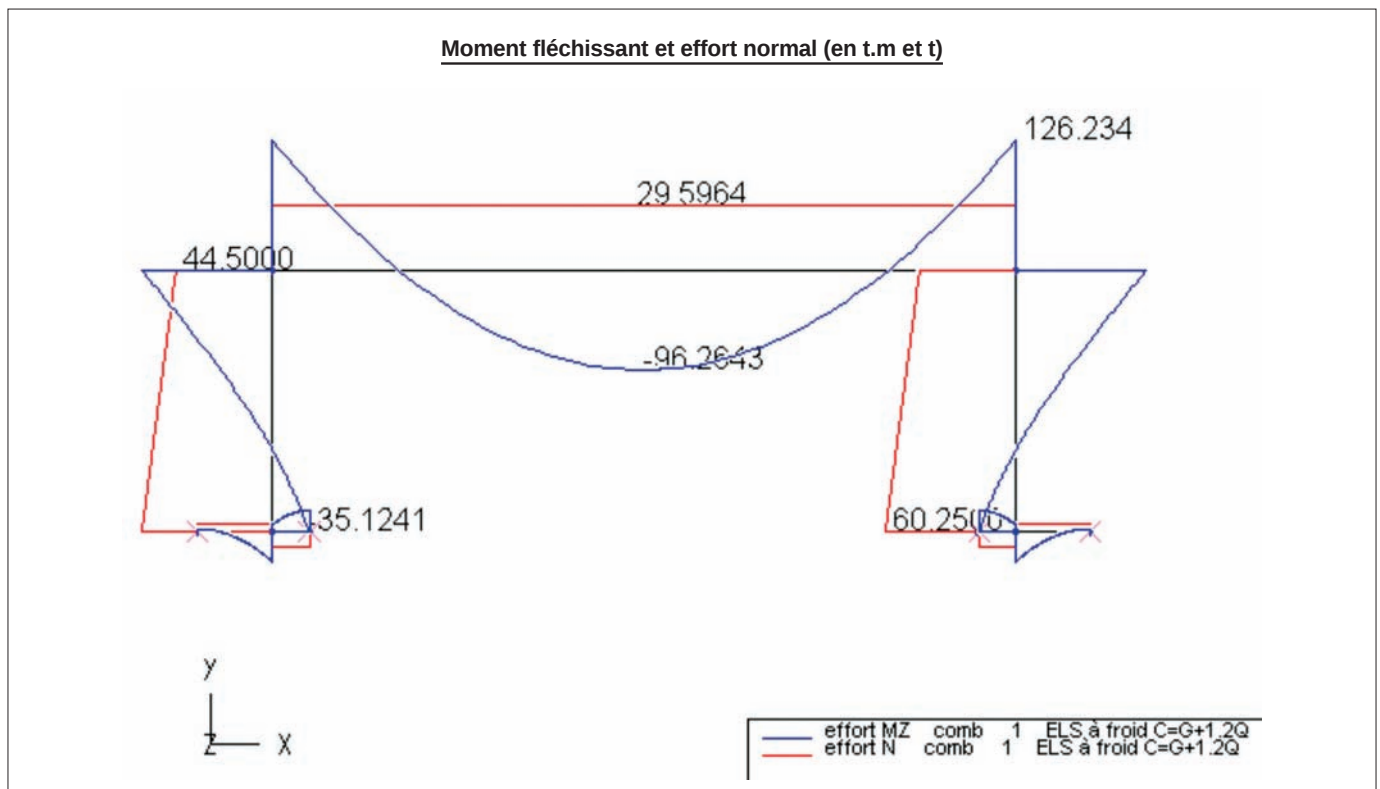
### A.2.3 Calcul des efforts sollicitants

À l'ELS on considère la combinaison :  $C = G + 1,2Q$

- G : Poids propre, poids du remblais  $G = 32500 \text{ N/m}$
- Q : Surcharge sur remblais  $Q = 10000 \text{ N/m}$



- Barres **1, 2, 6** et **7** en appui sur un sol élastique de rigidité  $k_v = 1000 \text{ t/m}^3$ .
- Nœuds **1, 3, 6** et **8** bloqués dans le plan horizontal et en rotation (équivalent à des semelles).



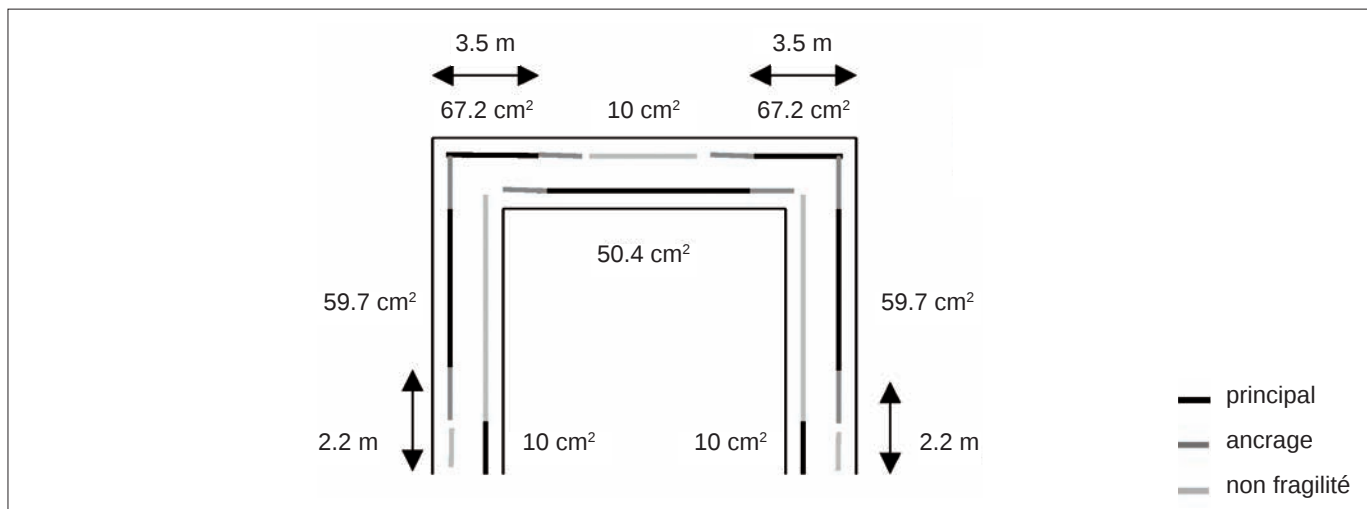
Ces résultats permettent d'établir le plan de ferrailage de la structure.

## A.2.4 Calcul du ferrailage

Le calcul du ferrailage se fait à l'ELS. On obtient alors un premier ferrailage permettant la reprise des efforts que l'on complète en tenant compte des longueurs d'encastrement et en ajoutant un ferrailage minimal (de fragilité) en certaines zones :

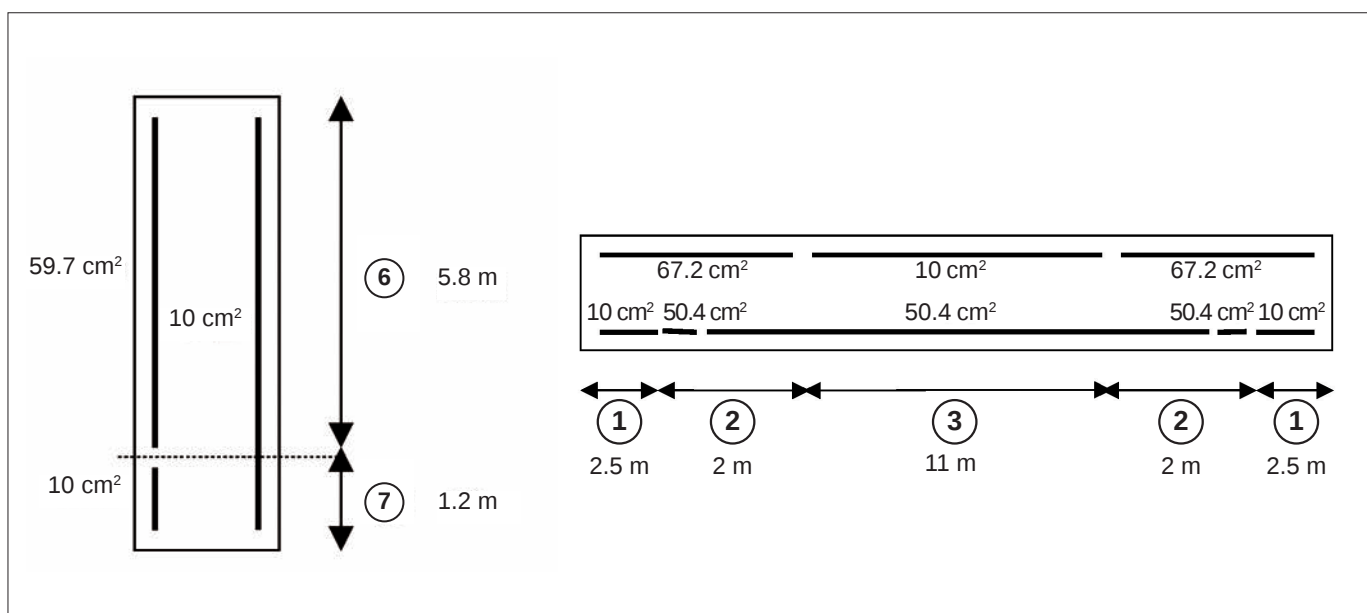
- Non fragilité : comme dans le cas de la dalle sur deux appuis, on prendra :  $A_s = 10 \text{ cm}^2$ .
- Encastrement : la longueur d'encastrement est prise égale à 40 fois le diamètre des barres utilisées. Si l'on choisit des aciers HA25 cette longueur sera de 1 mètre. On ne prend pas en compte cette longueur dans le cas des aciers de non fragilité car cela aurait pour effet de rajouter de trop nombreuses sections d'étude pour la couverture ; le problème ne se pose pas au niveau des piédroits.





Le portique est ensuite décomposé en plusieurs parties : poutres contenant des sections d'acier identiques sur toute leur longueur, ce sont ces sections qui seront soumises à un incendie afin d'évaluer leur rigidité EI et ES ainsi que les paramètres d'entrée du logiciel **ST1** :  $T_{\text{équivalente}}$  et  $\Delta T_{\text{équivalent}}$ .

Les cinq zones (symbole  $\odot$ ) qui composent le portique sont les suivantes :



La masse totale d'acier est de 1,86 tonnes par mètre d'ouvrage. Le ferrailage calculé est très simpliste, l'ambition de ce travail est la comparaison du coût de différentes solutions. En raison du processus itératif mis en œuvre et de la longueur de la démarche, il n'est pas raisonnable de calculer pour chaque itération et pour chaque cas d'étude (N1, N2, N3) un « vrai ferrailage ». L'enrobage des aciers est pris égal à 4 cm.

## A.2.5 Calcul des moments résistants

Pour chacune des cinq zones composant la tranchée, on calcule la valeur du moment résistant. Les données nécessaires au calcul sont :

- la géométrie de la section étudiée
- la section des aciers inférieurs et supérieurs
- la valeur de l'effort normal seulement dans le cas des piédroits. En effet, dans le cas des piédroits, l'effort normal est dû au poids propre de la structure ainsi qu'au poids du remblai. Dans le cas de la couverture, l'effort normal n'est pas pris en compte car il est dû au phénomène de poussée des terres qui aurait un effet favorable.

Zones	1	2	3	6	7
Moment résistant Extrados tendu (t.m)	<b>268</b>	<b>277</b>	<b>42</b>	<b>251</b>	<b>61</b>

### Remarque importante :

Dans le cas de la dalle isostatique, le moment résistant est variable au cours de l'incendie car ce sont les aciers inférieurs qui reprennent les efforts, étant chauffés, ils sont affaiblis par l'incendie. Le portique est une structure hyperstatique et les moments sollicitants dus à l'incendie engendrent une tension en fibre supérieure et une compression en fibre inférieure. Ce sont donc les aciers non chauffés qui vont reprendre les moments sollicitants aussi bien au niveau de la couverture que des piédroits. La température de ces aciers ne va pas varier, par conséquent, les moments résistants peuvent être considérés constants dans le temps.

## A.2.6 Étude sous incendie

Pour cette étude, on détermine selon la méthode du guide du comportement au feu initial (Annexe E.1.2.c), les rigidités ES et EI par le calcul de la pente de la courbe des efforts en fonction de  $\varepsilon$  ou  $\mathcal{Y}$  :

$$ES = \Delta N / \Delta \varepsilon \text{ et } EI = \Delta M / \Delta \mathcal{Y}$$

Pour construire ces courbes on retient les caractéristiques suivantes :

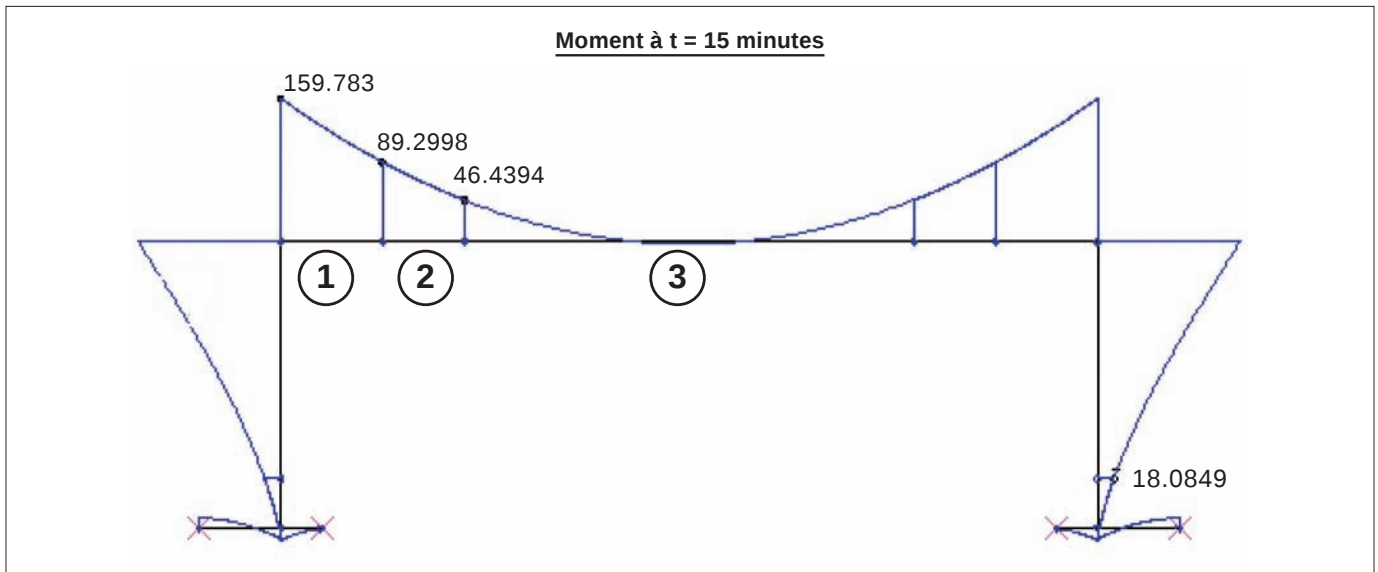
- Caractéristiques du béton :  
béton B35,  $\sigma_b = 23.08 \text{ MPa}$ ,  $f_{tj} = 2,7 \text{ MPa}$ ,  $E_b = 18\,000 \text{ MPa}$
- Caractéristiques des aciers :  
 $\sigma_e = 500 \text{ MPa}$ ,  $E_a = 200\,000 \text{ MPa}$

### Niveau N1

Le chargement est **C = G**.

Les charges variables ne sont pas prises en compte car pour N1 on considère que la surface a pu être évacuée rapidement. Au bout de 15 minutes d'incendie, le moment sollicitant, au niveau du recouvrement des aciers entre les zones 2 et 3 devient supérieur au moment résistant :  $46,4 \text{ t.m} > 42 \text{ t.m}$ . Il y a donc apparition à cet endroit (et à son symétrique : zone 3 et 2), d'une rotule plastique de moment résistant :  $42 \text{ t.m}$ .

En toute rigueur, il y a dépassement du moment sollicitant un peu avant 15 minutes.



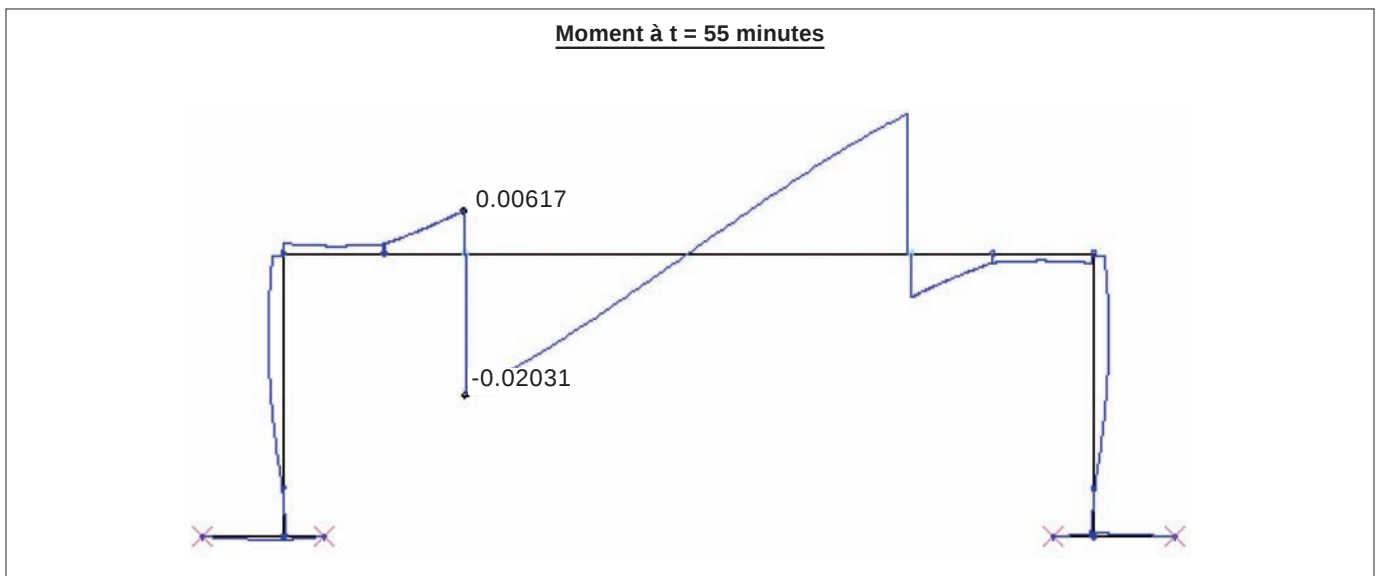
À partir de cet instant, les calculs sont menés en imposant deux articulations avec un moment résistant de valeur 42 t.m, aux deux endroits où apparaissent la plastification des aciers.

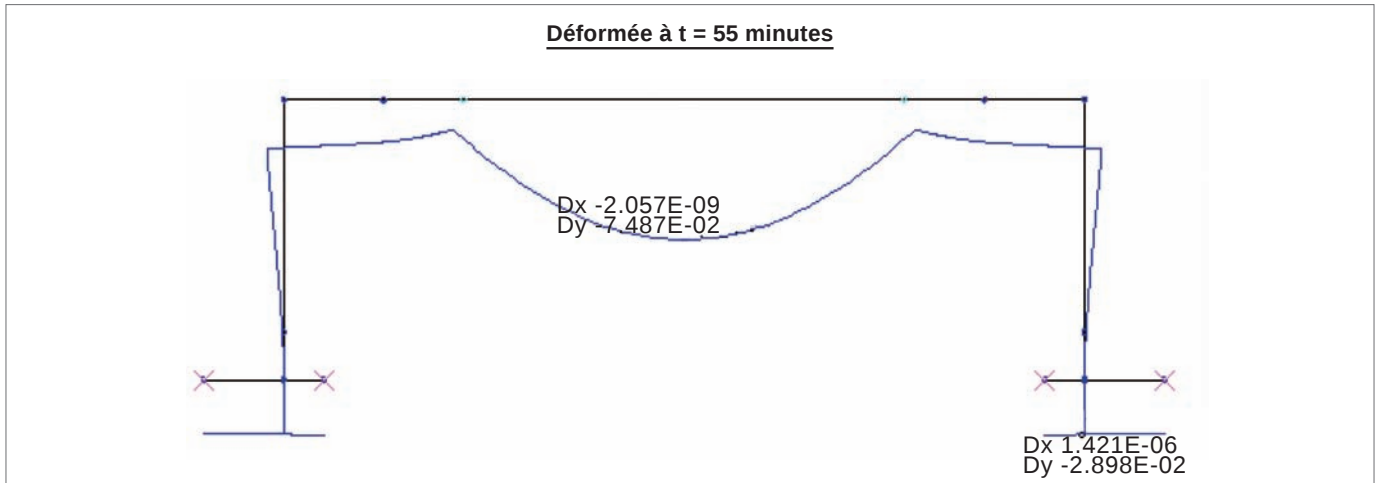
Après la mise en place des deux rotules, les calculs sont poursuivis, on doit vérifier :

- que les moments sollicitants dans toutes les zones définissant la structure sont en deçà des moments résistants.
- que la rotation des rotules reste inférieure à 25 mrad. L'angle de rotation des rotules en fonction du temps est donné dans le tableau ci-dessous.

T (min)	15	30	45	50	55
$\Omega$ (mrad)	2,1	11,9	21,7	24	26,5

À partir de l'instant t = 55 minutes l'angle limite de rotation est dépassé.





En conséquence, la tranchée couverte est CN55.

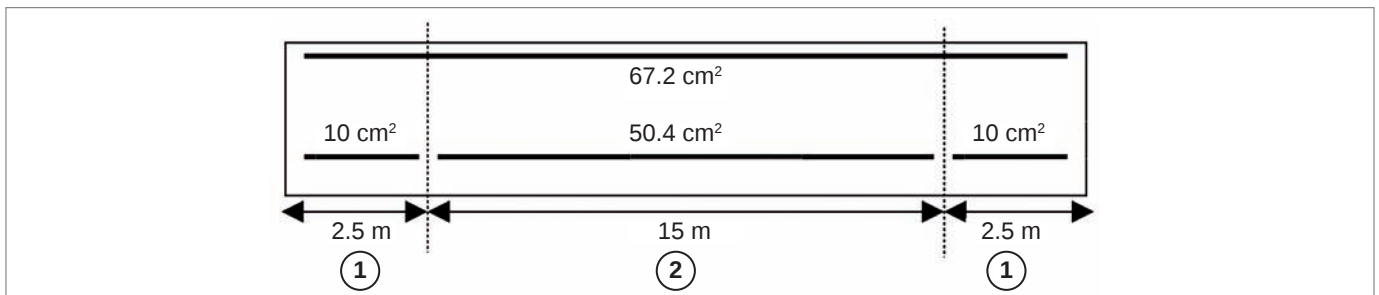
La démarche proposée en début d'étude afin de rendre l'ouvrage CN120 consiste à augmenter les aciers ou l'enrobage.

- **Augmentation de l'enrobage**

L'augmentation de l'enrobage des aciers (par déplacement des aciers ou ajout de béton) est une solution valable dans le cas de la poutre isostatique étudiée précédemment. Dans le cas de la tranchée couverte, cette solution serait inopérante car les aciers qui plastifient sont les aciers de l'extrados de la couverture, protégés de la chaleur par l'épaisseur de la dalle.

- **Augmentation des aciers**

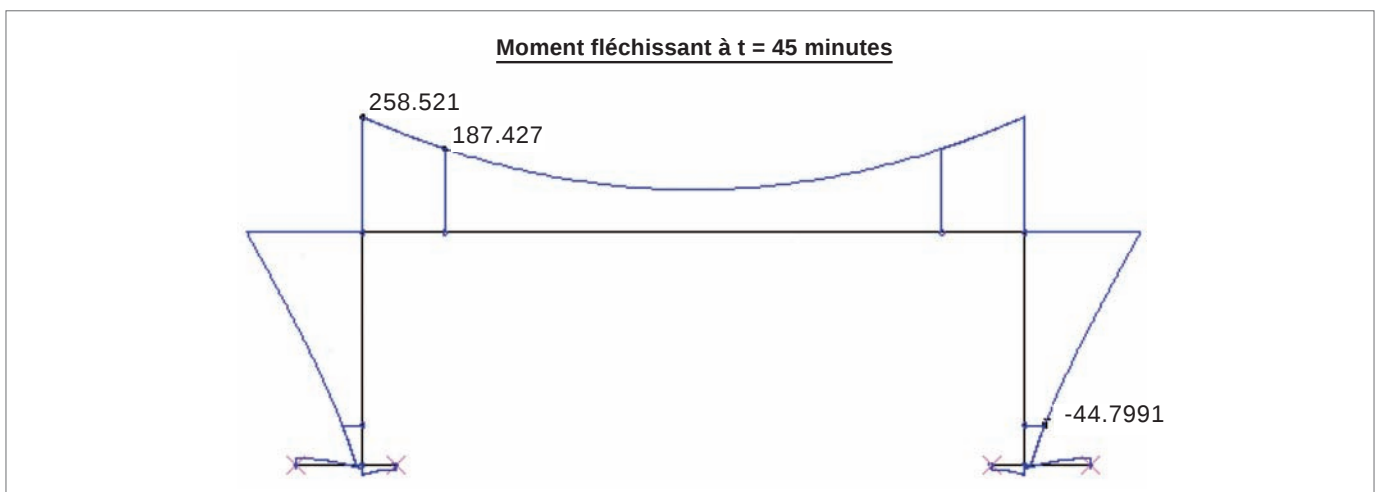
Lors de l'incendie, les aciers à l'extrados de la couverture sont sollicités et plastifient dans la zone de recouvrement, leur section doit donc être augmentée. Dans un premier temps, le ferrailage d'encastrement peut être prolongé tout le long de la dalle pour obtenir le plan simplifié de ferrailage ci-dessous :



La zone 3 disparaît au profit d'un allongement de la zone 2.

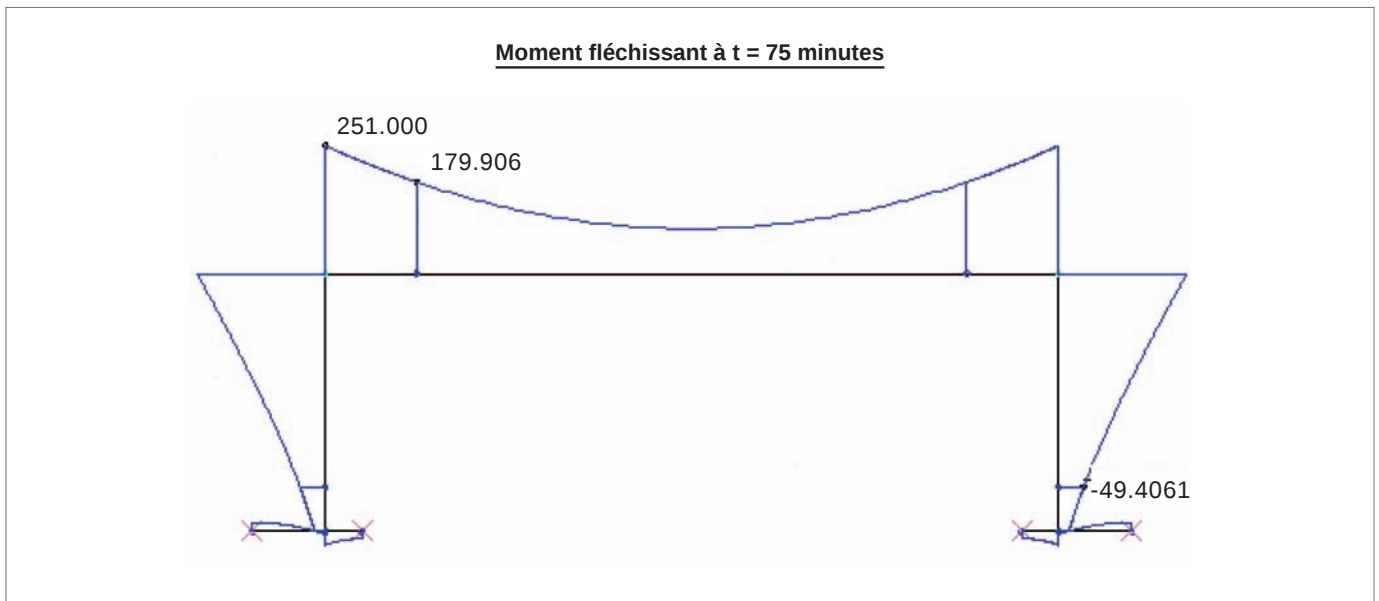
Le ferrailage des piedsroits n'est pas modifié.

Avec ce nouveau plan de ferrailage, il y a apparition de deux rotules plastiques au niveau des encastresments  $M_{solicitant} = 259 \text{ t.m} > M_{résistant} = 251 \text{ t.m}$  après 45 minutes d'incendie.



On poursuit le calcul jusqu'à l'instant  $t = 120$  minutes après avoir imposé deux rotules plastiques aux encastremets d'un moment résistant de 251 t.m. Au bout de 75 minutes d'incendie, la rotation des rotules est maximale mais reste inférieure à la valeur limite :  $25/2 = 12,5$  mrad, ensuite l'angle de rotation diminue. En aucun moment, ailleurs dans la structure, il n'y a apparition de nouvelles rotules.

T (min)	45	60	75	90	105	120
$\Omega$ (mrad)	1,7	5	7	3,6	0,4	-1,4
$M_{\text{piédroit}}$ (t.m)	45,7	50,3	49,4	50,3	52,6	55,9

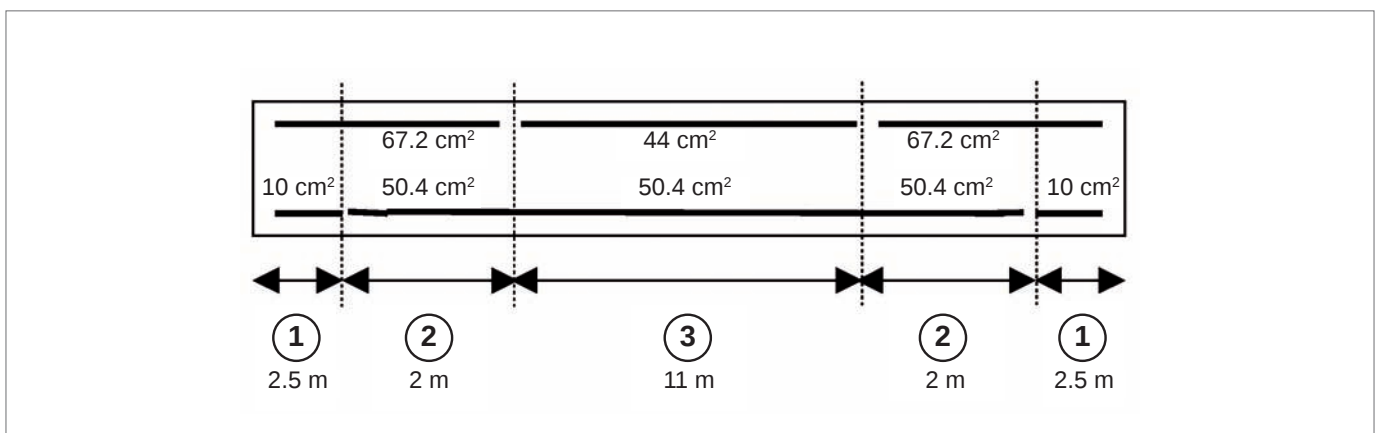


À la fin de l'incendie, le moment sollicitant à la base des piédroits est maximum, mais reste inférieur au moment résistant :

$$M_{\text{soll}} = 55,89 < M_{\text{res}} = 61 \text{ t.m.}$$

En prolongeant le ferrailage présent au niveau des appuis sur toute la longueur de la dalle, la structure résiste donc au moins 120 minutes à un incendie de type CN, elle est donc N1.

Ce prolongement simplifié sur toute la longueur rend le ferrailage surdimensionné en dehors des zones d'encastrement. En effet le moment sollicitant maximum, en l'absence de rotules, est 182 t.m, pour un moment résistant de 277 t.m. Une section d'acier de 44 cm<sup>2</sup> à la place des 67,2 cm<sup>2</sup> dans la zone centrale de la dalle aurait suffi.



Dans la zone 3, le moment résistant est alors de 182 t.m.

En adoptant ce nouveau ferrailage, la structure reste N1 (voir tableau), les valeurs des angles de rotation et des moments fléchissants ont peu varié.

T (minutes)	45	60	75	90	105	120
$\Omega$ (mrad)	1.3	4.8	6.6	3.3	0	-1.95
$M_{\text{piédroit}}$ (t.m)	46	50.6	49.7	50.6	52.6	56.16

Afin de rendre la structure N1, il a donc fallu augmenter la section des aciers en milieu de dalle. La masse totale d'acier est de 2,15 tonnes par mètre d'ouvrage, ce qui représente une augmentation d'environ 15,7 % de la quantité d'acier afin de passer du niveau N0 au niveau N1.

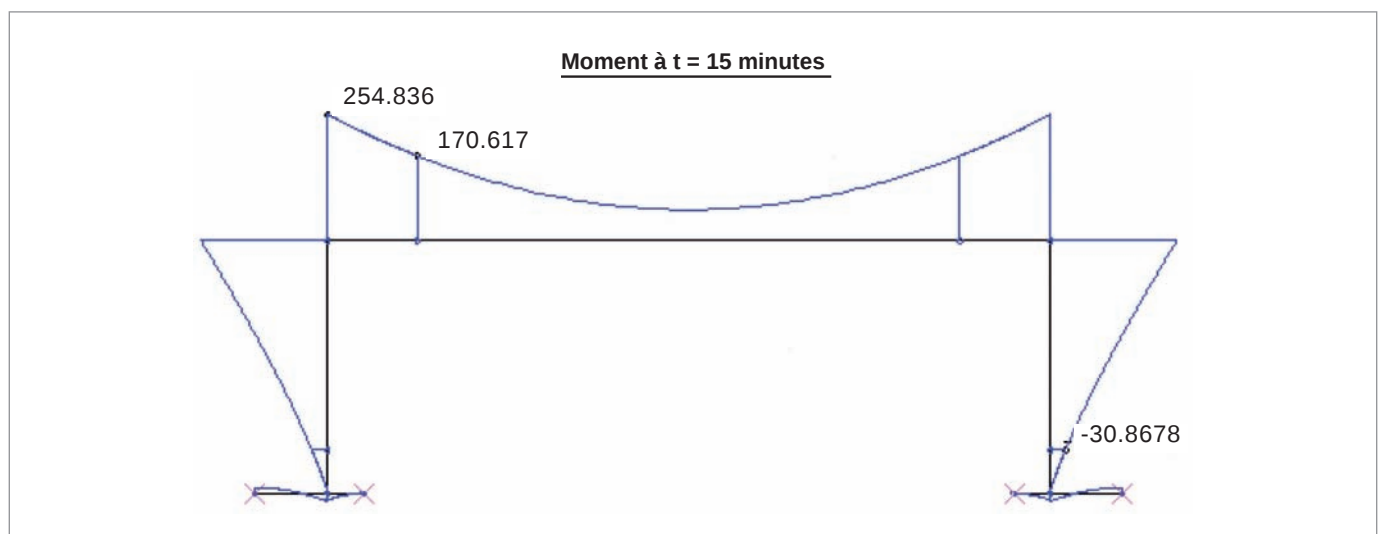
## Niveau N2

Le chargement est  $C = G + 0,6 Q$

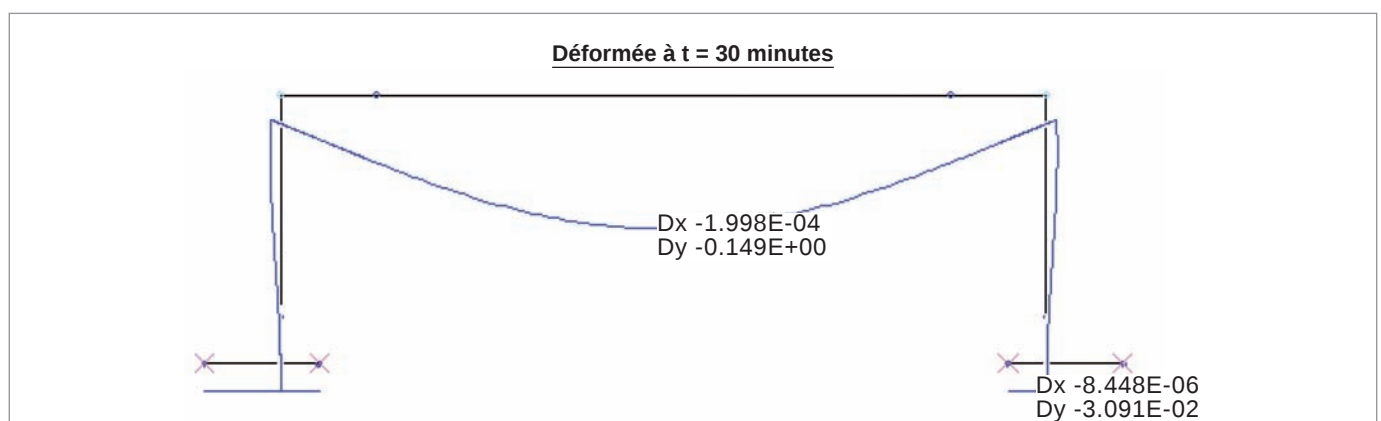
Le plan de ferrailage est pour commencer celui qui a permis à la structure d'être N1, avant optimisation des aciers en travée, soit 67,2 cm<sup>2</sup> pour toute la nappe supérieure.

Après 15 minutes d'incendie, il y a dépassement du moment résistant au niveau de la zone d'encastrement :

$$M_{\text{soll}} = 254,8 > M_{\text{rés}} = 251 \text{ t.m}$$



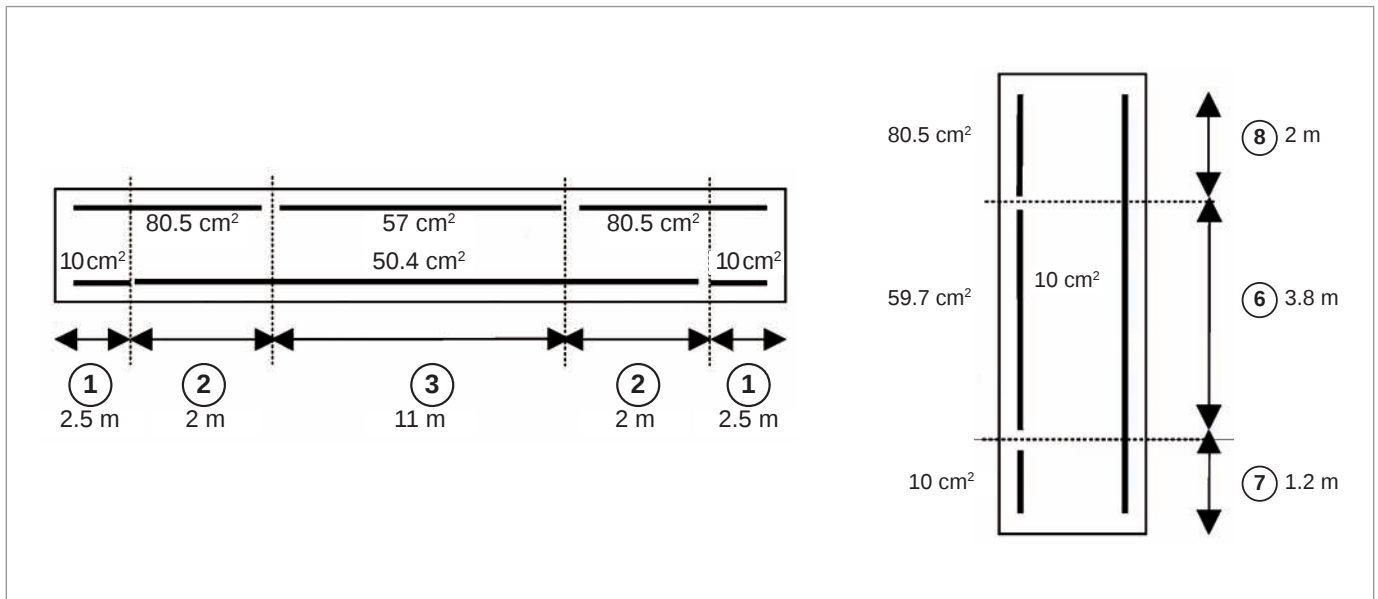
Deux rotules sont positionnées au niveau des encastres. Après 30 minutes d'incendie, la rotation de ces rotules est de 15,8 mrad qui est supérieure à la valeur autorisée de 12,5 mrad, il y a donc écroulement de la structure.



Le plan de ferrailage qui avait permis à la structure d'être N1 ne résiste pas à plus de 30 minutes d'incendie sous courbe HCM. Il est nécessaire d'augmenter la section des aciers au niveau des zones d'encastrement.

Dans le cas du ferrailage précédent, en l'absence de rotules, le moment au niveau de la zone d'encastrement atteint la valeur maximale de 316 t.m. Pour résister à un tel moment, une section de 80,5 cm<sup>2</sup> d'acier est nécessaire. De plus, en couverture, le moment maximal atteint est de 232 t.m, une section d'acier de 57 cm<sup>2</sup> est suffisante (en remplacement des 67,2 cm<sup>2</sup>).

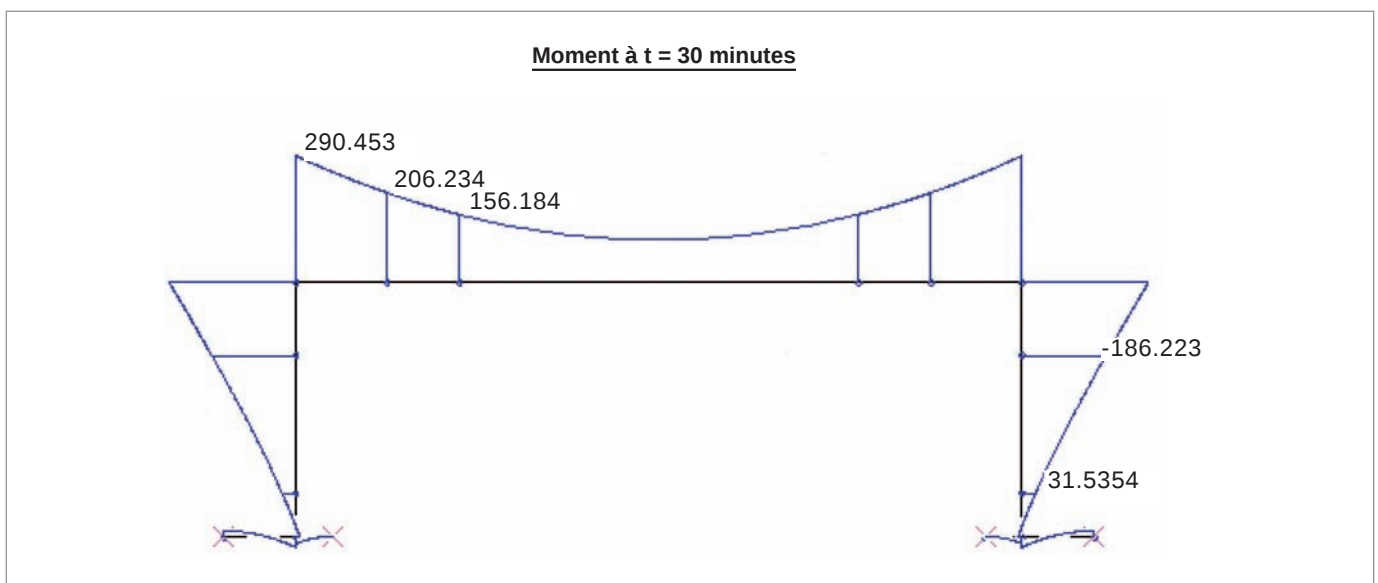
Le nouveau plan de ferrailage est le suivant :



Les moments résistants de chaque zone sont les suivants :

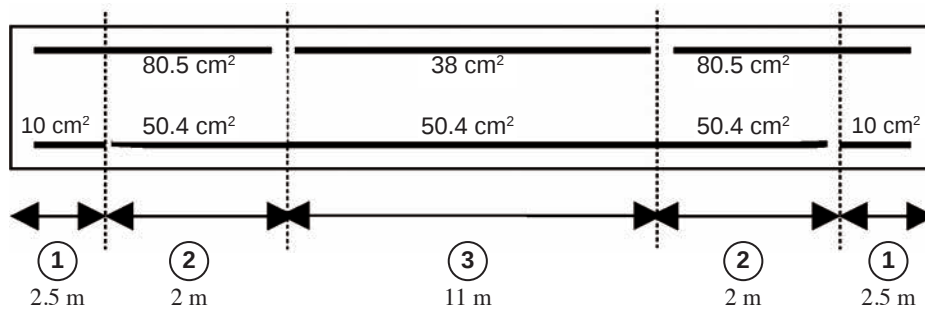
Zones	1	2	3	6	7	8
Moment résistant Extrados tendu (t.m)	316	330	235	251	61	316

Avec ce ferrailage, la structure résiste 120 minutes à un incendie de type HCM. Les efforts maximums sont atteints en couverture après 30 minutes d'incendie, par contre, au niveau des piédroits, les efforts maximums sont atteints en fin d'incendie.



Au niveau de la base des piédroits, le moment sollicitant à 120 minutes atteint pratiquement la valeur du moment résistant. Par conséquent, il y aura apparition d'une rotule plastique en cet endroit mais seulement à la fin de l'incendie.

En partie supérieure de la dalle, la section d'acier de 57 cm<sup>2</sup> est trop importante, en effet dans cette zone, l'effort sollicitant ne dépasse pas la valeur de 156 t.m. Cette zone avait été dimensionnée pour un moment de 235 t.m qui est loin d'être atteint en raison du renforcement des zones d'encastrement. Cette section peut être diminuée et portée à seulement 38 cm<sup>2</sup>. Le ferrailage de la couverture sera donc le suivant :



Le moment résistant de la zone 3 est de 157 t.m.

Cette modification ne change pratiquement rien aux résultats.

Afin que la structure soit HCM120, il faut donc renforcer la partie supérieure de la couverture et notamment les zones d'encastrement. La masse totale d'acier est de 2,25 tonnes par mètre d'ouvrage, ce qui représente une augmentation de 21 % par rapport au niveau N0 et une augmentation de 5% par rapport au niveau N1.

### Niveau N3

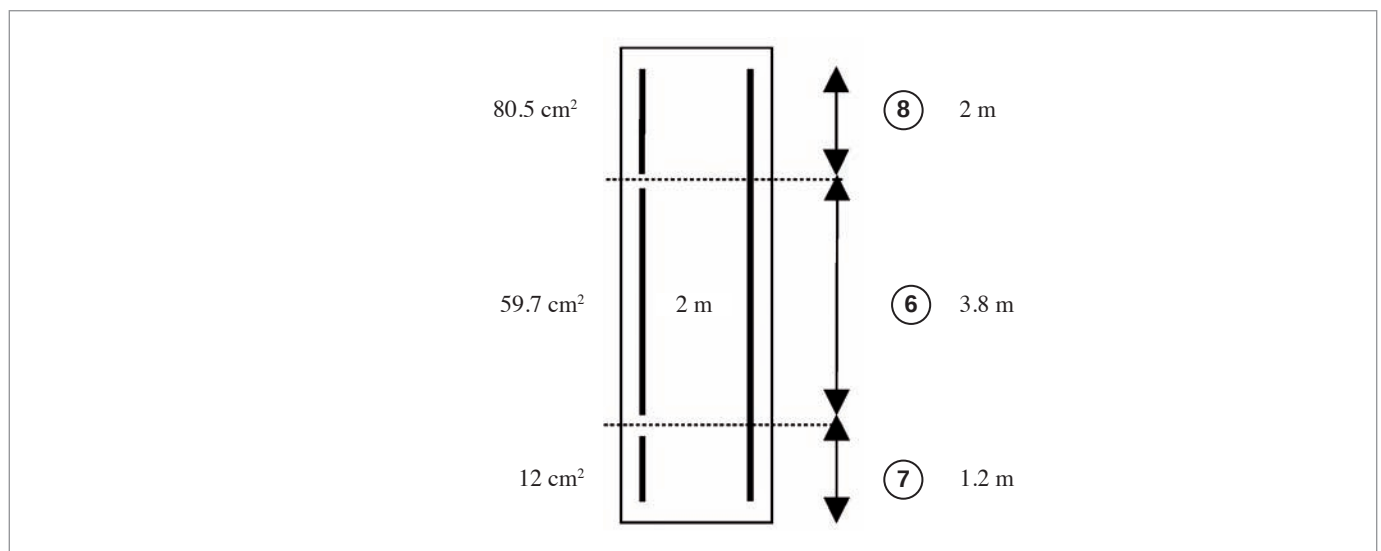
Pour que la structure soit N3, elle doit résister 120 minutes à un incendie sous courbe HCM et 240 minutes à un incendie sous courbe CN. La structure étant N2, la première condition est remplie, il suffit de vérifier la deuxième condition.

Le plan de ferrailage sera identique au précédent : celui qui a permis à la structure d'être N2. Les valeurs des moments résistants seront, par conséquent, inchangés. Le problème est maintenant de s'assurer que la tranchée couverte résistera au-delà de 120 minutes d'incendie sous courbe CN.

À partir de 180 minutes d'incendie, le moment résistant limite est atteint dans la zone 3, en partie supérieure de la dalle :

$$M_{\text{soll}} = 167 \text{ t.m} > M_{\text{rés}} = 157 \text{ t.m}$$

Par conséquent la section d'aciers à la base des piédroits doit être augmentée. Le nouveau ferrailage des piédroits est le suivant :





La nouvelle section de 12 cm<sup>2</sup> à la base des piédroits, permet d'augmenter la valeur du moment résistant de la zone 7 :

$$M_{rés} = 69 \text{ t.m}$$

Les calculs sont poursuivis avec ce nouveau ferrailage et en maintenant les rotules plastiques dans la zone 3.

Les angles de rotation restent inférieurs à 25 mrad et les moments dans la structure ne dépassent pas les valeurs des moments résistants.

Temps	120	150	180	210	240
$\Omega$ (mrad)	5.2	11.8	16.2	16.8	17.6
$M_{\text{piédroit}}$ (t.m)	61.8	65	65.5	67.3	67.9

Le passage du niveau N2 à N3 a donc nécessité une modification très minime du ferrailage, la quantité d'acier est pratiquement inchangée. Une rotule apparaît sur la couverture mais sa rotation reste admissible jusqu'à la fin de l'incendie.

## A.2.7 Tranchée couverte : conclusion sur cet exemple

Les aciers reprenant les efforts ne sont pas échauffés par l'incendie. Par conséquent la seule solution permettant à la structure de résister à l'incendie consiste à augmenter la section des aciers dans les zones les plus sollicitées.

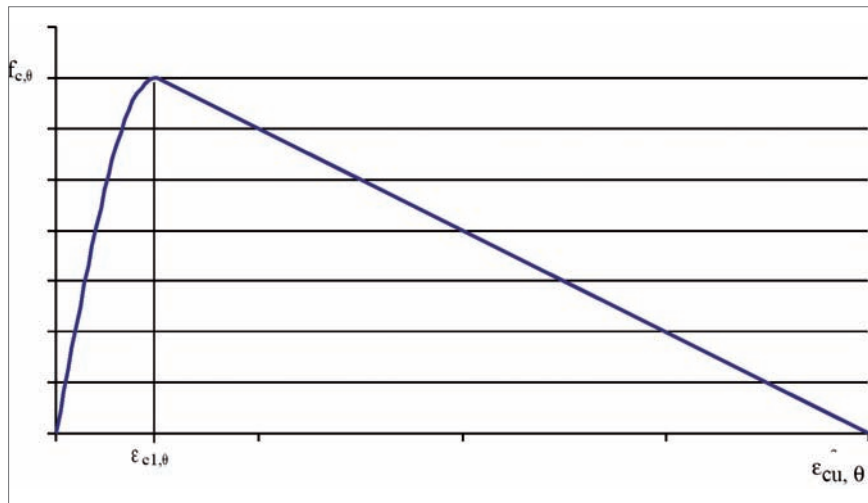
Ainsi, le passage du niveau N0 au niveau N1 nécessite une augmentation de 15,7 % de la quantité totale d'acier. De même, pour le passage du niveau N1 au niveau N2, il sera nécessaire de rajouter 5 % d'acier. Enfin, dans le cas étudié ici, si la structure est N2 alors elle est N3, les modifications étant négligeables.

# B

## RAPPEL DES PROPRIÉTÉS DES MATÉRIAUX SELON L'EUROCODE 2 PARTIE 1-2

### B.1 BÉTON

Le diagramme contrainte-déformation a l'allure suivante :



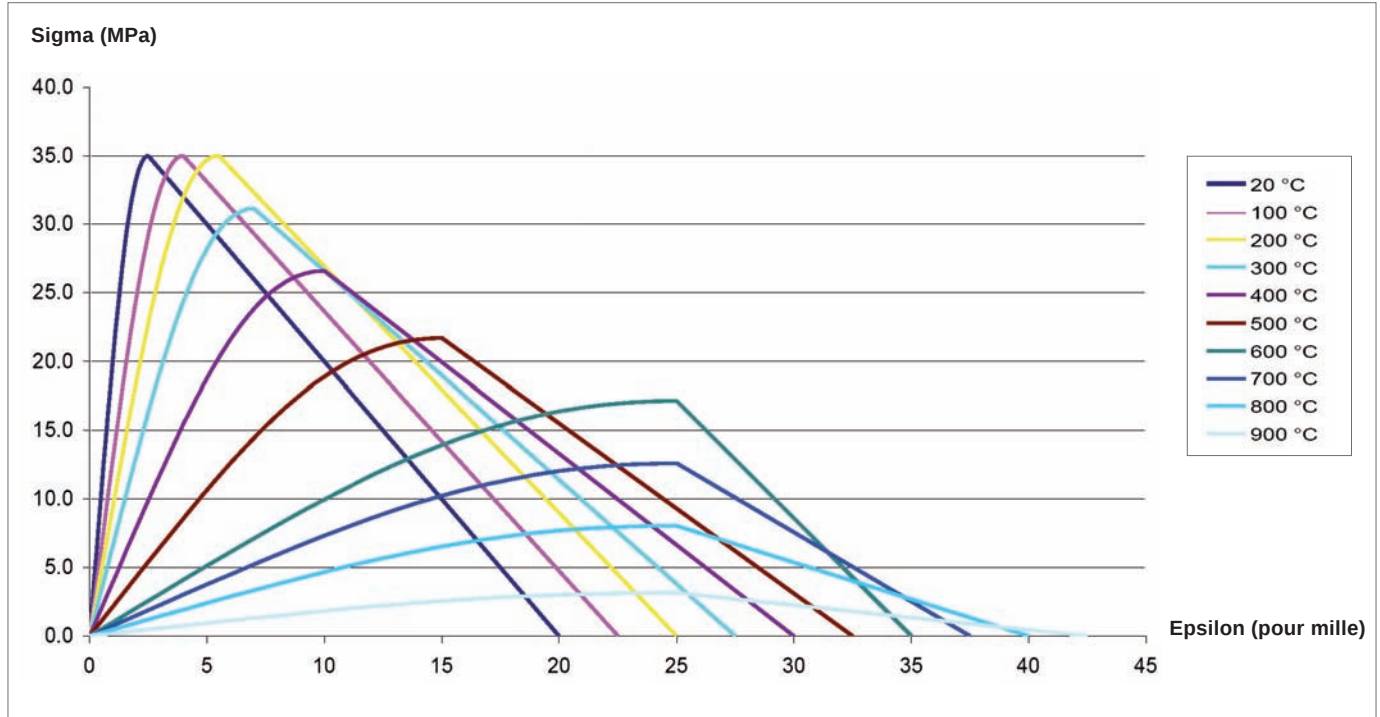
Avec :

si $\epsilon \leq \epsilon_{c1,\theta}$	$\sigma = \frac{3 \cdot \epsilon \cdot f_{c,\theta}}{\epsilon_{c1,\theta} \cdot \left(2 + \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_{c1,\theta}}\right)^3\right)}$
si $\epsilon_{c1,\theta} \leq \epsilon \leq \epsilon_{cu,\theta}$	Variation linéaire jusqu'à $\sigma = 0$

Les coordonnées  $(\epsilon_{c1,\theta} ; f_{c,\theta})$  du sommet de la courbe varient en fonction la température :

$\theta$ (°C)	Granulats siliceux			Granulats calcaires		
	$f_{c,\theta} / f_{c,0}$	$\epsilon_{c1,\theta}$	$\epsilon_{cu,\theta}$	$f_{c,\theta} / f_{c,0}$	$\epsilon_{c1,\theta}$	$\epsilon_{cu,\theta}$
20	1,00	0,0025	0,02	1,00	0,0025	0,0200
100	1,00	0,004	0,0225	1,00	0,0040	0,0225
200	1,00	0,0055	0,025	0,97	0,0055	0,0250
300	0,89	0,007	0,0275	0,91	0,0070	0,0275
400	0,76	0,01	0,03	0,85	0,0100	0,0300
500	0,62	0,015	0,0325	0,74	0,0150	0,0325
600	0,49	0,025	0,035	0,60	0,0250	0,0350
700	0,36	0,025	0,0375	0,43	0,0250	0,0375
800	0,23	0,025	0,04	0,27	0,0250	0,0400
900	0,09	0,025	0,0425	0,15	0,0250	0,0425
1000	0,00	0,025	0,045	0,06	0,0250	0,0450
1100	0,00	0,025	0,0475	0,02	0,0250	0,0475
1200	0,00	-	-	0,00	-	-

Résultats à différentes températures pour un béton C35/45 (granulats siliceux) :

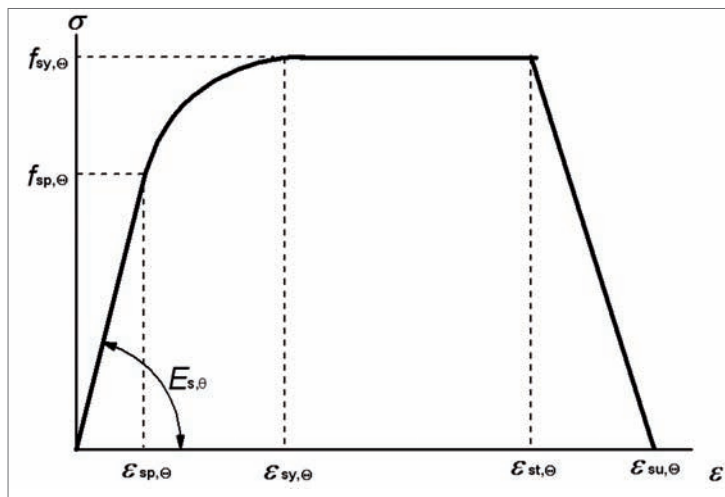


**Remarques :**

- On constate logiquement que l'échauffement se traduit à la fois par une diminution de la rigidité et de la résistance.
- La loi de comportement valable pour  $\theta = 20^\circ\text{C}$  n'est pas identique à celle recommandée dans l'EN 1992 partie 1-1, que ce soit pour l'analyse structurale ou la vérification des sections. En effet, dans l'EN 1992 partie 1-1, la déformation  $\epsilon_{cl}$  est inférieure, et le module tangent à l'origine est supérieur (22,5 GPa pour un C30/35 contre 18 GPa selon l'EN 1992 partie 1-2)

**B.2 ACIERS PASSIFS**

Le diagramme contrainte-déformation a l'allure suivante :



Avec :

$$\epsilon_{sp,\theta} = f_{sp,\theta} / E_{s,\theta}$$

$$\epsilon_{sy,\theta} = 0,02$$

$$\epsilon_{st,\theta} = 0,15$$

$$\epsilon_{su,\theta} = 0,2$$

$$\sigma = E_{s,\theta} \cdot \epsilon \quad \text{si } \epsilon \leq \epsilon_{sp,\theta}$$

$$\sigma = f_{sp,\theta} - c + (b/a) \cdot [a^2 - (\epsilon_{sy,\theta} - \epsilon)^2]^{0,5} \quad \text{si } \epsilon_{sp,\theta} \leq \epsilon \leq \epsilon_{sy,\theta} \text{ où :}$$

$$c = \frac{(f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta})^2}{(f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta}) \cdot E_{s,\theta} - 2 \cdot (f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta})}$$

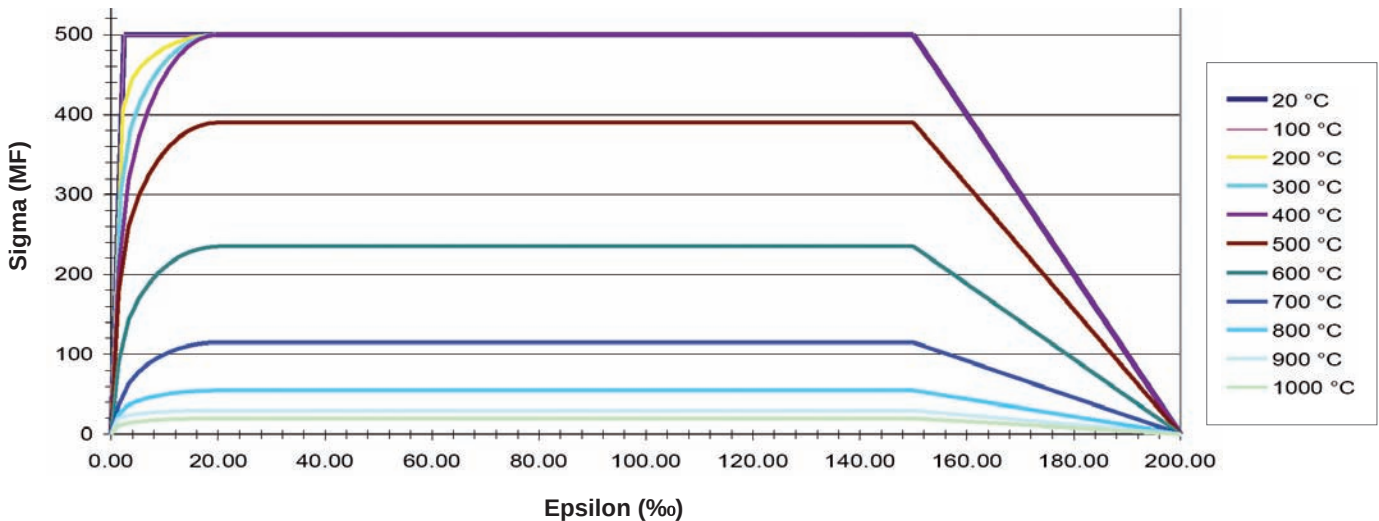
$$a^2 = (\epsilon_{sy,\theta} - \epsilon_{sp,\theta}) \cdot (\epsilon_{sy,\theta} - \epsilon_{sp,\theta} + c/E_{s,\theta})$$

$$b^2 = c \cdot (\epsilon_{sy,\theta} - \epsilon_{sp,\theta}) \cdot E_{s,\theta} + c^2$$

Valeur des paramètres variant avec la température :

$\theta =$	Laminé à chaud			Formé à froid		
	$f_{sy,\theta}/f_{y,k}$	$f_{sp,\theta}/f_{y,k}$	$E_{s,\theta}/E_s$	$f_{sy,\theta}/f_{y,k}$	$f_{sp,\theta}/f_{y,k}$	$E_{s,\theta}/E_s$
20	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
100	1.00	1.00	1.00	1.00	0.96	1.00
200	1.00	0.81	0.90	1.00	0.92	0.87
300	1.00	0.61	0.80	1.00	0.81	0.72
400	1.00	0.42	0.70	0.94	0.63	0.56
500	0.78	0.36	0.60	0.67	0.44	0.40
600	0.47	0.18	0.31	0.40	0.26	0.24
700	0.23	0.07	0.13	0.12	0.08	0.08
800	0.11	0.05	0.09	0.11	0.06	0.06
900	0.06	0.04	0.07	0.08	0.05	0.05
1000	0.04	0.02	0.04	0.05	0.03	0.03
1100	0.02	0.01	0.02	0.03	0.02	0.02
1200	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Résultat à différentes températures avec  $f_{yk} = 500$  MPa :



### Remarques :

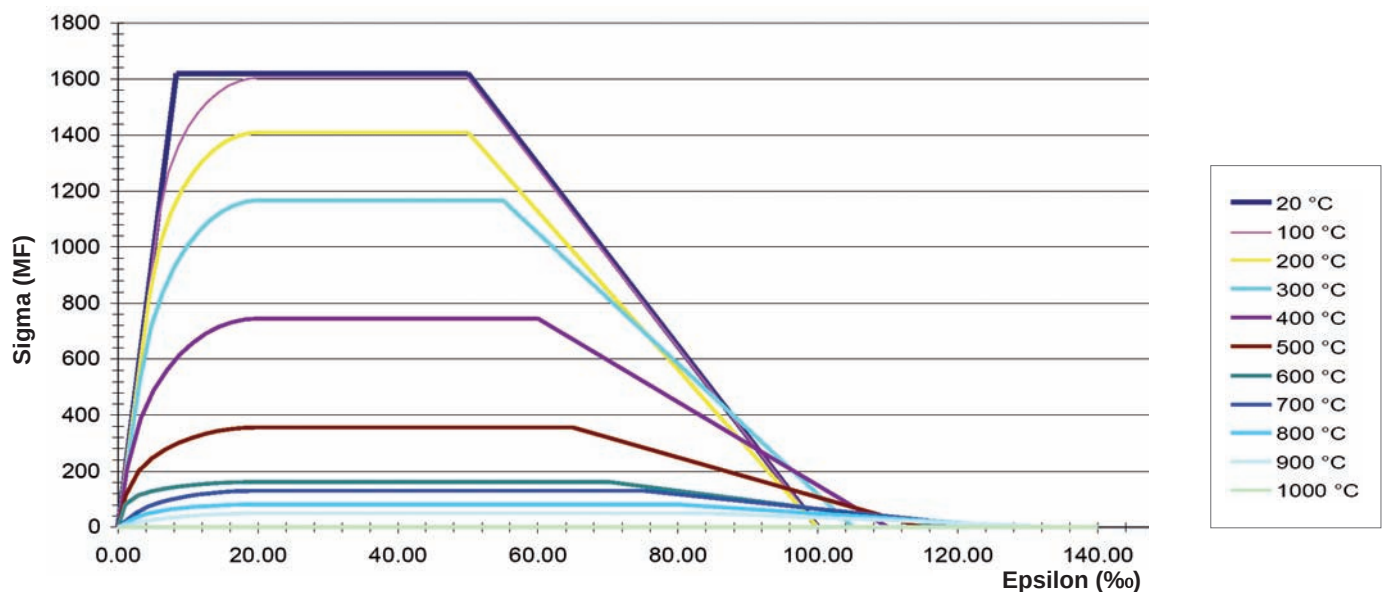
- De même que pour le béton, on constate logiquement que l'échauffement se traduit à la fois par une diminution de la rigidité et de la résistance.
- La loi de comportement valable pour  $\theta = 20^\circ\text{C}$  n'est pas identique à celle recommandée dans l'EN 1992 partie 1-1. En particulier, l'annexe C de l'EN 1992-1-1 fixe la valeur minimum de la déformation limite sous charge maximale  $\epsilon_{uk}$  à 5 % pour des aciers de classe B et 7,5 % pour des aciers de classe C tandis que l'EN 1992-1-2 autorise jusqu'à 15 % pour les 2 classes d'aciers. On a vu en 3.3.6 qu'il convient de se montrer beaucoup plus restrictif pour évaluer la capacité de rotation des rotules plastiques.

## B.3 ACIERS DE PRÉCONTRAÎNTE

La forme du diagramme contrainte-déformation est la même que pour les aciers passifs (dans les notations, remplacer l'indice « s » par « p »). Valeur des paramètres variant avec la température :

$\theta =$	Torons et fils			Barres			Ensemble	
	$f_{py,\theta} / \beta f_{p,k}$	$f_{pp,\theta} / bf_{p,k}$	$E_{p,\theta} / E_p$	$f_{py,\theta} / \beta f_{p,k}$	$f_{pp,\theta} / bf_{p,k}$	$E_{p,\theta} / E_p$	$\epsilon_{pt,\theta}$	$\epsilon_{pu,\theta}$
20°C	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.050	0.100
100°C	0.99	0.68	0.98	0.98	0.68	0.76	0.050	0.100
200°C	0.87	0.51	0.95	0.92	0.51	0.61	0.050	0.100
300°C	0.72	0.32	0.88	0.86	0.32	0.52	0.055	0.105
400°C	0.46	0.13	0.81	0.69	0.13	0.41	0.060	0.110
500°C	0.22	0.07	0.54	0.26	0.07	0.20	0.065	0.115
600°C	0.10	0.05	0.41	0.21	0.05	0.15	0.070	0.120
700°C	0.08	0.03	0.10	0.15	0.03	0.10	0.075	0.125
800°C	0.05	0.02	0.07	0.09	0.02	0.06	0.080	0.130
900°C	0.03	0.01	0.03	0.04	0.01	0.03	0.085	0.135
1000°C	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.090	0.140
1100°C	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.095	0.145
1200°C	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.100	0.150

Pour les aciers de classe B, le coefficient  $\beta$  est égal à 0,9. Pour les aciers de classe A, voir le paragraphe 3.2.4 de l'EN 1992-1-2. Ci-dessous les résultats à différentes températures pour un toron de classe B avec  $f_{pk} = 1800$  MPa :



On peut faire les mêmes remarques que pour les aciers passifs.

## B.4 DILATATION DES MATÉRIAUX

L'EC2 partie 1-2 donne également la déformation thermique théorique  $\varepsilon_{th}(T)$  (voir schéma ci-dessous) en fonction de la température (c'est-à-dire la déformation que l'on obtiendrait si les différentes fibres de béton pouvaient glisser librement les unes par rapport aux autres).

Pour le béton :

Granulats siliceux :

$$\varepsilon_c(\theta) = -1,8 \times 10^{-4} + 9 \times 10^{-6} \theta + 2,3 \times 10^{-11} \theta^3$$

$$\text{pour } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 700^\circ\text{C}$$

$$\varepsilon_c(\theta) = 14 \times 10^{-3}$$

$$\text{pour } 700^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C}$$

Granulats calcaires :

$$\varepsilon_c(\theta) = -1,2 \times 10^{-4} + 6 \times 10^{-6} \theta + 1,4 \times 10^{-11} \theta^3$$

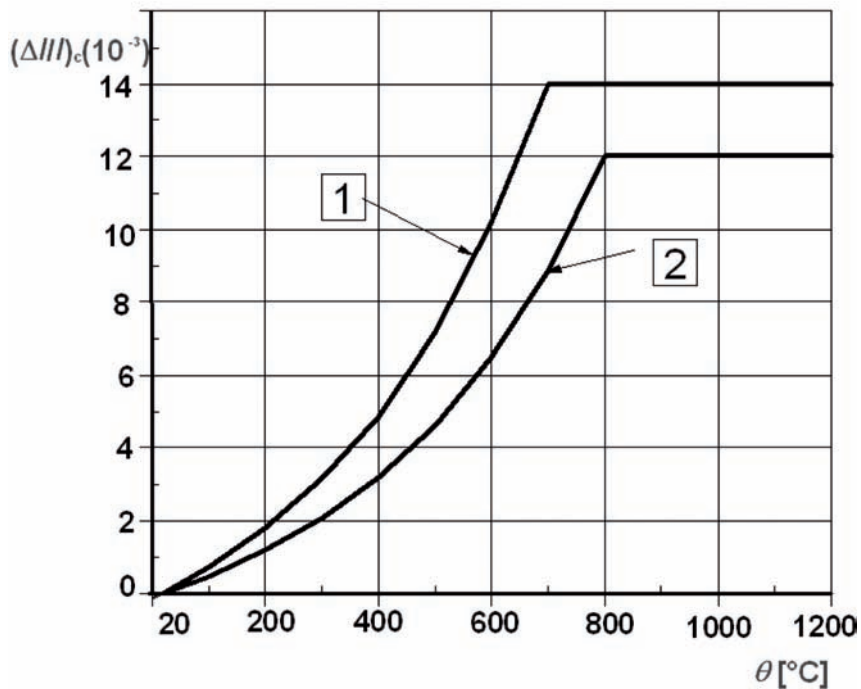
$$\text{pour } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 805^\circ\text{C}$$

$$\varepsilon_c(\theta) = 12 \times 10^{-3}$$

$$\text{pour } 805^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C}$$

où  $\theta$  est la température du béton ( $^\circ\text{C}$ )

La variation de la dilatation thermique en fonction de la température est illustrée ci-dessous :



Légende :

courbe 1 : granulats siliceux

courbe 2 : granulats calcaires

**Pour les aciers :**

Acier de béton armé :

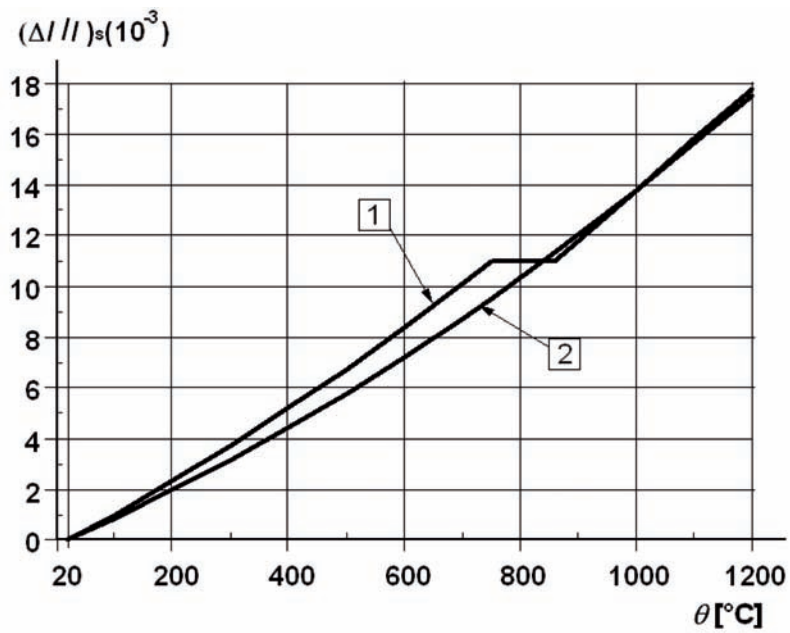
$$\begin{aligned} \varepsilon_s(\theta) &= 2,416 \times 10^{-4} + 1,2 \times 10^{-5} \theta + 0,4 \times 10^{-8} \theta^2 && \text{pour } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 750^\circ\text{C} \\ \varepsilon_s(\theta) &= 11 \times 10^{-3} && \text{pour } 750^\circ\text{C} \leq \theta \leq 860^\circ\text{C} \\ \varepsilon_s(\theta) &= -6,2 \times 10^{-3} + 2 \times 10^{-5} \theta && \text{pour } 860^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C} \end{aligned}$$

Acier de précontrainte :

$$\varepsilon_p(\theta) = -2,016 \times 10^{-4} + 10^{-5} \theta + 0,4 \times 10^{-8} \theta^2 \quad \text{pour } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C}$$

où  $\theta$  est la température de l'acier ( $^\circ\text{C}$ )

La variation de la dilatation thermique en fonction de la température est illustrée ci-dessous :



**Légende :**

courbe 1 : acier de béton armé

courbe 2 : acier de précontrainte

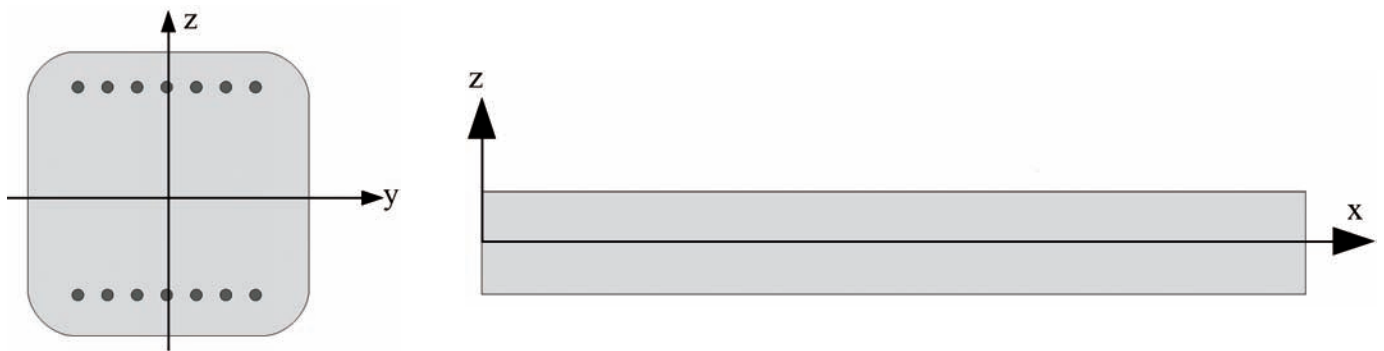
# CONSERVATION DE LA PLANÉITÉ DES SECTIONS

## C.1 OBJET

Le postulat de base de tous les calculs est celui selon lequel les sections planes restent planes. Pour contrôler cette hypothèse, on présente ci-après un calcul aux éléments finis d'une poutre et on compare les résultats à la théorie dans 3 cas de figure distincts (poutre isostatique, parfaitement encastree, ou encastree en rotation et libre en dilatation). On considère dans un premier temps une poutre de 60 cm d'épaisseur. On étudie dans un second temps l'effet sur des poutres d'épaisseurs variables.

La donnée de comparaison sera la contrainte normale interne.

On se place dans le cas d'un matériau supposé parfaitement élastique (le module d'élasticité étant dépendant de la température) et d'une distribution de température  $T$  ne dépendant que de la hauteur  $z$  (dans l'épaisseur).

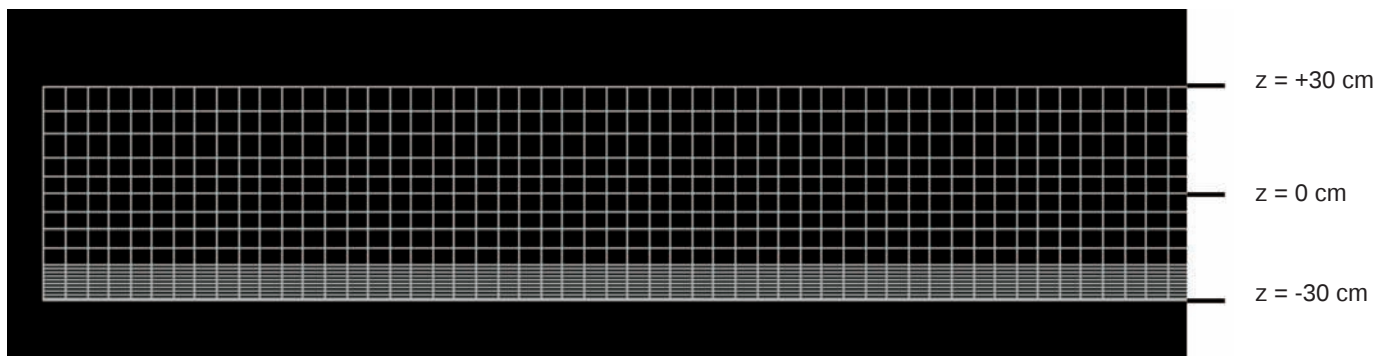


Dans le cadre de la thermo-élasticité linéaire, la contrainte vaut :

$$\sigma(x, z) = E(T(z)) \cdot (\epsilon_0 + \gamma \cdot z + \alpha \cdot T(z))$$

où  $\alpha$  est le coefficient de dilatation du matériau.

Dans tous les cas, la structure étudiée est une dalle de 60 cm d'épaisseur et de 12 m de portée. Le maillage est le suivant :





La distribution de température et les modules de déformation réduits pris en compte sont les suivants :

z (cm)	-30	-29	-28	-27	-26	-25	-24	-23	-22	-21	-20
T (°C)	800	600	400	300	200	150	100	75	50	25	0
E béton (MPa)	468	1 436	3 701	5 940	9 404	11 737	14 556	16 170	17 930	19 850	20 255

Seuls les 10 premiers centimètres sont chauffés, c'est pourquoi la taille des mailles y est de 1 cm. Au-delà l'augmentation de température est nulle et le module vaut 20 255 MPa.

## C.2 STRUCTURE ISOSTATIQUE

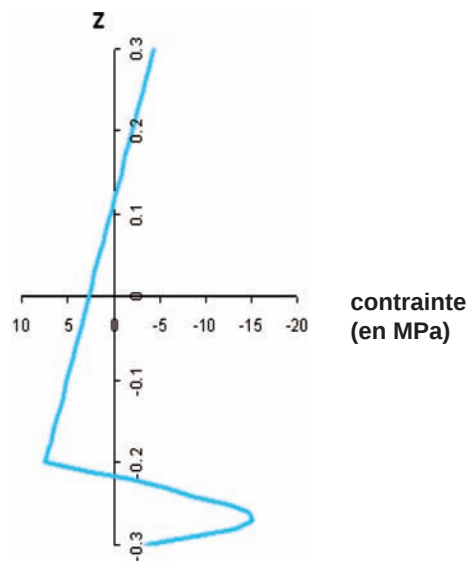
Le premier calcul est conduit avec la dalle isostatique, simplement appuyée à ses deux extrémités.

### C.2.1 Théorie supposant la planéité des sections

A l'aide d'un tableur, et en appliquant les formules de l'annexe E du guide du comportement au feu [1], on obtient :

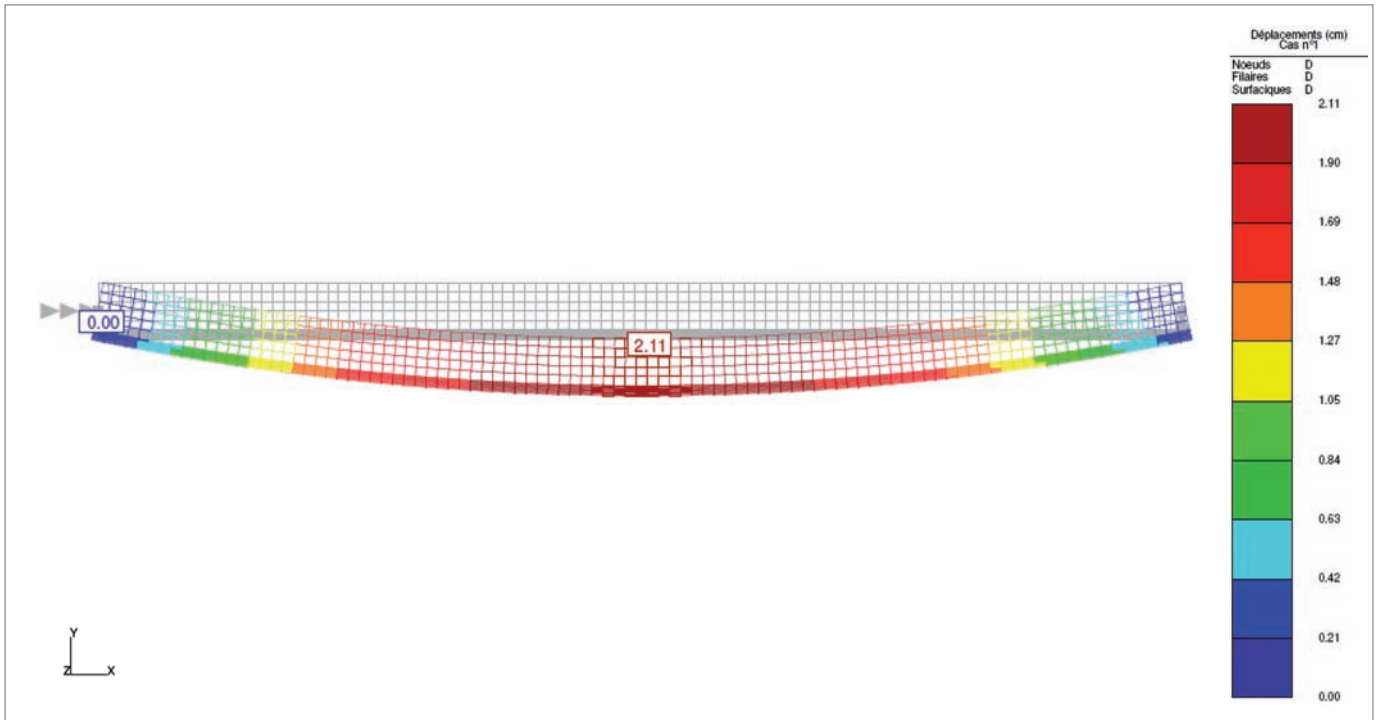
$$\epsilon_0 = 0,0001384, \gamma = 0,001181$$

d'où la répartition théorique des contraintes :



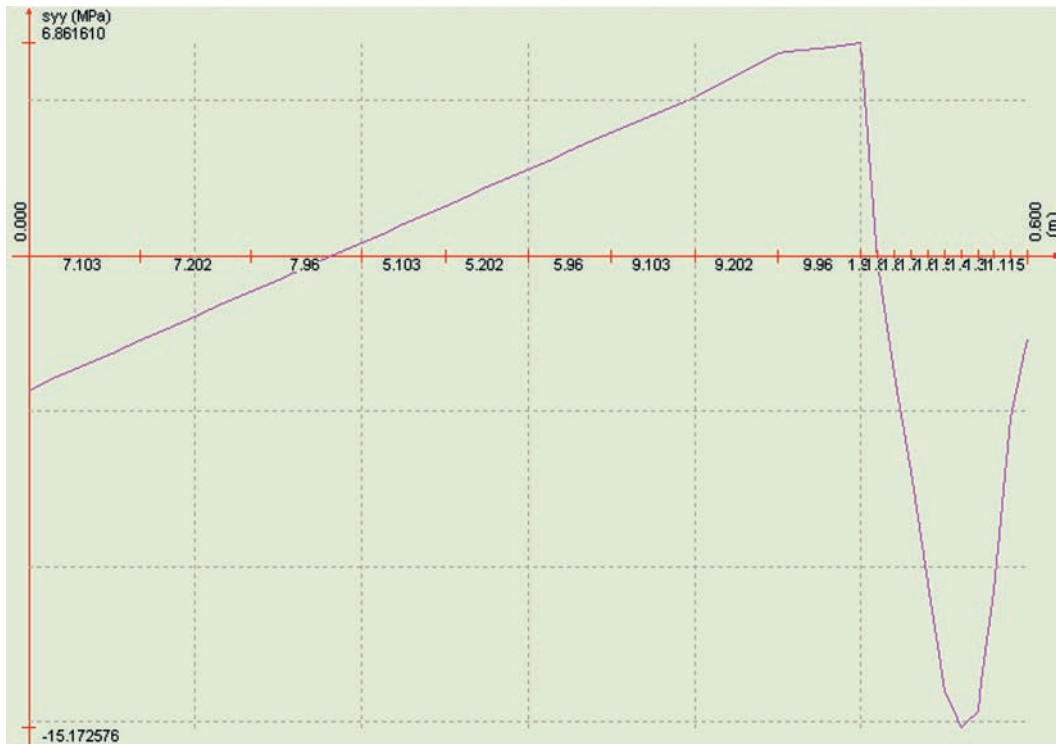
On en déduit la flèche théorique au centre  $v(L/2) = \frac{\gamma L^2}{8} = 0,001181 \times 12^2 / 8 = 2,12 \text{ cm}$

## C.2.2 Résultats issus du modèle éléments finis



Il donne une flèche au centre égale à 2,11 cm au lieu de 2,12 cm : la concordance est très bonne.

On compare également la répartition des contraintes à mi-travée :

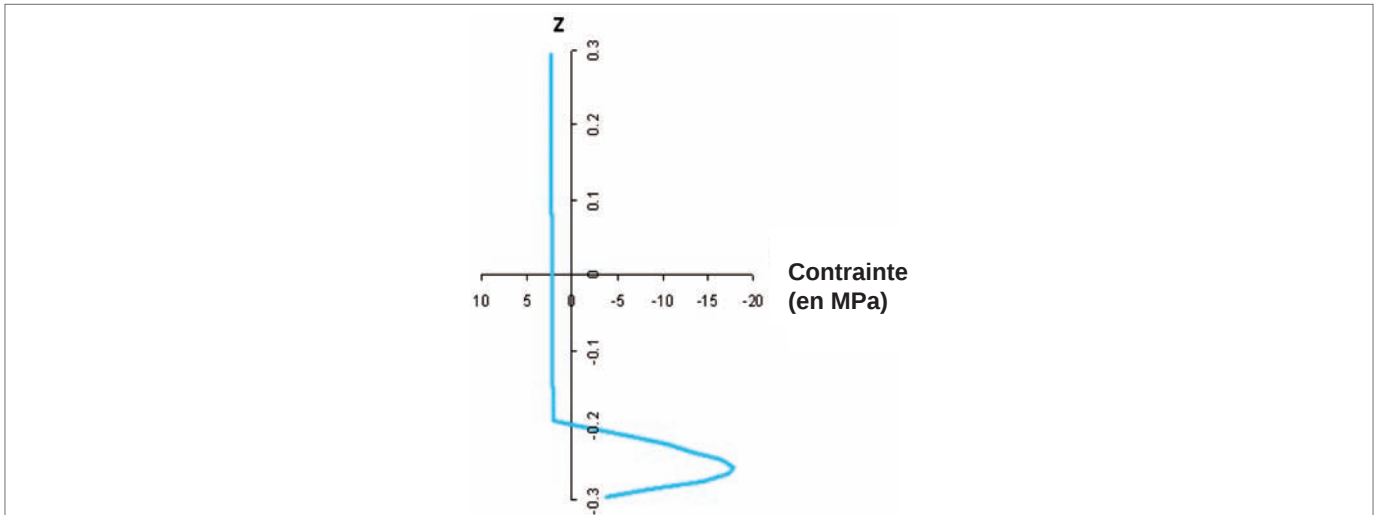


On obtient une bonne concordance avec la répartition des contraintes obtenues par la théorie (même répartition, mêmes contraintes extrêmes, même pente de courbe = 0,00116 ici au lieu de 0,001181 en théorie).

## C.3 STRUCTURE BI-ENCASTRÉE MAIS LIBRE EN LONGITUDINAL

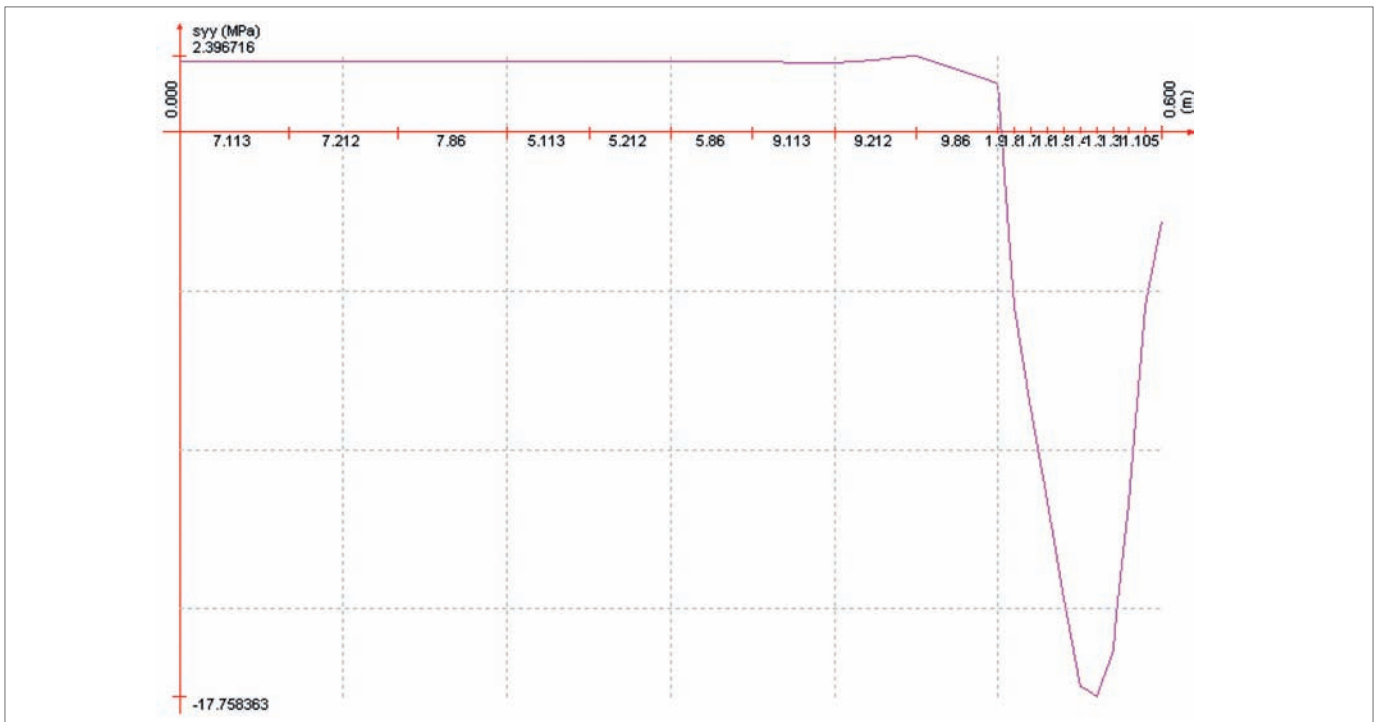
### C.3.1 Théorie supposant la planéité des sections

Examinons le cas d'une poutre pouvant s'allonger mais dont les extrémités ne peuvent pas tourner. On trouve par la théorie  $\gamma = 0$ ,  $\epsilon_0 = 0,000108$  et un moment de  $0,35 \text{ MNm}$ . On a un déplacement longitudinal de  $0,000108 \times 12 \text{ m} = 0,13 \text{ cm}$ . La répartition des contraintes est la suivante :



### C.3.2 Résultats issus du modèle éléments finis

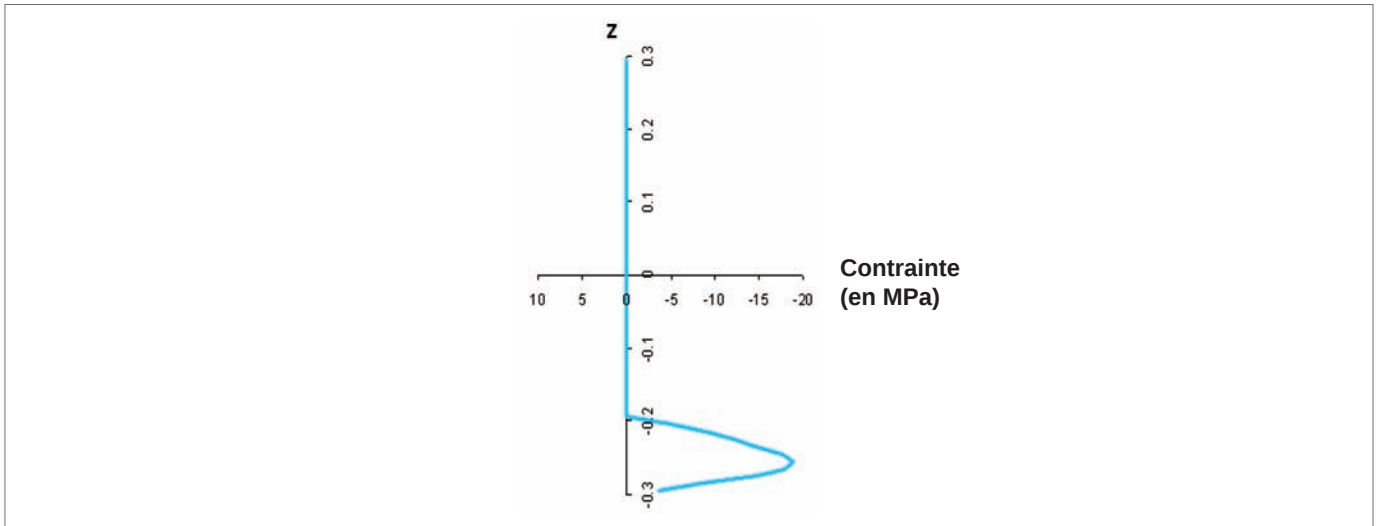
On obtient un déplacement de  $0,14 \text{ cm}$  proche de la théorie qui donne  $0,13 \text{ cm}$ . La courbe des contraintes est similaire à celle obtenue par la théorie (même répartition, même valeurs extrêmes...)



## C.4 STRUCTURE COMPLÈTEMENT BI-ENCASTRÉE

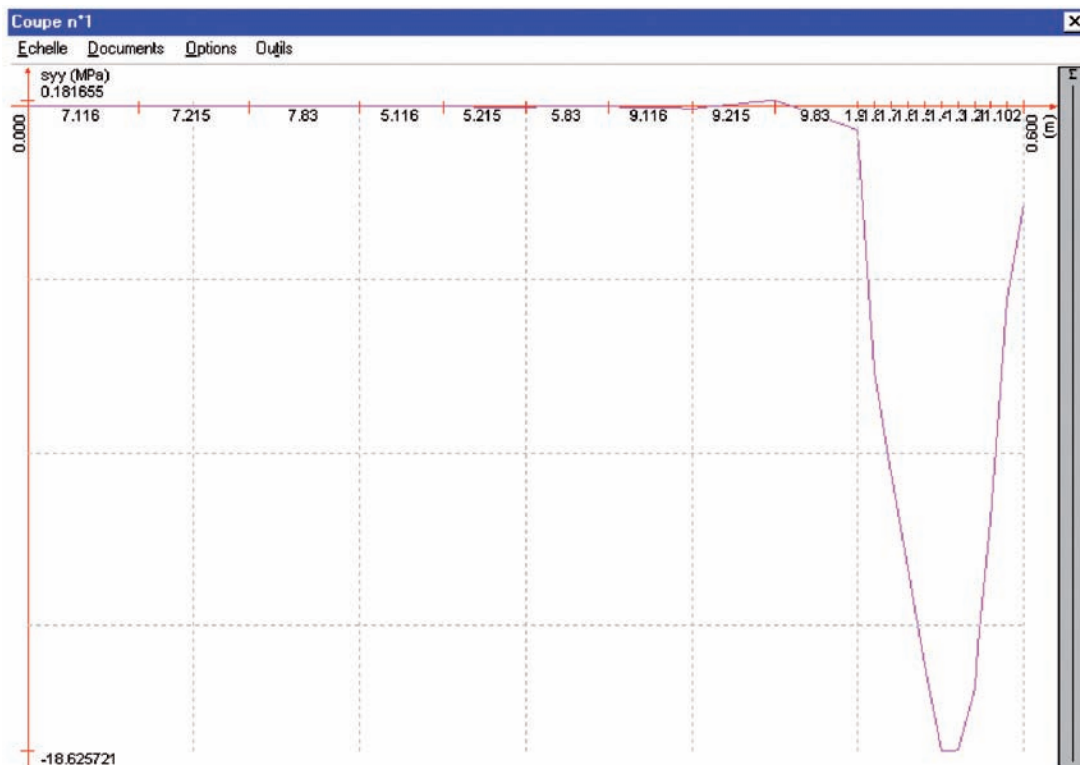
### C.4.1 Théorie supposant la planéité des sections

Examinons à présent le cas d'une poutre parfaitement encastree à chaque extrémité. On trouve par la théorie  $\gamma = 0$ ,  $\epsilon_0 = 0$ , un moment de 0,31 MN.m et un effort normal de -1,22 MN. La répartition des contraintes est la suivante :



### C.4.2 Résultats issus du modèle éléments finis

On a encore une fois la même répartition des contraintes.



## C.5 CONCLUSION POUR UNE DALLE DE 60 CM D'ÉPAISSEUR

On valide sur 3 modèles avec conditions aux limites différentes que la théorie développée ci-dessus donne les mêmes déformées, la même répartition des contraintes que le modèle aux éléments finis pour une dalle de 60 cm d'épaisseur.

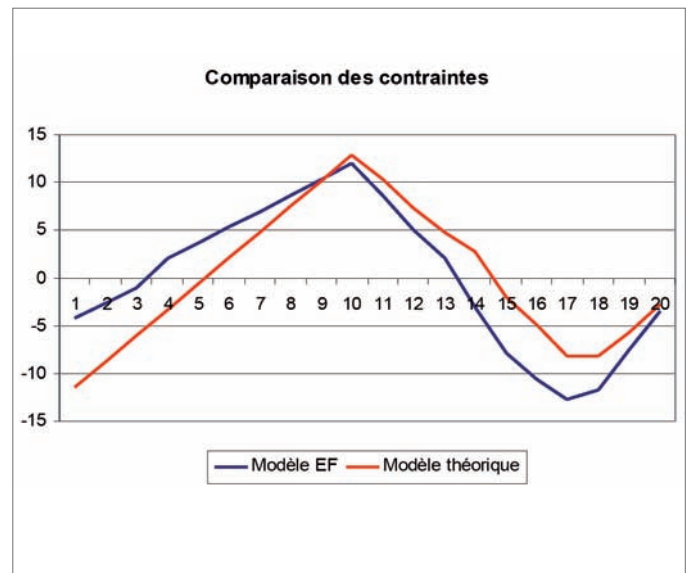
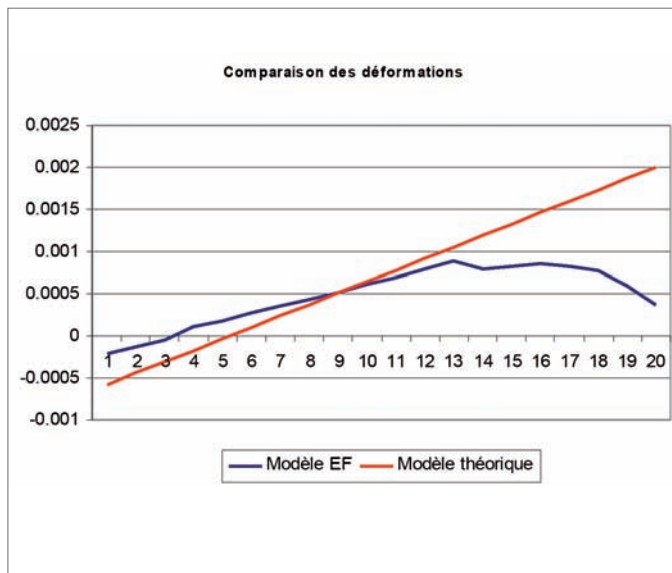
## C.6 CONCLUSION POUR DIFFÉRENTS TYPES D'ÉPAISSEUR

Le raisonnement précédent et les conclusions déduites s'appliquent pour des éléments relativement épais. On constate que pour une épaisseur de 1 m, les résultats sont conservés et encore plus proches de la théorie. Par contre, lorsque l'épaisseur descend en dessous de 40 cm, des divergences apparaissent entre les déformations théoriques et celles issues du modèle aux éléments finis.

L'écart sur la flèche obtenue dans le cas d'une poutre isostatique monte à 5 % environ lorsque la dalle fait 40 cm d'épaisseur, et 20 % lorsque la dalle fait 20 cm d'épaisseur. Ceci traduit un non-respect de l'hypothèse de planéité des sections pour les structures isostatiques. Cependant, l'objet de la méthode exposée plus haut est avant tout d'évaluer l'effet de l'incendie sur des structures hyperstatiques. Il convient donc de vérifier comment est modifié ce résultat pour un élément encastré, car il est raisonnable de penser que l'encastrement peut linéariser partiellement les déformations totales en extrémité de poutre, et donc sur l'ensemble de la poutre.

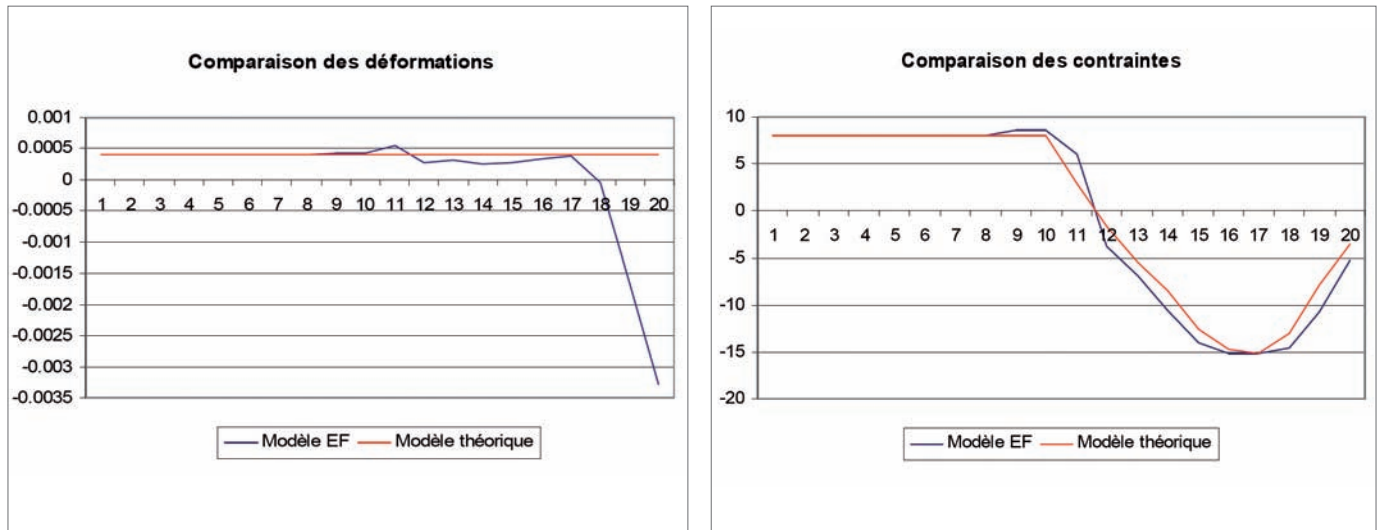
Pour tester cet effet, on s'intéresse au cas d'une dalle de 20 cm puisque c'est dans ce cas que l'on obtient le plus d'écart entre la théorie et le modèle aux éléments finis (les structures de génie civil sont rarement plus fines).

On donne ci-dessous la comparaison de la répartition des déformations et des contraintes lorsque la poutre est isostatique :



On constate que les déformations totales ne sont plus linéaires dans la zone chauffée. La pente de la partie linéaire ne correspond pas non plus, ce qui confirme l'écart de flèche globale. Pour l'évaluation des contraintes, on se rend compte que les deux profils de répartition ne coïncident pas, mais que la valeur de traction maximale au centre de la poutre correspond assez bien. Il y a selon le modèle aux éléments finis moins de compression en fibre supérieure et plus de compression en fibre inférieure (chauffée) et autant de traction au centre.

Lorsque la poutre est libre de se déplacer longitudinalement, mais que l'on empêche ses rotations aux extrémités, la comparaison des diagrammes est la suivante :



Les contraintes provenant des effets hyperstatiques et des autocontraintes à l'intérieur de la section sont cette fois très comparables, notamment la contrainte de traction en fibre supérieure qui correspond exactement. Le profil des déformations est lui aussi comparable, sauf sur les 3 derniers centimètres.

Même s'il y a des écarts entre le modèle aux éléments finis et le modèle théorique, on constate qu'ils portent plus sur les zones comprimées que sur les zones tendues.

On déduit de ceci que l'hypothèse de planéité des sections peut être appliquée sans restriction à des dalles plus épaisses que 40 cm. En dessous de 40 cm, il faut être plus prudent. Néanmoins, tant que l'analyse ne fait pas intervenir de rotules plastiques, on peut conserver cette hypothèse de planéité des sections. Sinon, l'aspect déformation compte nettement plus et il est dans ce cas plus prudent de majorer les effets de la température. À défaut d'une analyse particulière avec un modèle aux éléments finis, on peut majorer l'effet des dilatations thermiques de 20 % pour des dalles dont l'épaisseur est comprise entre 20 et 40 cm.

# MÉTHODE INCRÉMENTALE

## D.1 MÉTHODE GÉNÉRALE

On reprend ici les formules et notations du paragraphe 2.3.3.

### D.1.1 Déformation imposée

Il s'agit de calculer la déformation imposée à la section par le seul échauffement des matériaux, en dehors de toute autre charge extérieure. Il suffit donc de trouver le couple  $(\gamma_{th}; \epsilon_{0,th})$  tel que :

$$N(\gamma_{th}; \epsilon_{0,th}) = \iint_{\text{acier+béton}} \sigma(\epsilon_{0,th} + \gamma_{th} \cdot z - \epsilon_{th}(T)) \cdot d\Sigma = N_p$$

où  $N_p$  est l'effort normal imposé.

$$M(\gamma_{th}; \epsilon_{0,th}) = \iint_{\text{acier+béton}} \sigma(\epsilon_{0,th} + \gamma_{th} \cdot z - \epsilon_{th}(T)) \cdot z \cdot d\Sigma = 0$$

### D.1.2 Utilisation dans un modèle de calcul linéaire

Comme vu précédemment, il s'agit de considérer que le comportement de la structure est localement, c'est-à-dire pour une faible variation de l'effort, linéaire. Ainsi pour une valeur de  $(\epsilon_0, \gamma)$  donnée on définit les paramètres de rigidité de la façon suivante :

$$ES = \frac{\partial N(\gamma; \epsilon_0)}{\partial \epsilon_0}$$

et

$$EI = \frac{\partial M(\gamma; \epsilon_0)}{\partial \gamma}$$

En pratique on calculera :

$$ES = \frac{N(\gamma; \epsilon_0 + \delta \epsilon_0) - N(\gamma; \epsilon_0)}{\delta \epsilon_0}$$

et

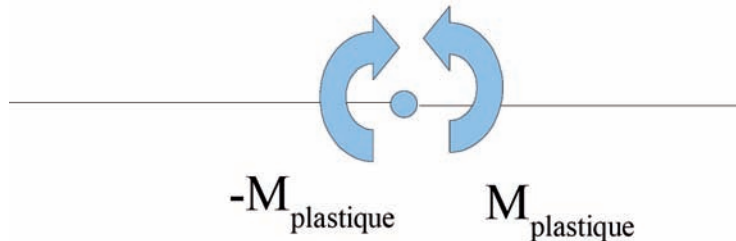
$$EI = \frac{M(\gamma + \delta \gamma; \epsilon_0) - M(\gamma; \epsilon_0)}{\delta \gamma}$$

en choisissant  $\delta \epsilon_0$  et  $\delta \gamma$  d'autant plus petits qu'on se rapproche de la plasticité.

Pour éviter d'introduire une rigidité négative ou nulle, ce que les logiciels de calcul n'acceptent pas, dès lors que celle-ci devient trop faible, on introduit une rotule plastique au nœud concerné.

### D.1.3 Modélisation pratique d'une rotule plastique

Il s'agit de reproduire le fait que, au-delà d'une certaine valeur du moment (le moment plastique de la section), toute augmentation de la courbure ne provoque aucune variation de moment. On procède en introduisant au nœud concerné une articulation et en imposant aux extrémités des deux barres deux moments égaux en valeur et opposés en signe :



Il suffit ensuite de mesurer le différentiel de rotation angulaire entre les deux barres pour avoir la valeur de rotation de la rotule.

#### Nota :

Attention, ce type de modélisation est acceptable tant que la courbure ne fait qu'augmenter. Or, il peut arriver que la rotation d'une rotule plastique commence par augmenter, puis diminue (suite à la formation d'une autre rotule), jusqu'à éventuellement se refermer. Dans ce cas, il est nécessaire de supprimer la rotule. Il convient de surveiller ce phénomène tout au long du calcul.

## D.2 MÉTHODE SIMPLIFIÉE - APPLICATION AU CAS D'UNE TRANCHÉE COUVERTE

Cette méthode est applicable à la plupart des structures de tranchée couverte, à l'exclusion notamment des profils voûtés et de toute configuration dans laquelle la dilatation uniforme de la structure crée des efforts de flexion importants. Dans ces cas, il est admissible de faire les simplifications suivantes :

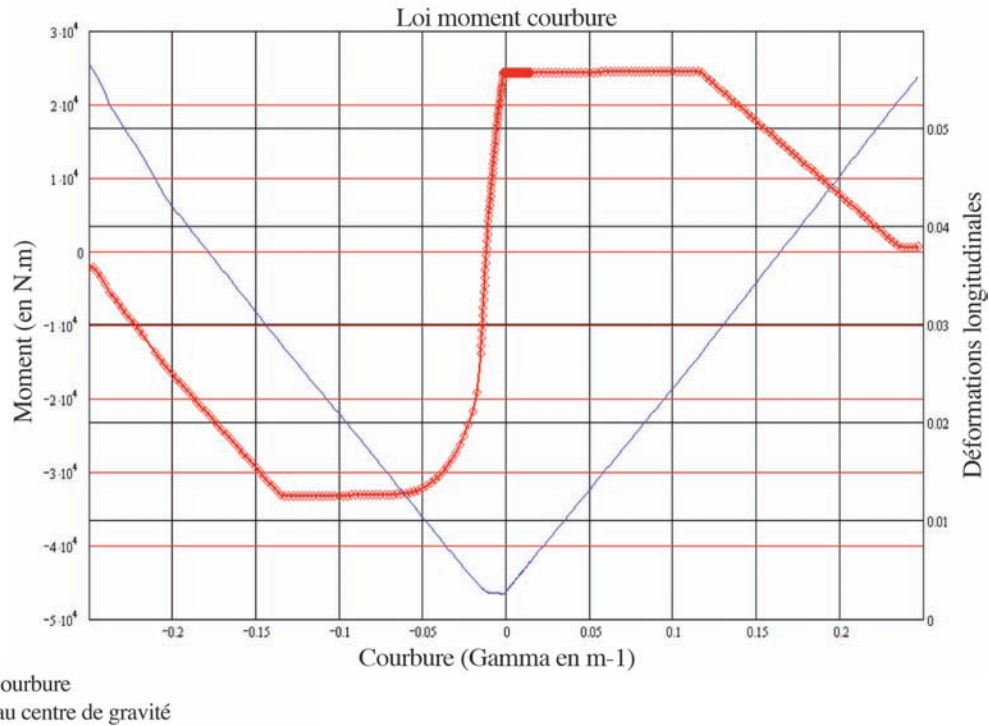
- on néglige la dilatation uniforme de la structure, car elle se traduit dans la dalle supérieure par une augmentation de l'effort de compression délicate à quantifier de façon précise (mise en butée des terres), ce qui est favorable dans la dalle ; cela a par contre un effet défavorable sur les piédroits qui sont soumis à l'effort tranchant qui en résulte. On peut cependant vérifier à l'aide d'outils éléments finis et de l'Eurocode 2 Partie 1-2 que l'effort en question ne justifie généralement pas d'aciers supplémentaires dans ces sections qui sont très comprimées ;
- ainsi, on suppose que l'effort normal est constant au cours du temps ;
- le moment de flexion ne dépend donc plus que de la courbure  $\mathcal{Y}$  (puisque alors la valeur de  $\varepsilon$  s'ajuste de manière à obtenir l'équilibre des efforts normaux) ;
- il est alors possible de tracer pour chaque section une courbe  $M/\gamma$  qui régira le comportement en flexion de cette section.

### D.2.1 Loi $M/\gamma$

1. Fixer la valeur de  $N_p$  (0 si dalle supérieure, charge verticale permanente « à froid » dans le cas d'un piédroit. Attention, pour un portique à plusieurs travées, cette charge peut varier sensiblement sous l'effet des sollicitations thermiques).
2. Choisir une valeur de  $\mathcal{Y}$ .
3. À l'aide d'un outil de type « solveur Excel », déterminer la valeur de  $\mathcal{E}$  telle qu'il y ait équilibre des efforts normaux résistant et sollicitant, compte tenu de la valeur de  $\mathcal{Y}$  choisie.
4. Intégrer les contraintes de façon à obtenir la valeur du moment résistant concomitant.
5. Répéter les opérations 2 et 3 autant de fois que nécessaire en faisant varier la valeur de  $\mathcal{Y}$  de façon à obtenir une courbe avec une densité de point satisfaisante.



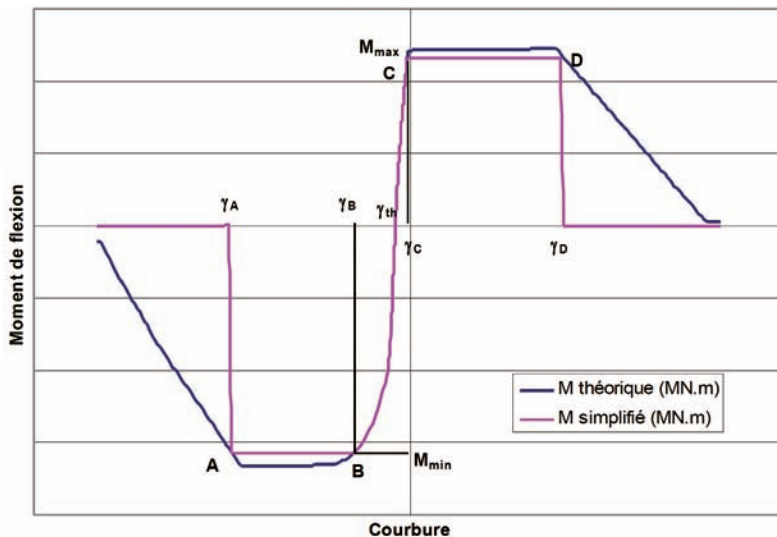
On obtient alors une courbe ayant l'allure suivante :



## D.2.2 Simplification de la loi $M/\gamma$

Ces paramètres sont tous déterminés par l'étude des lois de déformation.

Dans un premier temps, On procède à une « simplification » de ces lois de la façon suivante (pour la loi  $M/\gamma$ ) :



1. Détermination des moments  $M_{min,th}$  ( $< 0$ ) et  $M_{max,th}$  ( $> 0$ ), respectivement moments minimum et maximum théoriques ;
2. Le palier plastique inférieur est fixé à  $M_{min} = 0,95 M_{min,th}$  et le palier plastique supérieur est fixé à  $M_{max} = 0,95 M_{max,th}$  (pour éviter d'avoir des rigidités trop faibles qui risqueraient de faire diverger le calcul)
3. Les points A, B, C et D sont définis par intersection de la courbe théorique avec les paliers plastiques ;
4. Pour  $\gamma < \gamma_A$  ou  $\gamma > \gamma_D$ ,  $M = 0$  ;
5. Pour  $\gamma_B < \gamma < \gamma_C$ , les courbes théorique et simplifiée sont confondues.

### D.2.3 Rigidité fissurée chauffée

On considère que le comportement de la structure est localement, c'est-à-dire pour une faible variation de l'effort, linéaire. Ainsi pour une valeur de  $(\gamma, \epsilon_0)$  donnée, on définit la rigidité en flexion :

$$EI = \frac{dM(\gamma)}{d\gamma}$$

(pente de la tangente à la courbe  $M/\gamma$ )

Pour la rigidité à l'effort normal, on conserve tout au long du calcul la rigidité ES à froid de la section non fissurée.

Ainsi, on choisit une valeur fixe du module d'Young E. Par exemple, on pourra choisir le module à froid calculé pour une déformation nulle (tangente à l'origine de la loi contrainte-déformation), soit

$$E_b = \frac{3 \cdot f_{ck}}{2 \cdot \epsilon_{cl}} = \frac{3 \cdot f_{ck}}{0,005} = 600 \cdot f_{ck}$$

L'inertie I est calculée telle que :

$$E_b \cdot I = \frac{dM(\gamma)}{d\gamma}$$

soit

$$I = \frac{1}{E_b} \cdot \frac{dM(\gamma)}{d\gamma}$$

La section S est prise égale à la section géométrique.

# MÉTHODE ITÉRATIVE

## E.1 GÉNÉRALITÉS

On reprend ici les formules et notations du paragraphe 3.3.3.

En posant  $E_b(z) = \frac{\sigma_b(\epsilon_{méca})}{\epsilon_{méca}}$  et  $E_{ai} = \frac{\sigma_{ai}(\epsilon_{méca})}{\epsilon_{méca}}$  (modules sécants du béton et de l'acier), on a :

$$N(\gamma; \epsilon_0) = \iint_{\text{béton}} E_b(z) \cdot (\epsilon_0 - \epsilon_{th}(T)) \cdot d\Sigma + \iint_{\text{béton}} E_b(z) \cdot \gamma \cdot z \cdot d\Sigma + \sum_{i=1}^{nb \text{ armatures}} E_{ai} \cdot (\epsilon_0 - \epsilon_{th}(T)) \cdot As_i + \sum_{i=1}^{nb \text{ armatures}} E_{ai} \cdot \gamma \cdot z_i \cdot As_i \quad [5]$$

et

$$M(\gamma; \epsilon_0) = \iint_{\text{béton}} E_b(z) \cdot (\epsilon_0 - \epsilon_{th}(T)) \cdot z \cdot d\Sigma + \iint_{\text{béton}} E_b(z) \cdot \gamma \cdot z^2 \cdot d\Sigma + \sum_{i=1}^{nb \text{ armatures}} E_{ai} \cdot (\epsilon_0 - \epsilon_{th}(T)) \cdot z \cdot As_i + \sum_{i=1}^{nb \text{ armatures}} E_{ai} \cdot \gamma \cdot z_i^2 \cdot As_i \quad [6]$$

En posant :

$$ESI = \iint_{\text{béton}} E_b(z) \cdot d\Sigma + \sum_{i=1}^{nb \text{ armatures}} E_{ai} \cdot As_i \quad [7]$$

$$EMI = \iint_{\text{béton}} E_b(z) \cdot z \cdot d\Sigma + \sum_{i=1}^{nb \text{ armatures}} E_{ai} \cdot z_i \cdot As_i \quad [8]$$

$$EII = \iint_{\text{béton}} E_b(z) \cdot z^2 \cdot d\Sigma + \sum_{i=1}^{nb \text{ armatures}} E_{ai} \cdot z_i^2 \cdot As_i \quad [9]$$

Il vient, dans la structure réelle :

$$N(\gamma; \epsilon_0) = ESI \cdot \epsilon_0 + EMI \cdot \gamma - \iint_{\text{béton}} E_b(z) \cdot \epsilon_{th}(T) \cdot d\Sigma - \sum_{i=1}^{nb \text{ armatures}} E_{ai} \cdot \epsilon_{th}(T) \cdot As_i \quad [10]$$

$$M(\gamma; \epsilon_0) = EMI \cdot \epsilon_0 + EII \cdot \gamma - \iint_{\text{béton}} E_b(z) \cdot \epsilon_{th}(T) \cdot z \cdot d\Sigma - \sum_{i=1}^{nb \text{ armatures}} E_{ai} \cdot \epsilon_{th}(T) \cdot z \cdot As_i \quad [11]$$

## E.2 APPLICATION AU MODÈLE

Le modèle de calcul est un modèle linéaire auquel on impose par ailleurs une déformation thermique ( $\gamma'_{th}$  ;  $\epsilon'_{0,th}$ ) à déterminer. Il doit toutefois refléter le comportement de la section réelle, c'est-à-dire que la même valeur de déformation totale doit donner le même torseur d'effort.

Notons E le module (uniforme) du matériau.

On a cette fois en tout point :

$$\sigma(\epsilon) = E \cdot \epsilon \quad \text{où } \epsilon \text{ est la déformation mécanique}$$

Soit  $(\gamma' ; \epsilon'_0)$  les paramètres de déformation totale d'une section du modèle, exprimés au centre de gravité de celle-ci.

$$N'(\gamma' ; \epsilon'_0) = \iint_{\text{section}} E \cdot ((\epsilon'_0 - \epsilon'_{0,th}) + (\gamma' - \gamma'_{th}) \cdot z) \cdot d\Sigma = E \cdot ((\epsilon'_0 - \epsilon'_{0,th}) \cdot \iint_{\text{section}} d\Sigma + (\gamma' - \gamma'_{th}) \cdot \iint_{\text{section}} z \cdot d\Sigma)$$

$$M'(\gamma' ; \epsilon'_0) = \iint_{\text{section}} E \cdot ((\epsilon'_0 - \epsilon'_{0,th}) + (\gamma' - \gamma'_{th}) \cdot z) \cdot z \cdot d\Sigma = E \cdot ((\epsilon'_0 - \epsilon'_{0,th}) \cdot \iint_{\text{section}} z \cdot d\Sigma + (\gamma' - \gamma'_{th}) \cdot \iint_{\text{section}} z^2 \cdot d\Sigma)$$

Or :

$$\iint_{\text{section}} d\Sigma = S = \text{Surface de la section}$$

$$\iint_{\text{section}} z \cdot d\Sigma = 0 \quad (\text{on est au cdg de la section})$$

$$\iint_{\text{section}} z^2 \cdot d\Sigma = I = \text{Inertie de la section}$$

d'où :

$$N'(\gamma' ; \epsilon'_0) = E \cdot S \cdot (\epsilon'_0 - \epsilon'_{0,th}) \quad [12]$$

$$M'(\gamma' ; \epsilon'_0) = E \cdot I \cdot (\gamma' - \gamma'_{th}) \quad [13]$$

en identifiant les équations [10] et [12] d'une part, et [11] et [13] d'autre part, on a :

$$E \cdot S \cdot \epsilon'_0 - E \cdot S \cdot \epsilon'_{0,th} = ESI \cdot \epsilon_0 + EMI \cdot \gamma - \iint_{\text{béton}} E_b(z) \cdot \epsilon_{th}(T) \cdot d\Sigma - \sum_{i=1}^{nb \text{ armatures}} E_{ai} \cdot \epsilon_{th}(T) \cdot A_{s_i} \quad [14]$$

$$E \cdot I \cdot \gamma' - E \cdot I \cdot \gamma'_{th} = EMI \cdot \epsilon_0 + EII \cdot \gamma - \iint_{\text{béton}} E_b(z) \cdot \epsilon_{th}(T) \cdot z \cdot d\Sigma - \sum_{i=1}^{nb \text{ armatures}} E_{ai} \cdot \epsilon_{th}(T) \cdot z \cdot A_{s_i} \quad [15]$$

Choisissons E, S et I tels que E.S = ES1 et E.I = EI1

L'objectif est d'avoir en tout point du modèle les mêmes déformations et les mêmes efforts que dans la structure « réelle ».

Commençons par imposer l'égalité des déformations :

$$\epsilon'_0 = \epsilon_0 \text{ et } \gamma'_0 = \gamma_0$$

L'idée est d'ajuster à chaque itération la valeur des déformations thermiques de façon à respecter les égalités [14] et [15].

On obtient :

$$\epsilon'_{0,th} = \epsilon_0 - \frac{N(\gamma, \epsilon_0)}{ESI} \quad [16]$$

$$\gamma'_{th} = \gamma - \frac{M(\gamma, \epsilon_0)}{EII} \quad [17]$$

### E.3 ALGORITHME DE BASE

Comme vu précédemment, il s'agit de procéder de façon itérative en réajustant en permanence la rigidité des barres et la valeur de la déformation thermique imposée afin de suivre au mieux la loi de comportement « réelle » de la section.

Pour chaque section, on définit les paramètres suivants :

$ES_n$  : Rigidité à l'effort normal à l'itération n

$EI_n$  : Rigidité en flexion à l'itération n

$(\gamma'_{th,n} ; \epsilon_{0th,n})$  : Déformation thermique imposée à l'itération n

$(M'_n ; N'_n)$  : Efforts issus du modèle à l'itération n

$(M_n ; N_n)$  : Efforts « recalés » à l'itération n pour préparer l'itération n+1

### E.3.1 Déroulement d'une itération courante

À l'issue de l'itération n-1 , on a posé :

$$EI_n = EI_{I_n} = \iint_{\text{béton}} E_b(z) \cdot z^2 \cdot d\Sigma + \sum_{i=1}^{\text{nb armatures}} E_{ai} \cdot z_i^2 \cdot AS_i$$

$$ES_n = ES_{I_n} = \iint_{\text{béton}} E_b(z) \cdot d\Sigma + \sum_{i=1}^{\text{nb armatures}} E_{ai} \cdot AS_i$$

$$\epsilon_{0th,n} = \epsilon_{0,n-1} - \frac{N_{n-1}}{ES_{n-1}}$$

$$\gamma_{th,n} = \gamma_{n-1} - \frac{M_{n-1}}{EII_{n-1}}$$

Les paramètres de rigidité sont introduits dans le modèle. En général, on fixe la valeur du module d'Young des matériaux, et on ajuste les valeurs de section droite et d'inertie en conséquence.

La déformation thermique  $(\gamma_{th,n} ; \epsilon_{0th,n})$  est introduite sous la forme d'une déformation imposée, ou bien par le biais d'un chargement thermique pour les logiciels qui le permettent. Les autres charges sont définies classiquement.

Le modèle fournit en retour la valeur des efforts  $(M'_n ; N'_n)$ .

En inversant les formules [16] et [17], on en déduit la déformation relative totale :

$$\epsilon_{0,n} = \epsilon_{0th,n} + \frac{N'_n}{ES_n}$$

$$\gamma_n = \gamma_{th,n} + \frac{M'_n}{EI_n}$$

Par application des formules [10] et [11] on trouve la valeur des efforts  $(M_n ; N_n)$  correspondant à la déformation totale  $(\gamma_n ; \epsilon_{0,n})$ . On définit les nouveaux paramètres de rigidité  $ES_{n+1}$  et  $EI_{n+1}$  en appliquant les formules [7] et [9], puis on reboucle en posant :

$$\epsilon_{0th,n+1} = \epsilon_{0,n} - \frac{N_n}{ES_n}$$

$$\gamma_{th,n+1} = \gamma_n - \frac{M_n}{EI_n}$$

On introduit ces paramètres dans le modèle de calcul, et ainsi de suite...

### E.3.2 Initialisation

On initialise le calcul en utilisant les caractéristiques RdM des sections :

$ES_0$  = Module du béton \* surface de la section droite de béton

$EI_0$  = Module du béton \* inertie propre de la section droite de béton

$(\gamma_{th,n} ; \epsilon_{0th,n}) = (0 ; 0)$

## E.4 ALGORITHME COMPLÉMENTAIRE

La convergence de l'algorithme précédent peut être améliorée en réalisant un excentrement de chacune des barres du modèle d'une valeur égale à :

$$z_{0,n} = \frac{EM_{n-1}}{EI_{n-1}}$$

On pose  $z' = z - z_0$ .

$z$  désigne l'ordonnée calculée par rapport à la fibre moyenne géométrique de la structure réelle.

$z'$  désigne l'ordonnée calculée par rapport à la barre du modèle.

On a alors :

$$ES_n = ES_{1n} = \iint_{\text{béton}} E_b(z) \cdot d\Sigma + \sum_{i=1}^{nb\text{ armatures}} E_{ai} \cdot As_i \quad [7]'$$

$$EI_n = EII_n - z_{0,n}^2 \cdot ES_{1n} = \iint_{\text{béton}} E_b(z) \cdot z^2 \cdot d\Sigma + \sum_{i=1}^{nb\text{ armatures}} E_{ai} \cdot z_i^2 \cdot As_i - z_{0,n}^2 \cdot ES_{1n} \quad [9]'$$

$$\epsilon'_{0th,n} = \epsilon_{0,n-1} - \frac{N_{n-1}}{ES_{n-1}} + \gamma_n \cdot z_{0,n} \quad [16]'$$

$$\gamma'_{th,n} = \gamma_{n-1} - \frac{M_{n-1}}{EII_{n-1}} + \frac{N_{n-1} \cdot z_0}{EI_n} \quad [17]'$$

Le modèle fournit en retour la valeur des efforts ( $M'_n$  ;  $N'_n$ ).

En inversant les formules [16]' et [17]', on en déduit la déformation relative totale :

$$\epsilon_{0,n} = \epsilon_{0th,n} + \frac{N'_n}{ES_n} - \gamma_n \cdot z_{0,n}$$

$$\gamma_n = \gamma_{th,n} + \frac{M'_n}{EI_n} - \frac{N_{n-1} \cdot z_0}{EI_n}$$

## CALCUL DE LA LONGUEUR MAXIMALE DES BARRES DANS LES MODÈLES AVEC ROTULE

Dans le cadre de la mise en œuvre de la méthode de calcul avec rigidité sécante, la vérification du fonctionnement des rotules plastiques se fait en limitant la courbure de la barre plastifiée. Cette courbure est limitée à la rotation plastique admissible divisée par la longueur de la barre. On raisonne simplement en courbure plutôt qu'en rotation, mais la limite réglementaire est toujours une rotation.

Ainsi le critère de vérification est :  $\omega_{\text{rotule}} < \omega_{\text{admissible}}$   
qui se traduit par :  $\gamma_{\text{barre}} < \omega_{\text{admissible}} / l_{\text{barre}}$  ①

Au sein de la barre, la courbure est également limitée par les déformations ultimes du béton et de l'acier.  
Ainsi la courbure maximale de la barre sera égale à :

$$\gamma_{\text{barre}} < (\varepsilon_{\text{ud}} + \varepsilon_{\text{cu2}}) / d \quad \textcircled{2}$$

Pour que le critère de plastification des rotules soit indépendant de la longueur de la barre, il faut que le critère ① soit atteint avant le critère ② soit :  $(\varepsilon_{\text{ud}} + \varepsilon_{\text{cu2}}) / d < \omega_{\text{admissible}} / l_{\text{barre}}$

$$\text{d'où : } l_{\text{barre}} < d \omega_{\text{admissible}} / (\varepsilon_{\text{ud}} + \varepsilon_{\text{cu2}})$$

Pour  $\omega_{\text{admissible}} = 25 \text{ mrad}$ ,  $(\varepsilon_{\text{ud}} + \varepsilon_{\text{cu2}}) \approx 50 \text{ ‰}$  et  $d \approx h$ , cela donne un ordre de grandeur de  $l_{\text{barre}} < 0,5h$ .

# ÉTUDE G3 DE LA TRANCHÉE COUVERTE DE RUEIL

Il s'agit de la tranchée couverte de l'autoroute A86 dans la déviation de Rueil-Malmaison dans les Hauts-de-Seine (92).

L'ouvrage comporte 2 tranchées accolées :

- au sud, la couverture BREGUET, d'une longueur de 350 m
- au nord, la couverture BELLERIVE, d'une longueur de 730 m.

BELLERIVE et BREGUET sont des portiques doubles en parois moulées avec radier. Nous détaillons dans cette annexe l'étude de BREGUET.

## F.1 DESCRIPTION OUVRAGE

### F.1.1 Matériaux

#### Béton

Densité =  $2.5 \text{ t/m}^3$

Résistance à la compression :  $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$

Dilatation thermique :  $1.10^{-5}$

#### Acier

Limite d'élasticité :  $f_e = 500 \text{ MPa}$

### F.1.2 Géométrie

On choisit de modéliser le plot 12, qui est représentatif de l'ensemble de la structure.

On modélise le plot sur 1 mètre de large.

La portée est de 15,25 m, la hauteur des piédroits latéraux 7,3 m, la hauteur du piédroit central 6,26 m.

La dalle a une épaisseur variable, variant de 1,05 m au niveau des goussets et 0,8 m en travée.

Les piédroits latéraux ont une épaisseur de 0,7 m, le piédroit central 0,6 m.

L'épaisseur du radier est de 1,2 m.

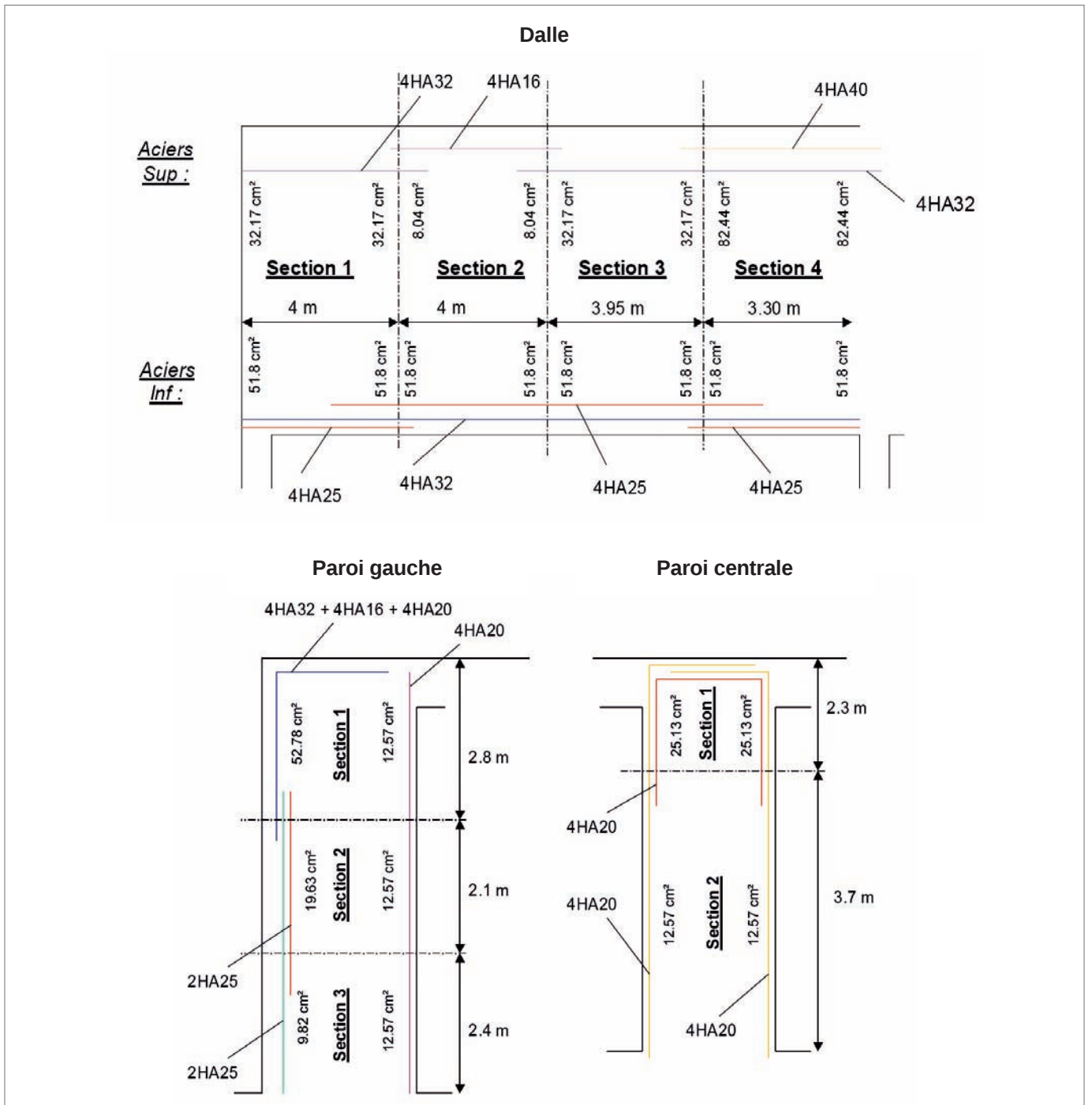
#### Définition des appuis

On reprend la même valeur que la note d'hypothèses générales. La raideur du sol est donc prise égale à  $300 \text{ t/m}^3$ .

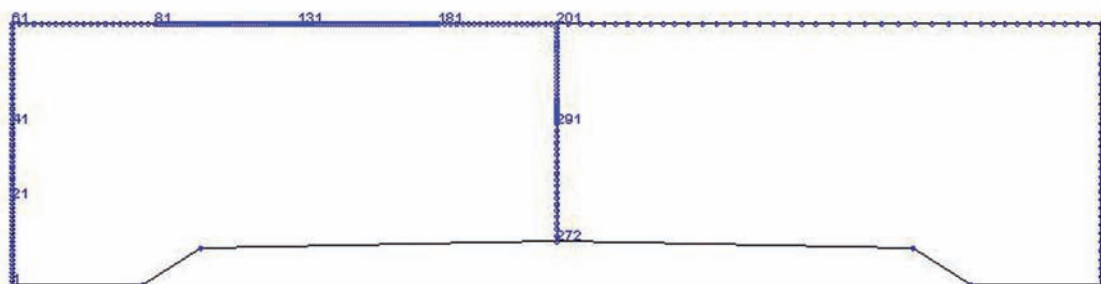
#### Disposition des aciers

Les aciers pris en compte sont représentés sur les figures suivantes, qui grossissent l'élément concerné :





Compte tenu de la disposition des aciers, nous prenons 4 sections différentes pour la dalle, 3 pour le piédroit gauche et 2 pour le piédroit droit. Les nœuds aux points de jonction de ces différentes sections sont donnés par le schéma suivant.



## F.1.3 Chargements

Le cas de charge étudié est le suivant :

- Poids propre (densité de 2,5 t/m<sup>3</sup>).
- Charges permanentes sur les traverses gauche et droite : 3 t/m<sup>2</sup>
- Charges latérales gauches et droites : remblai à 2,0 t/m<sup>2</sup> avec K = 0,5
- Poussée des terres et poussée de l'eau : K = 0,5

## F.2 SCÉNARIO : CHARGEMENT SOLIDE EN VOIE LENTE OU RAPIDE

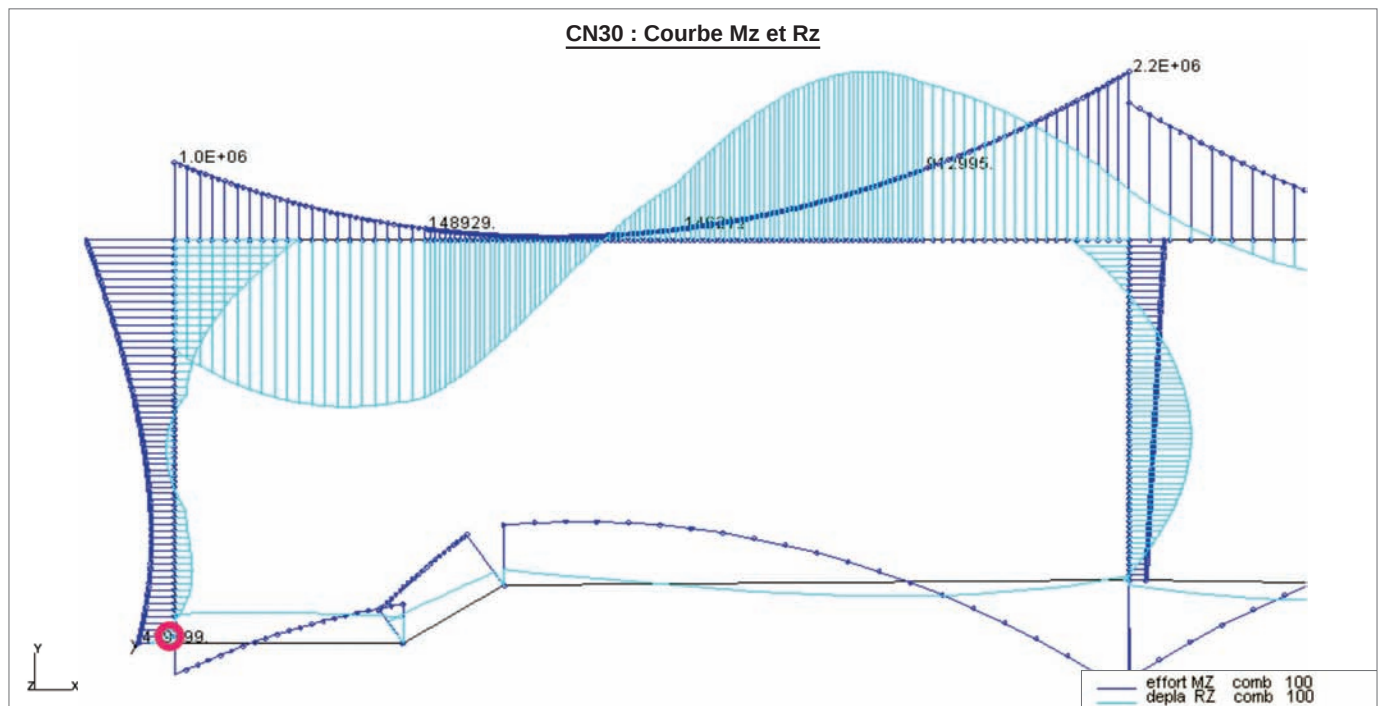
Nous allons, avec ce scénario, étudier 2 cas :

- le cas où l'incendie touche la dalle de gauche ainsi que la totalité des piédroits gauche et central.
- le cas où seules la dalle de gauche et environ la moitié de la partie supérieure des piédroits gauche et central sont soumises au feu.

### F.2.1 Incendie sous la dalle gauche et sur la totalité des piédroits gauche et central

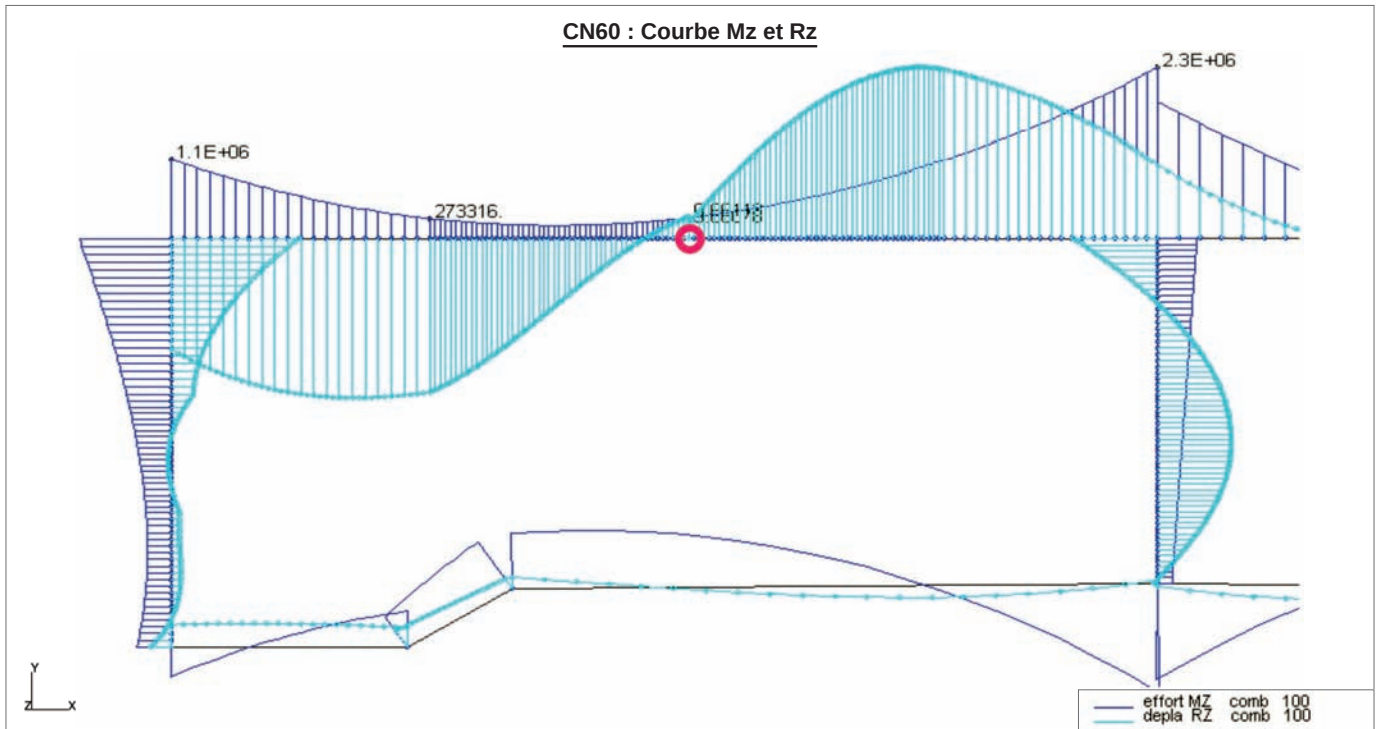
#### Tenue au feu CN

À partir de CN30 et jusque CN120 des rotules plastiques apparaissent successivement aux barres n°1, n°131 et n°81 sans jamais dépasser la capacité de rotation maximale de 25 mrad.



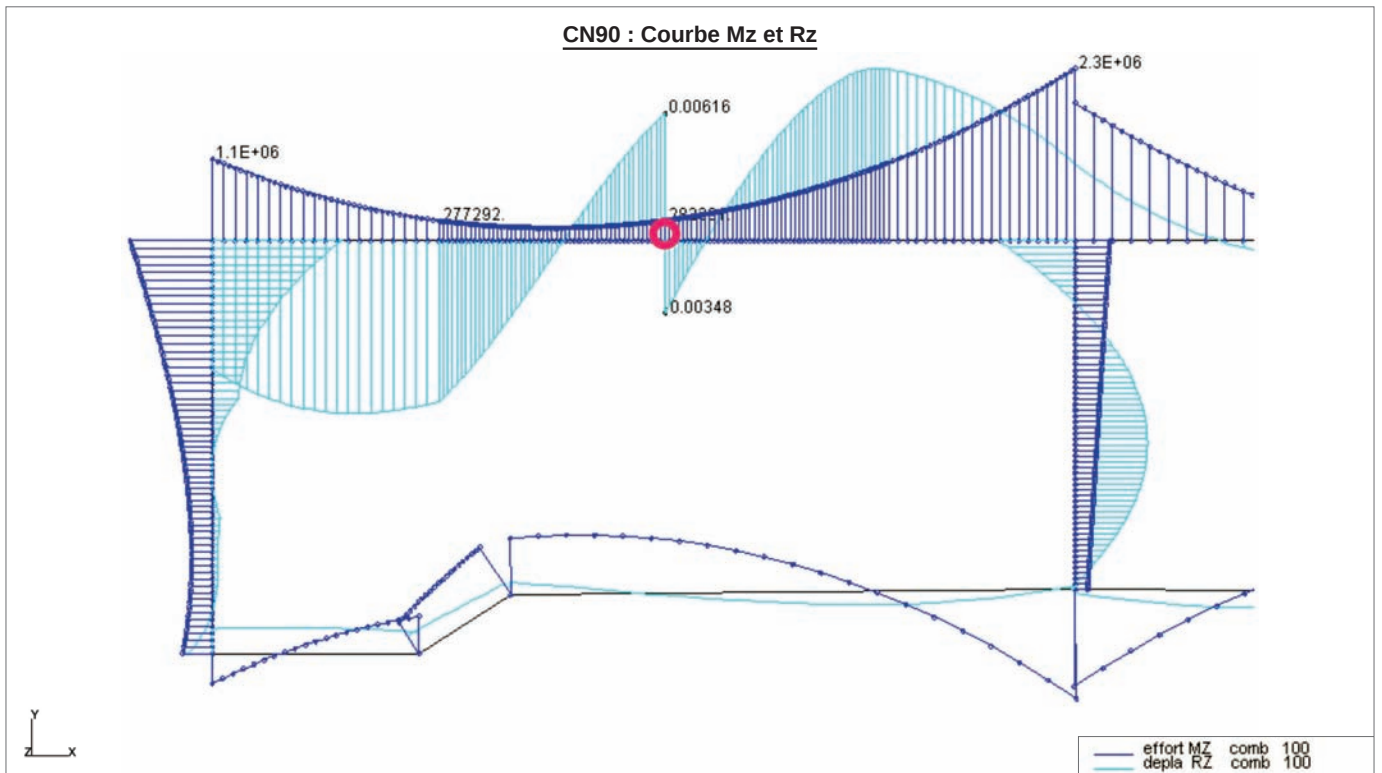
Une rotule plastique apparaît à la barre n°1, elle vaut  $0,8957 \text{ mrad} < 25 \text{ mrad}$ . Le moment sollicitant est supérieur au moment résistant de cette barre :

$$M_{sol} = 419\,999 \text{ tm} > M_{res} = 408\,859 \text{ tm}$$



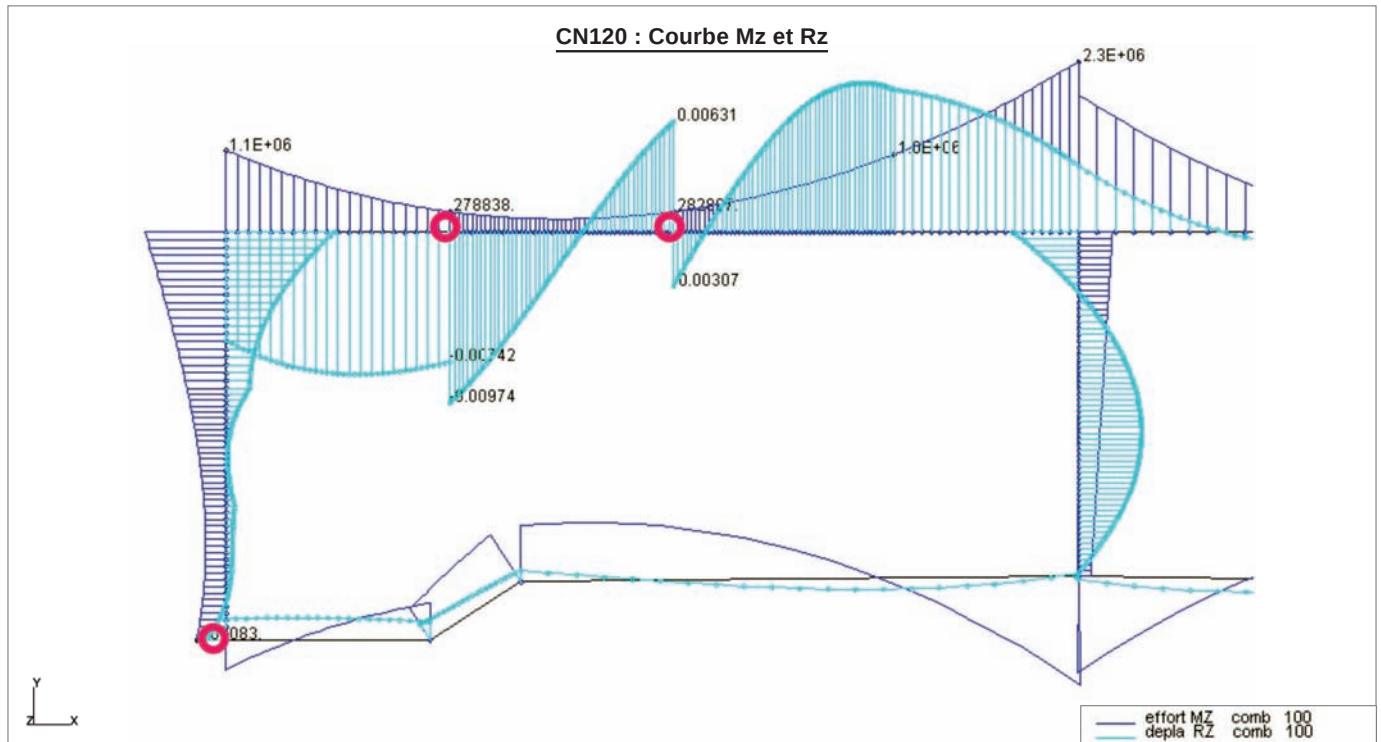
Une rotule plastique apparaît à la barre n°131, elle vaut  $1,13 \cdot 0,78 = 0,35$  mrad  $< 25$  mrad. Le moment sollicitant est supérieur au moment résistant de cette barre :

$$M_{sol} = 286\,281 \text{ tm} > M_{res} = 275\,914 \text{ tm}$$



La rotule plastique à la barre n°131 tourne, la rotation vaut  $6,16 + 3,48 = 9,64$  mrad  $< 25$  mrad. Le moment sollicitant est supérieur au moment résistant de cette barre :

$$M_{sol} = 282\,331 \text{ tm} > M_{res} = 273\,996 \text{ tm}$$



3 rotules coexistent sans entraîner la ruine de la structure :

- Une rotule plastique à la barre n°1, la rotation vaut  $1,19 \text{ mrad} < 25 \text{ mrad}$ . Le moment sollicitant est supérieur au moment résistant de cette barre :

$$M_{\text{sol}} = 408\,083 \text{ tm} > M_{\text{res}} = 396\,019 \text{ tm}$$

- Une rotule plastique à la barre n°81, la rotation vaut  $9,74 - 7,42 = 2,32 \text{ mrad} < 25 \text{ mrad}$ . Le moment sollicitant est supérieur au moment résistant de cette barre :

$$M_{\text{sol}} = 278\,838 \text{ tm} > M_{\text{res}} = 273\,278 \text{ tm}$$

- Une rotule plastique à la barre n°131, la rotation vaut  $6,31 + 3,07 = 9,38 \text{ mrad} < 25 \text{ mrad}$ . Le moment sollicitant est supérieur au moment résistant de cette barre :

$$M_{\text{sol}} = 282\,897 \text{ tm} > M_{\text{res}} = 273\,278 \text{ tm}$$

**Tableau récapitulatif**

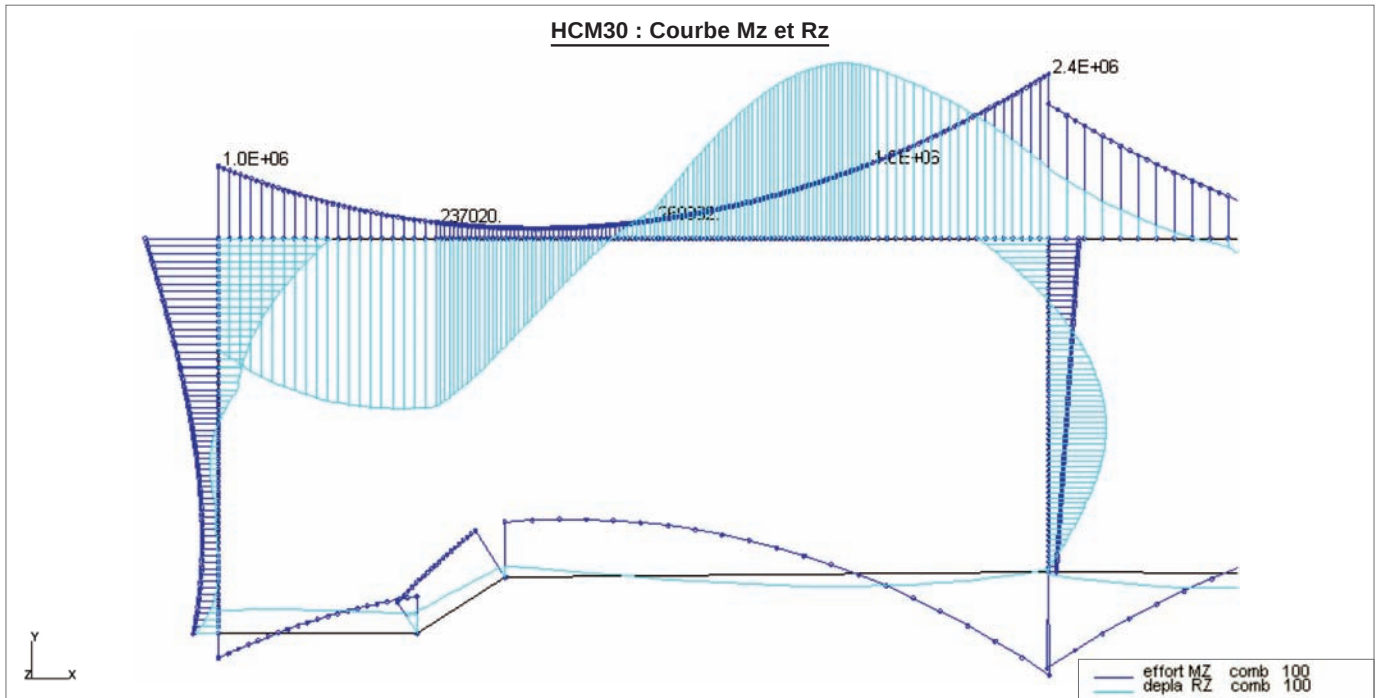
Cas	Nœud de jonction des sections où apparaît la rotule	Rotation de la rotule au dernier incrément (mrad)
CN30	1	0,90
CN60	131	0,35
CN90	131	9,64
CN120	131	9,38
	81	2,32
	1	1,19

## Conclusion

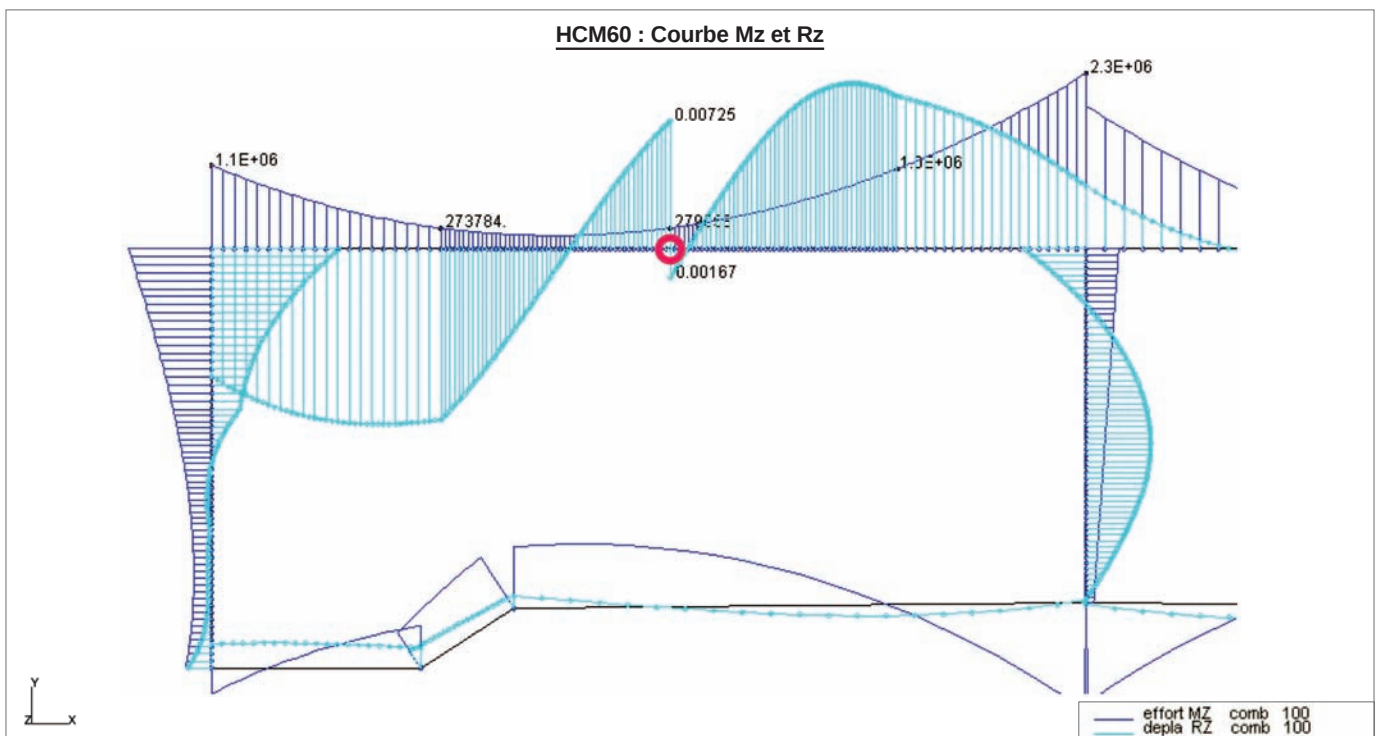
Finalement, quel que soit les paliers de temps étudiés, les rotules qui se forment ne dépassent pas 25 mrad. La structure résiste à un incendie CN120.

## Tenue au feu HCM

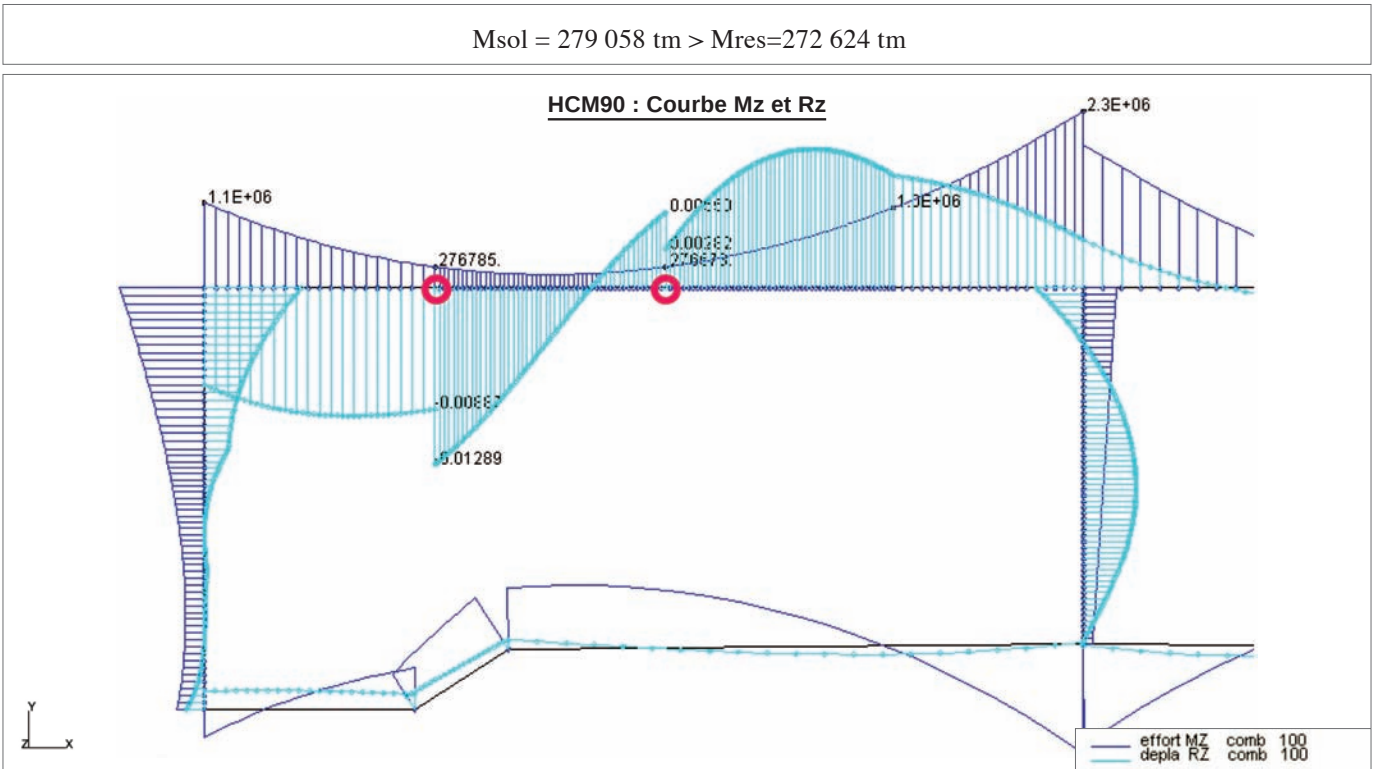
L'étude HCM montre qu'à HCM30 aucune rotule n'apparaît mais qu'à partir de HCM60 et jusque HCM120 des rotules plastiques apparaissent aux barres n°81 et n°131 sans jamais dépasser la capacité de rotation maximale de 25 mrad.



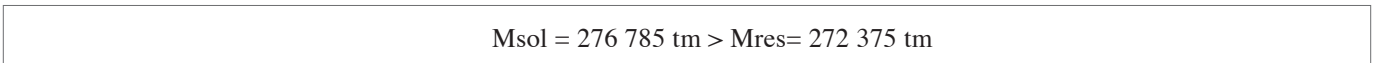
Aucune rotule ne se forme au bout de HCM30, ce qui signifie que le moment résistant est supérieur au moment sollicitant, en tout point de la structure.



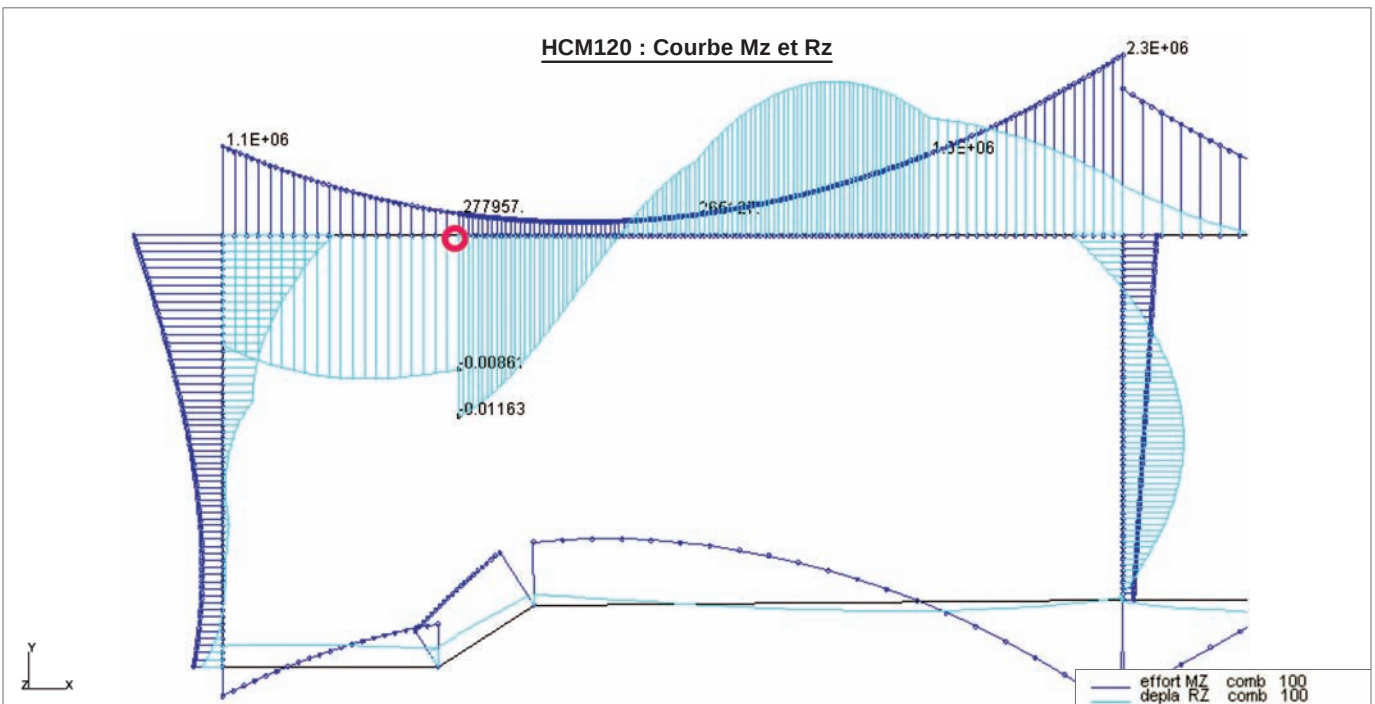
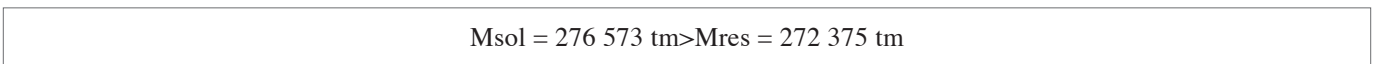
Un rotule plastique apparaît à la barre n°131, la rotation vaut  $7,25+1,67 = 8,92 \text{ mrad} < 25 \text{ mrad}$ . Le moment sollicitant est supérieur au moment résistant de cette barre :



Une rotule plastique apparaît à la barre n°81, la rotation vaut  $12,89-8,87 = 4,02 \text{ mrad} < 25 \text{ mrad}$ . Le moment sollicitant est supérieur au moment résistant de cette barre :



La rotule plastique à la barre n°131 tourne, la rotation vaut  $5,5-2,82 = 2,68 \text{ mrad} < 25 \text{ mrad}$ . Le moment sollicitant est supérieur au moment résistant de cette barre :



La rotule plastique à la barre n°81 tourne, la rotation vaut  $11,63-8,61 = 3,02 \text{ mrad} < 25 \text{ mrad}$ . Le moment sollicitant est supérieur au moment résistant de cette barre :

$$M_{sol} = 277\,957 \text{ tm} > M_{res} = 272\,536 \text{ tm}$$

Tableau récapitulatif

Cas	Nœud de jonction des sections où apparaît la rotule	Rotation de la rotule à l'incrément 100 (mrad)
HCM30	Pas de rotule	Pas de rotule
HCM60	131	8,92
HCM90	131	2,68
	81	4,02
HCM120	81	3,02

## Conclusion

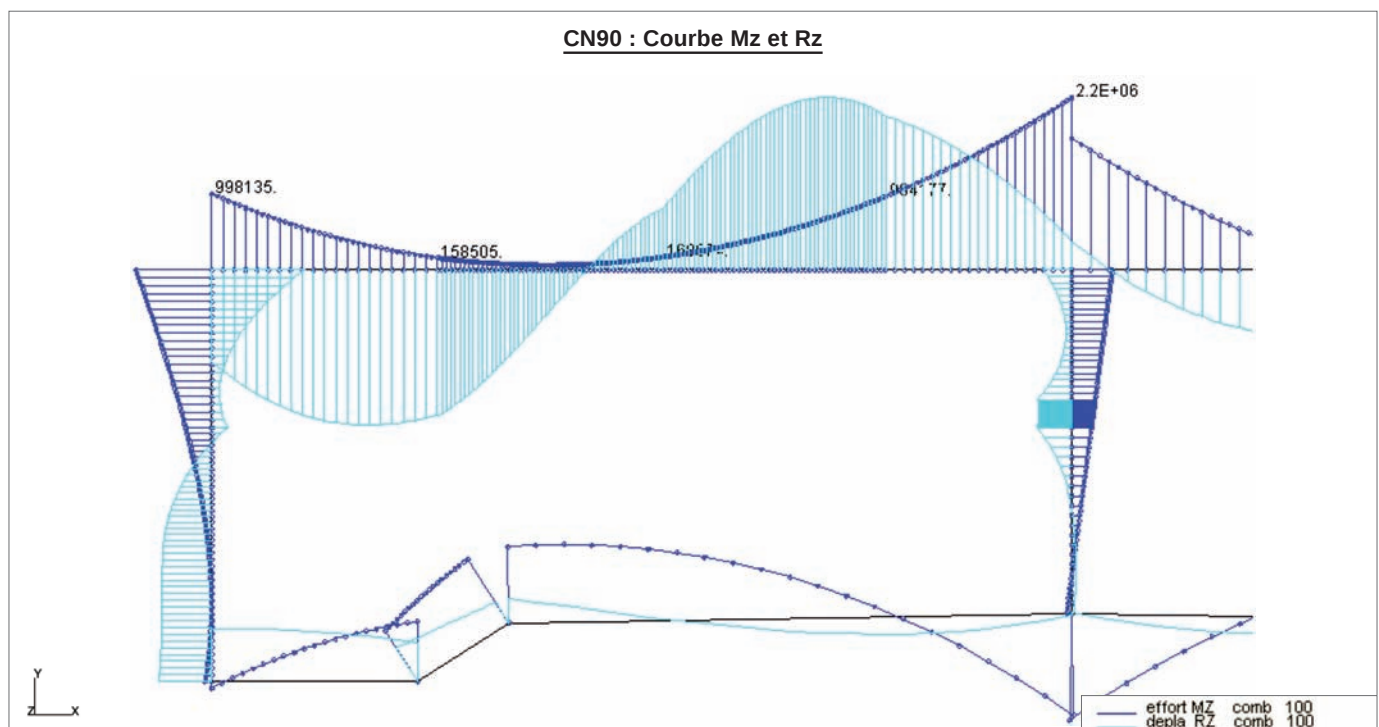
Finalement, quels que soient les paliers de temps étudiés, les rotules qui se forment ne dépassent pas 25 mrad. La structure résiste à un incendie HCM120.

## F.2.2 Incendie sur la dalle gauche et la moitié supérieure des pignons gauche et central

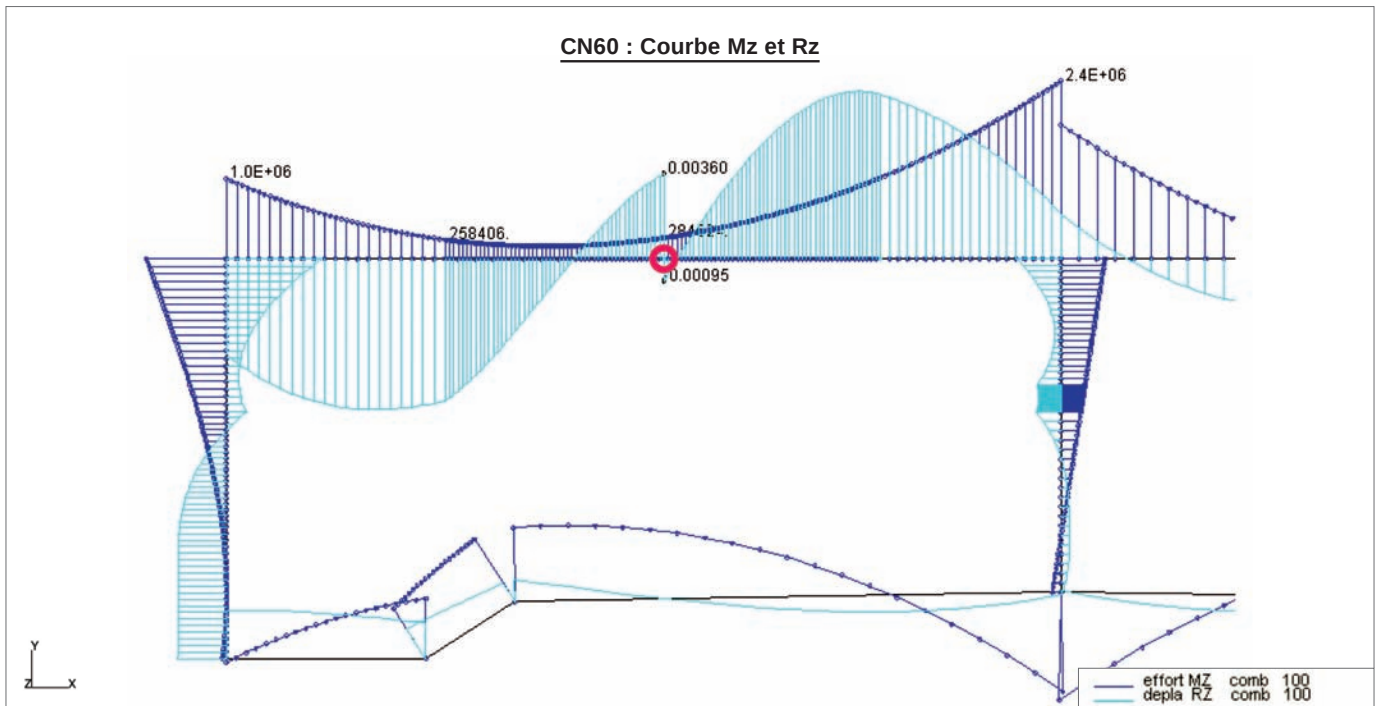
Il s'agit ici d'étudier le même cas que précédemment mais en considérant que seules la dalle gauche et la moitié supérieure des pignons sont soumises au feu.

### Tenue au feu CN

L'étude CN montre qu'à CN30 aucune rotule n'apparaît mais qu'à partir de CN60 et jusque CN120 des rotules plastiques apparaissent aux barres n°81 et n°131 sans jamais dépasser la capacité de rotation maximale de 25 mrad.

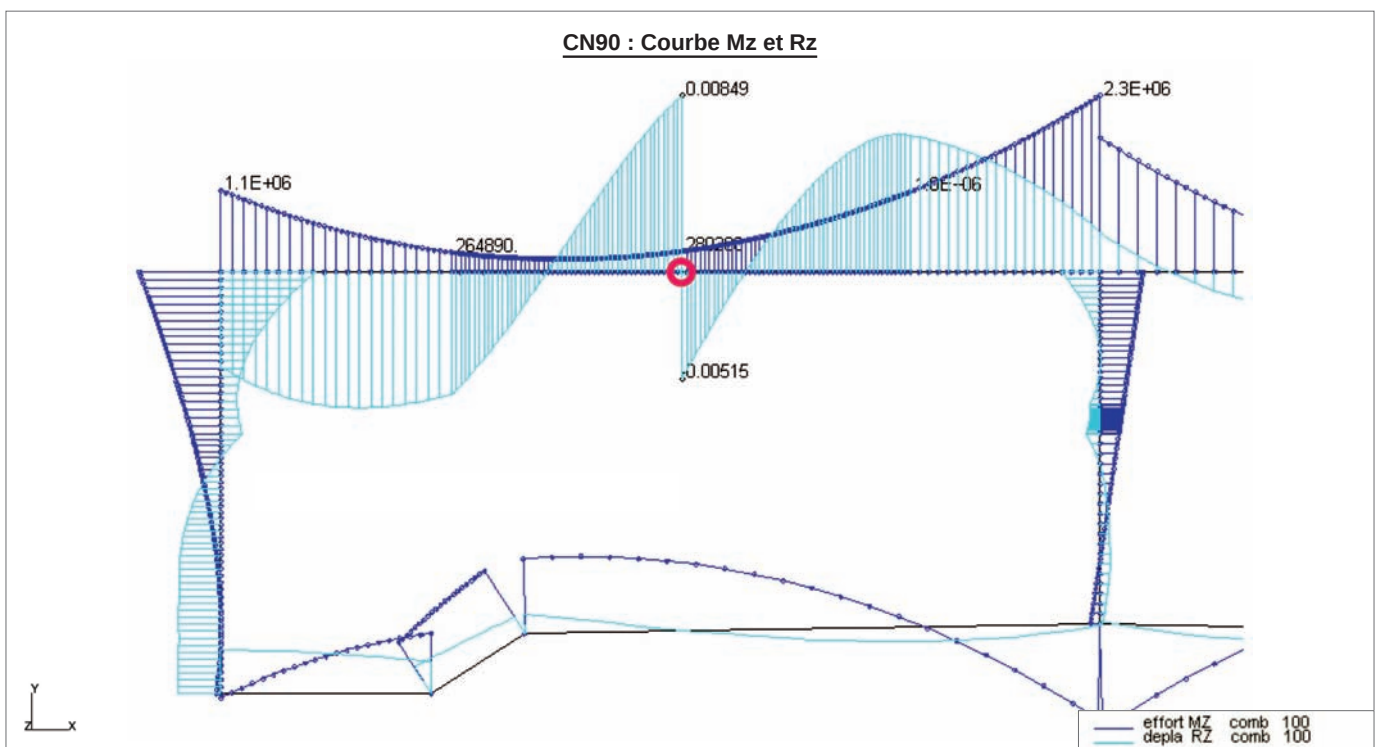


Aucune rotule plastique n'apparaît après CN30, ce qui signifie que le moment résistant est supérieur au moment sollicitant en tout point de la structure.



Une rotule plastique apparaît à la barre n°131, la rotation vaut  $3,6+0,95 = 4,55$  mrad  $< 25$  mrad. Le moment sollicitant est supérieur au moment résistant de cette barre :

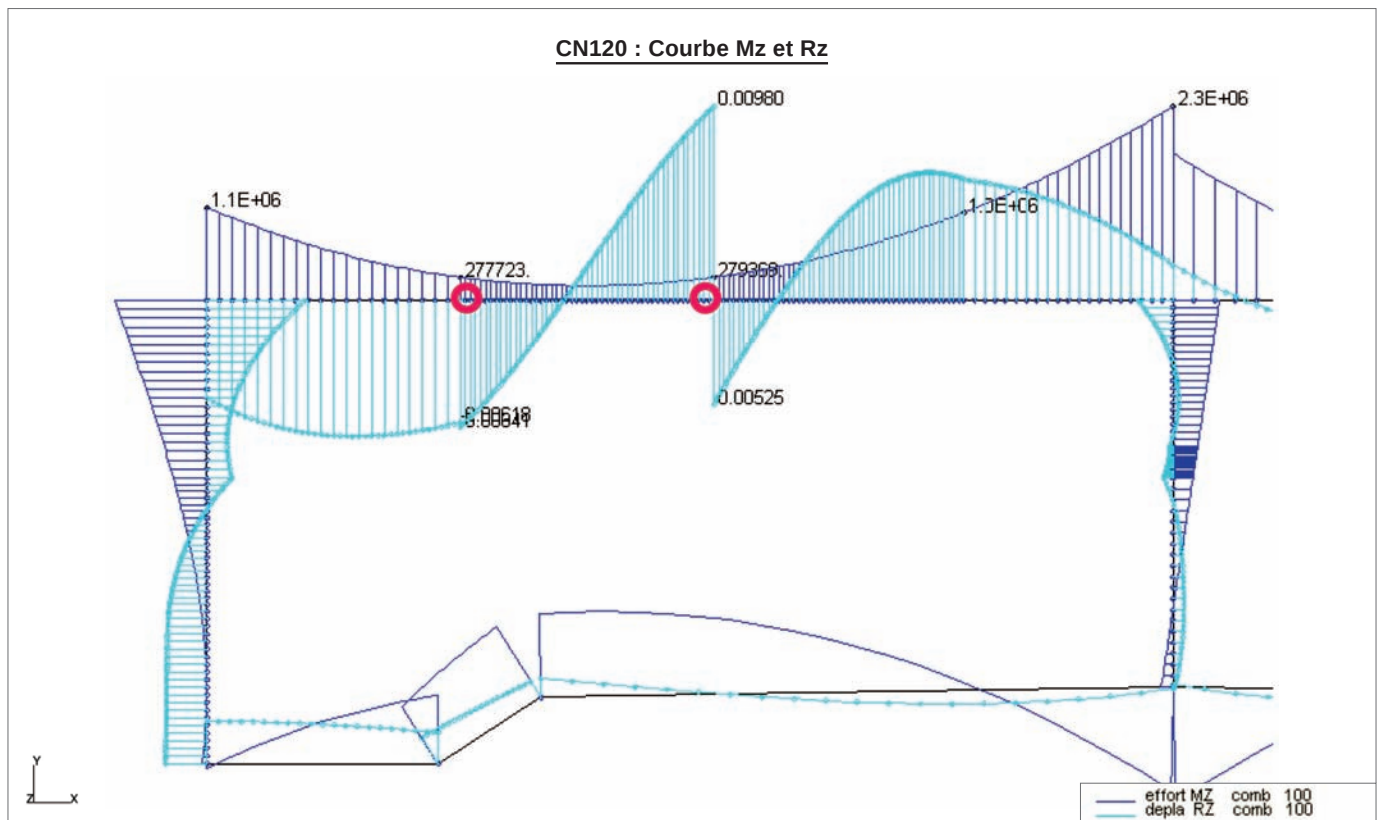
$$M_{sol} = 284\,524 \text{ tm} > M_{res} = 275\,914 \text{ tm}$$



La rotule à la barre n°131 tourne, la rotation vaut  $8,49+5,15 = 13,64$  mrad  $< 25$  mrad. Le moment sollicitant est supérieur au moment résistant de cette barre :

$$M_{sol} = 280\,200 \text{ tm} > M_{res} = 273\,996 \text{ tm}$$





Une rotule plastique apparaît à la barre n°81, la rotation vaut  $6,41-6,18=0,23$  mrad  $< 25$  mrad. Le moment sollicitant est supérieur au moment résistant de cette barre :

$$M_{sol} = 277\,723 \text{ tm} > M_{res} = 273\,278 \text{ tm}$$

La rotule à la barre n°131 tourne, la rotation vaut  $9,8+5,25=15,05$  mrad  $< 25$  mrad. Le moment sollicitant est supérieur au moment résistant de cette barre :

$$M_{sol} = 279\,369 \text{ tm} > M_{res} = 273\,278 \text{ tm}$$

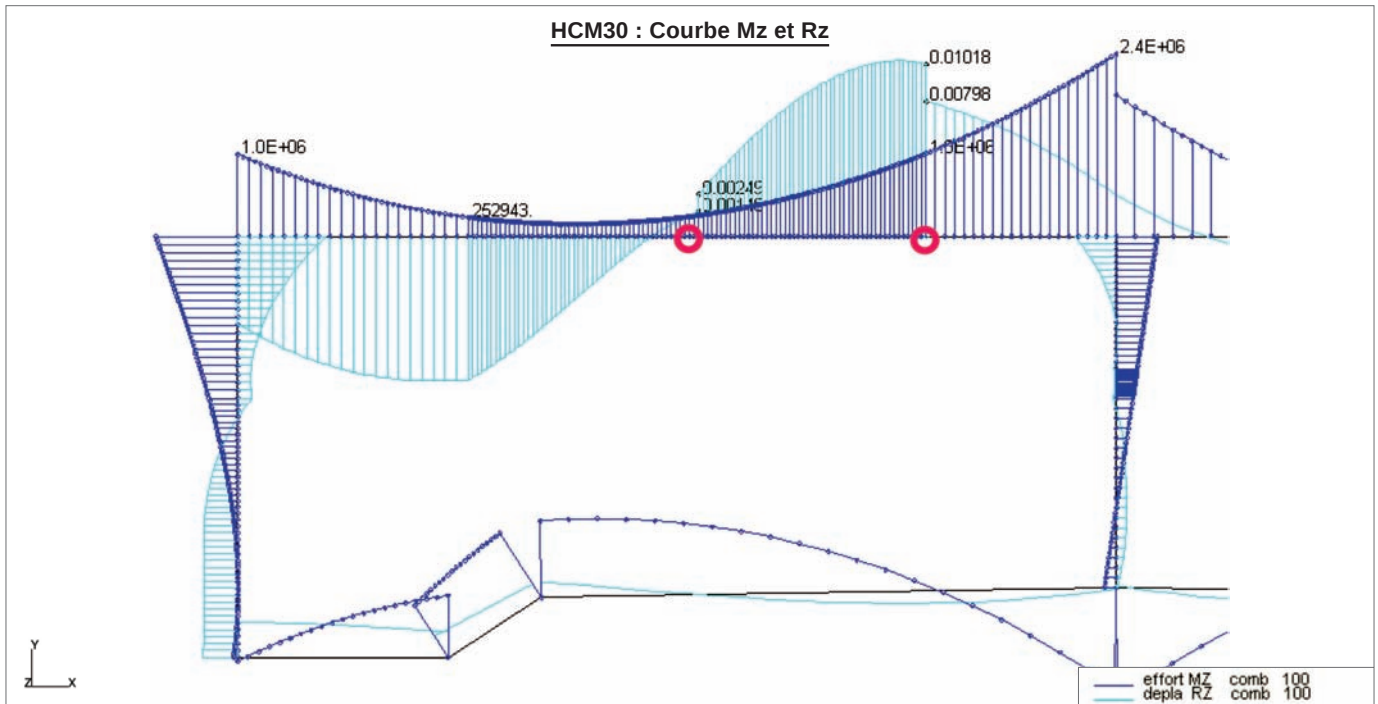
**Tableau récapitulatif**

Cas	Nœud de jonction des sections où apparaît la rotule	Rotation de la rotule au dernier incrément (mrad)
CN30	Pas de rotule	Pas de rotule
CN60	131	4,55
CN90	131	13,64
CN120	131	15,05
	81	0,23

## Conclusion

Finalement, quels que soient les paliers de temps étudiés, les rotules qui se forment ne dépassent pas 25 mrad. La structure résiste à un incendie CN120.

## Tenue au feu HCM



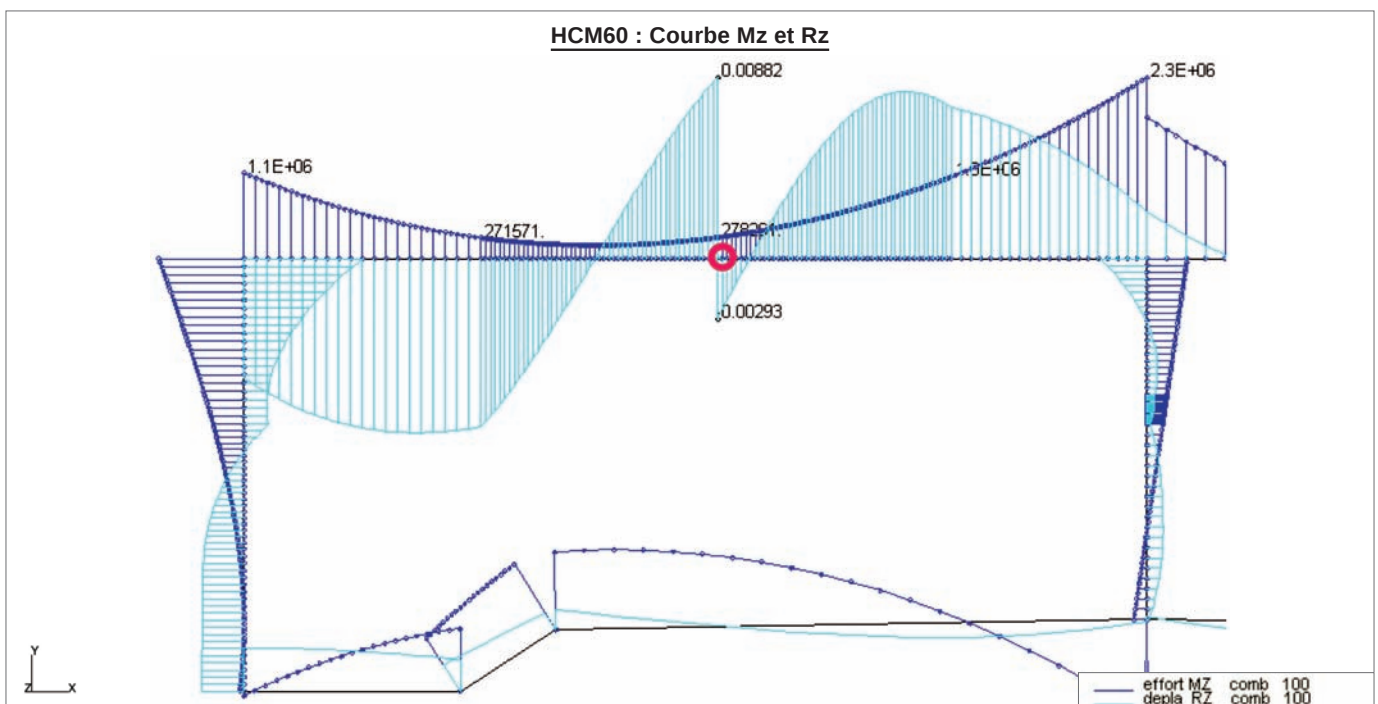
2 rotules apparaissent :

- Une rotule plastique apparaît à la barre n°131, la rotation vaut  $2,49 - 1,48 = 1,01$  mrad  $< 25$  mrad. Le moment sollicitant est supérieur au moment résistant de cette barre :

$$M_{sol} = 278\,836 \text{ tm} > M_{res} = 273\,278 \text{ tm}$$

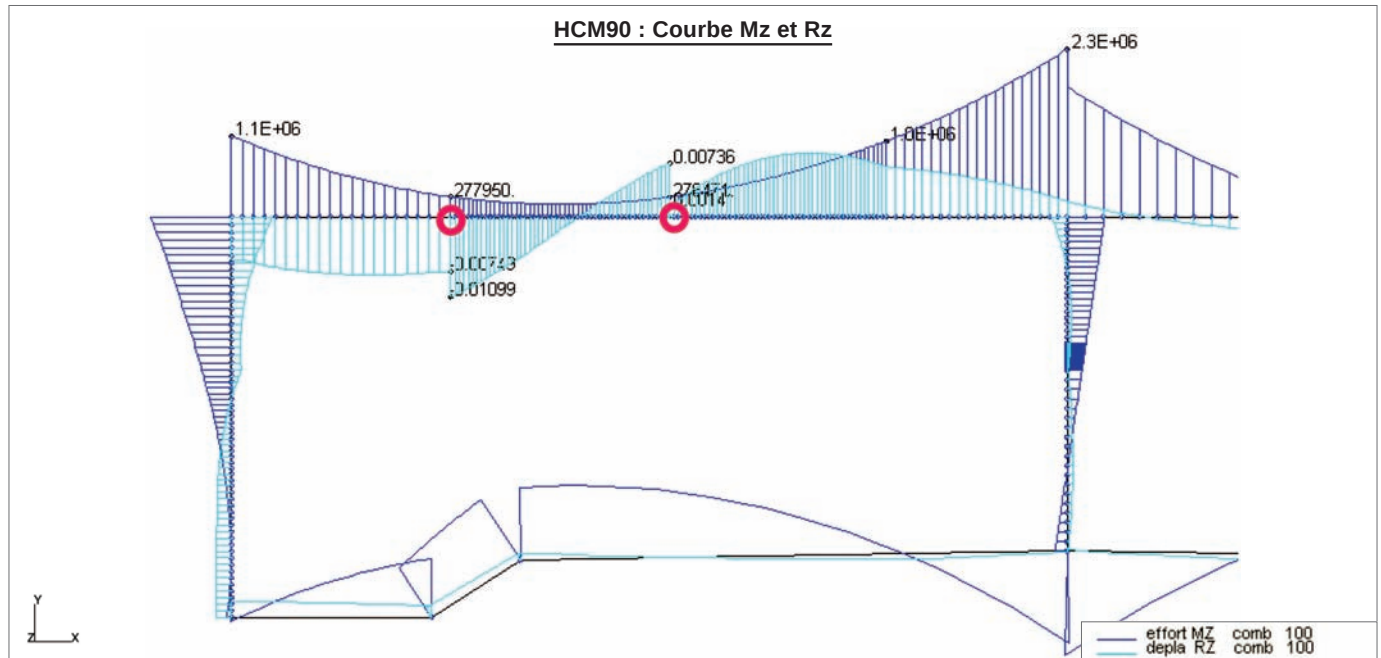
- Une rotule plastique apparaît à la barre n°181, la rotation vaut  $10,18 - 7,98 = 2,2$  mrad  $< 25$  mrad. Le moment sollicitant est supérieur au moment résistant de cette barre :

$$M_{sol} = 1\,089\,468 \text{ tm} > M_{res} = 1\,075\,522 \text{ tm}$$



La rotule plastique à la barre n°131 tourne, la rotation vaut  $8,82+2,93 = 11,75 \text{ mrad} < 25 \text{ mrad}$ . Le moment sollicitant est supérieur au moment résistant de cette barre :

$$M_{sol} = 278\,261 \text{ tm} > M_{res} = 272\,624 \text{ tm}$$

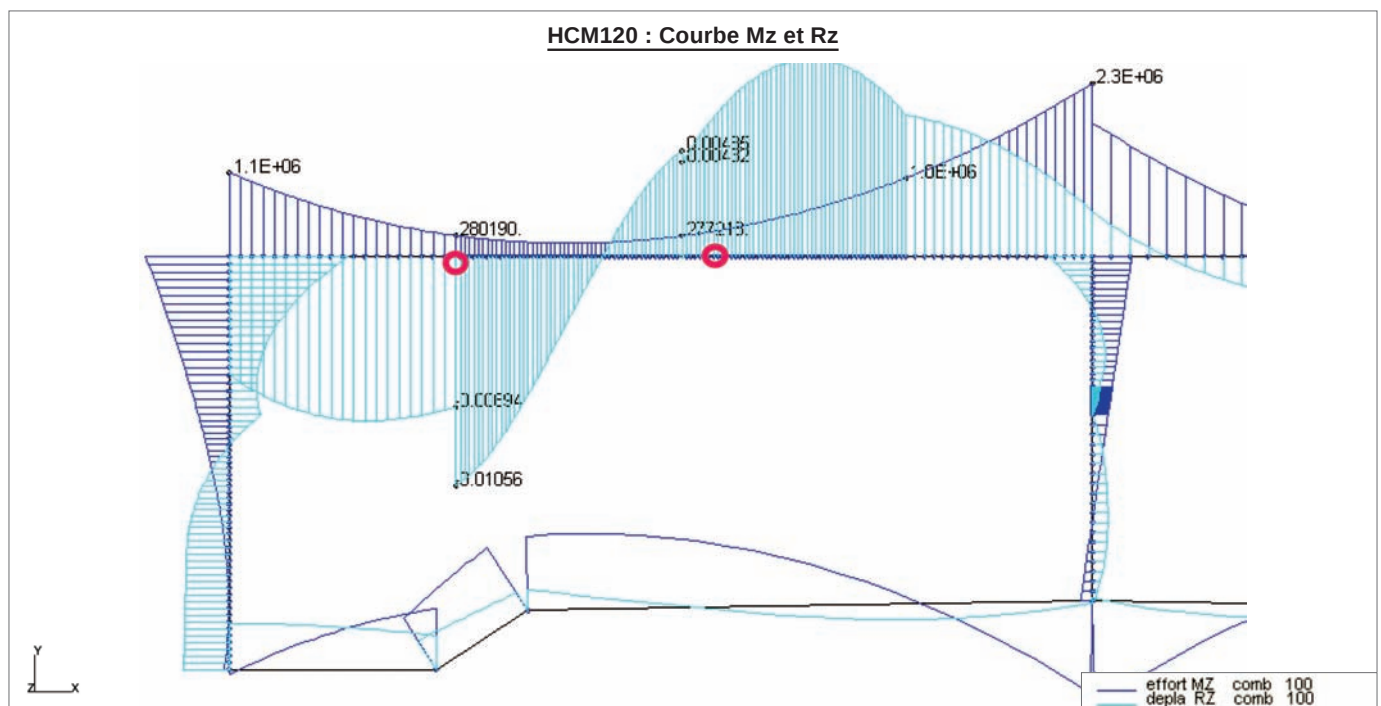


Une rotule plastique apparaît à la barre n°81, la rotation vaut  $10,99-7,49 = 3,5 \text{ mrad} < 25 \text{ mrad}$ . Le moment sollicitant est supérieur au moment résistant de cette barre :

$$M_{sol} = 277\,950 \text{ tm} > M_{res} = 272\,375 \text{ tm}$$

La rotule plastique à la barre n°131 tourne, la rotation vaut  $7,36-1,41 = 5,95 \text{ mrad} < 25 \text{ mrad}$ . Le moment sollicitant est supérieur au moment résistant de cette barre :

$$M_{sol} = 276\,471 \text{ tm} > M_{res} = 272\,375 \text{ tm}$$



La rotule plastique à la barre n°81 tourne, la rotation vaut  $10,56 - 6,94 = 3,62$  mrad  $< 25$  mrad. Le moment sollicitant est supérieur au moment résistant de cette barre :

$$M_{sol} = 280\,190 \text{ tm} > M_{res} = 272\,536 \text{ tm}$$

La rotule plastique n°131 tourne, la rotation vaut  $4,85 - 4,32 = 0,53$  mrad  $< 25$  mrad. Le moment sollicitant est supérieur au moment résistant de cette barre :

$$M_{sol} = 277\,210 \text{ tm} > M_{res} = 272\,536 \text{ tm}$$

Tableau récapitulatif		
Cas	Nœud de jonction des sections où apparaît la rotule	Rotation de la rotule au dernier incrément (mrad)
HCM30	131	1,01
	181	2,2
HCM60	131	11,75
HCM90	81	3,5
	131	5,95
HCM120	81	3,62
	131	0,53

## Conclusion

Finalement, quels que soient les paliers de temps étudiés, les rotules qui se forment ne dépassent pas 25 mrad. La structure résiste à un incendie HCM120.

## F.3 SYNTHÈSE BREGUET

L'étude de tenue au feu a montré que la couverture de Breguet résiste à un feu CN120 et HCM120.

# MODÉLISATION DES ROTULES PLASTIQUES

## G.1 INTRODUCTION

Lorsqu'une structure en béton armé est soumise à des sollicitations fortes, provenant soit de chargements imposés, soit de déplacements imposés, certaines sections sont susceptibles de plastifier et de présenter une courbure nettement plus élevée que la courbure « élastique ». Ce gain supplémentaire est appelé ductilité. La ductilité caractérise la capacité des matériaux et structures à se déformer de manière plus importante qu'en élastique, mais à effort quasi-constant.

En pratique, les zones où de telles plastifications se produisent sont très réduites en dimensions. En effet, près des encastremets, où habituellement on les rencontre, le moment décroît très vite du fait des charges réparties appliquées. Vu le peu d'écart entre le moment élastique et le moment plastique ultime, les sections redeviennent vite élastiques et la longueur de la zone plastifiée ne peut être très grande. De ce fait, à l'échelle de la structure, la zone plastifiée est de taille très faible. Sur cette zone, le moment reste quasiment constant. Ainsi pour tout supplément de charge appliqué au-delà de la limite plastique de cette zone, le supplément de moment est quasi nul dans la zone plastifiée. Cette zone se comporte donc comme une rotule, mais avec un moment total non nul. On parle ainsi de rotule plastique.

Les applications sont nombreuses. En effet, pour des dalles bi-encastrees de bâtiment pour lesquelles le moment d'encastrement est deux fois plus élevé que le moment au centre de la travée, ceci permet de limiter le moment d'encastrement sur appui et de redistribuer les moments hyperstatiques de sorte de solliciter plus la section à mi-travée. On peut ainsi obtenir des moments quasi équivalents à l'encastrement et à mi-travée ce qui est plus optimal en termes de quantités. Cela suppose néanmoins de vérifier la capacité de rotation des rotules plastiques.

L'application principale concerne le séisme, pour lequel on a un déplacement imposé. La rotule plastique permet de limiter les efforts, et donc le dimensionnement des sections. Elle autorise les déplacements supplémentaires et cela consomme l'énergie du séisme. Il faut cependant faire attention à ne pas trop limiter les moments, sinon les déplacements après plastification seront importants, et la rotule pas toujours capable de les reprendre. En général, on limite les moments au tiers des moments que l'on aurait eus dans l'analyse purement élastique. On considère ainsi que, moyennant certaines dispositions constructives, la rotule plastique qui se crée est capable de reprendre les déplacements ultérieurs. On est dans le cadre de la théorie du coefficient de comportement complètement liée à la théorie de la rotule plastique et à la capacité de celle-ci.

Une autre application qui va servir dans le cadre du présent guide concerne les incendies sur des structures hyperstatiques. L'incendie modifie d'une part les caractéristiques des matériaux, mais provoque, via le gradient thermique dans les sections exposées, des déformations assez importantes, ce qui engendre des efforts très élevés sur des structures hyperstatiques. Le chargement étant une déformation imposée, l'utilisation des rotules plastiques est parfaitement adaptée.

Dans toutes ces approches, dès que l'on veut diminuer le plus possible les efforts, il faut que la rotule plastique ait une capacité de rotation assez élevée. Cette capacité de rotation, représentée par la différence entre la rotation « élastique » et la rotation « ultime » est difficile à appréhender.

## G.2 MODÉLISATION

La rotation d'une poutre se détermine entre 2 points, ici les deux extrémités de la rotule plastique ( $x = 0$ , base de l'encastrement et  $x = L_{p\_réel}$ , extrémité de la rotule plastique de longueur  $L_{p\_réel}$ ).

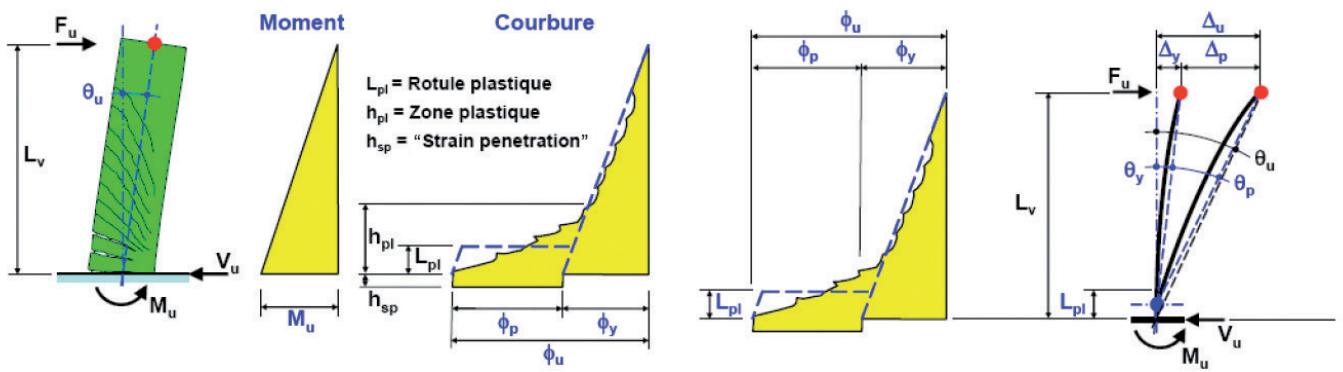
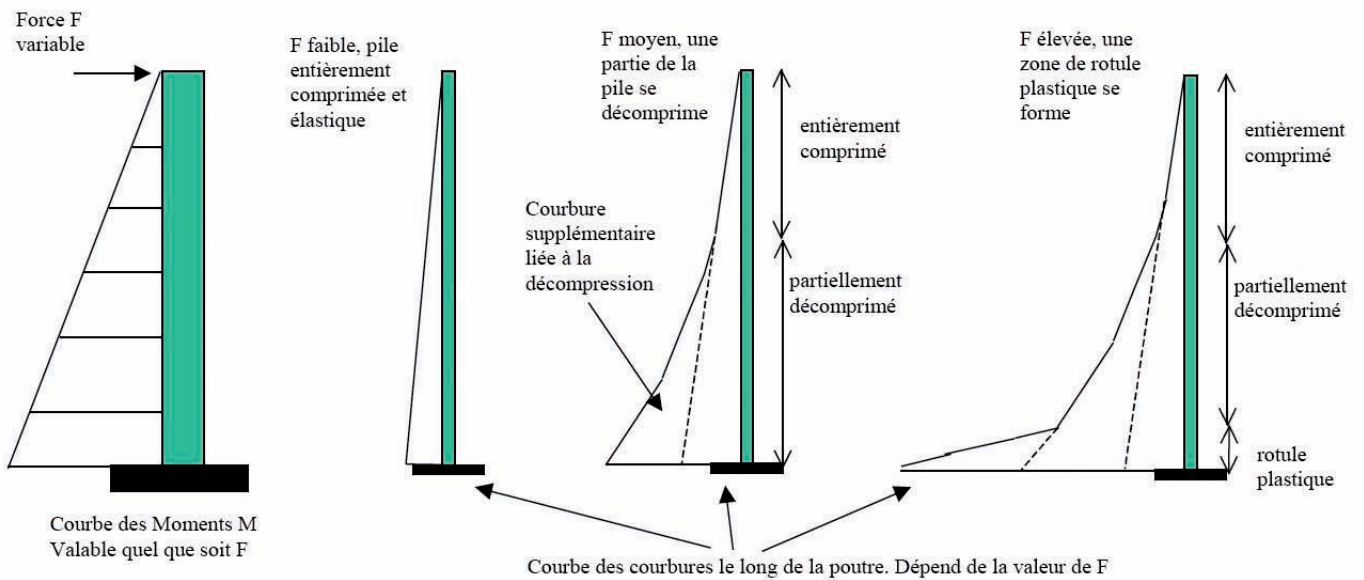
$$\text{Ainsi } \theta = v'(L_p) - v'(0) = \int_0^{L_{p\_réel}} v'' dx = \int_0^{L_{p\_réel}} \gamma dx$$

Cette formule donne la rotation totale entre 0 et  $L_{p\_réel}$ . Si l'on ne s'intéresse qu'à la rotation « plastique », il ne faut prendre en compte que le supplément de courbure par rapport à la courbure élastique (qui engendre des déformations uniquement élastiques) :

$$p = \int_0^{L_{p\_réel}} (\gamma(x) - \gamma_{élastique}) dx$$

Une difficulté supplémentaire apparaît pour représenter la déformation « élastique » qui dépend de l'état de fissuration ou non des sections. Néanmoins, on ne s'intéresse ici qu'à la rotule plastique et on considère que les « assouplissements » liés à la fissuration sont pris en compte dans l'analyse élastique globale de la structure. La rotule plastique se produisant nécessairement dans une zone fissurée, la courbure élastique que l'on représente ici correspond à la courbure avant plastification de l'un ou l'autre des deux matériaux (béton ou armatures) sur la section fissurée. On sent que les choses vont se passer différemment suivant lequel des matériaux plastifie le premier, et suivant sa réserve de plasticité.

Le schéma suivant montre sur un poteau encasté à sa base, et libre en tête et soumis à une force horizontale en tête l'évolution des courbures en fonction de l'évolution de la force.



L'évaluation de l'intégrale ci-dessus est délicate. Il faut connaître à la fois la longueur  $L_{p\_réel}$  mais aussi toute la loi moment courbure de la section entre les deux extrémités de la rotule (correspondant aux deux moments d'extrémité de la rotule). La détermination de cette loi suppose de faire un nombre important de calculs de béton armé. Bien souvent on accède directement à la courbure maximale, dite courbure ultime. On suppose alors que la courbure est égale à cette courbure ultime tout le long de la rotule, mais cela suppose de réduire la valeur de  $L_{p\_réel}$  à  $L_p$  pour ne pas surestimer la capacité en rotation. On écrit :

$$\theta_p = \int_0^{L_{p\_réel}} (\gamma(x) - \gamma_{élastique}) dx = (\gamma_u - \gamma_{élastique}) L_p$$

Il reste donc comme inconnue unique la longueur de la rotule plastique simplifiée  $L_p$ , dont on peut trouver plusieurs lois dans les Eurocodes 2 et 8.

## G.3 LONGUEUR DE ROTULE PLASTIQUE ISSUE DES EUROCODES

### G.3.1 Valeurs issues de l'Eurocode 2

EC2-1-1 chapitre V

#### 5.6.3 Capacité de rotation

La méthode simplifiée utilisée pour les poutres et les dalles continues portant dans une seule direction est basée sur la capacité de rotation des portions de poutres ou de dalles d'une longueur égale à environ 1,2 fois la hauteur de la section. On admet que ces zones subissent une déformation plastique (formation de rotules plastiques) sous la combinaison d'actions considérée. La vérification de la rotation plastique à l'état-limite ultime est considérée comme satisfaite si l'on montre que, sous l'action considérée, la rotation calculée,  $\theta_s$ , est inférieure ou égale à la rotation plastique admissible (voir Figure 5.5).

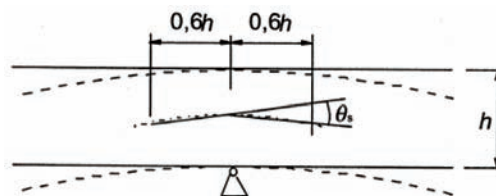


Figure 5.5 : Rotation plastique  $\theta_s$  d'une section droite de béton armé dans le cas d'une poutre ou d'une dalle continue portant dans une seule direction

Les valeurs de l'Eurocode 2 sont données directement par la figure 5.6N, où  $x_u$  est la profondeur de l'axe neutre à l'état limite ultime et  $d$  la hauteur utile.

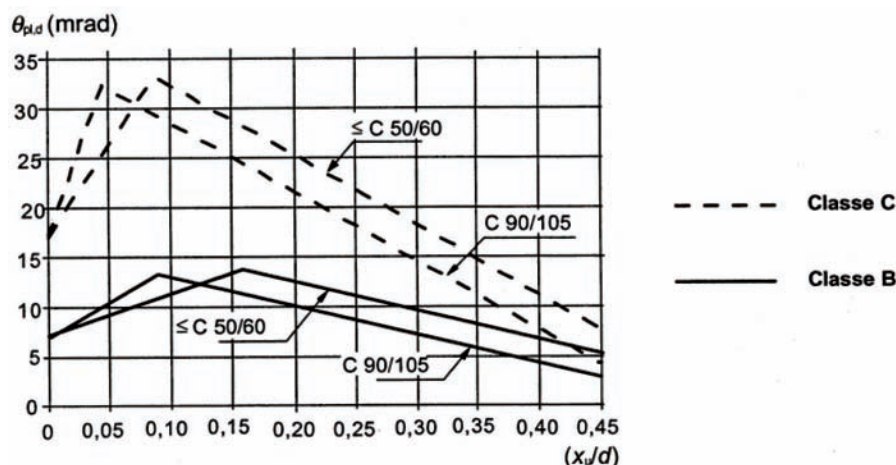
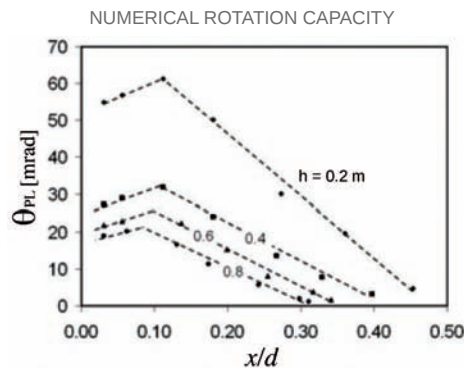


Figure 5.6N : Valeur de base de la rotation plastique admissible,  $\theta_{pl,d}$  des sections de béton armé pour des armatures de classe B ou C. Les valeurs s'appliquent pour un élanement vis-à-vis de l'effort tranchant  $\lambda = 3,0$

Ces différentes valeurs de la rotation plastique admissible ne se retrouvent pas en multipliant simplement la longueur de la rotule plastique donnée ci-dessus (1,2 h) et la courbure plastique maximale admissible à laquelle on enlève la courbure élastique. En effet, de tels produits donnent des valeurs de rotation admissible plus élevées.

En réalité, cette courbe a été déterminée expérimentalement à partir d'essais sur un grand nombre d'échantillons de structures, avec des épaisseurs diverses. Le schéma ci-dessous montre ces différents essais :



*Eurocodes : Background and applications - Brussels 18-20 February 2008 - Prof. ing. Giuseppe Mancini - DISTR - Politecnico di Torino*

Il est intéressant de constater que la rotation plastique admissible diminue fortement avec l'épaisseur de l'élément considéré ce qui ne se retrouve absolument pas par le calcul théorique. Ceci montre la prudence qu'il faut avoir vis-à-vis du calcul théorique de la rotation plastique limite. Les arguments invoqués pour cette différence avec les évaluations théoriques sont les effets de taille, ainsi que l'interaction Moment – Effort tranchant.

Ce diagramme montre cependant bien que la rotation plastique admissible pour les dalles fines (20 cm d'épaisseur) n'a rien à voir avec celle pour des dalles épaisses que l'on retrouve dans les tranchées couvertes.

Traditionnellement, dans les tranchées couvertes, les épaisseurs de dalle sont de l'ordre de 60 à 80 cm, parfois 1 m. Ces structures sont peu comprimées de sorte que le rapport  $x/d$  est souvent faible. Pour des ouvrages anciens, il y a possibilité d'être un peu moins sévère sur les valeurs de limites admissibles. Ainsi la valeur de 25 mrad, si elle est inférieure à ce que donnerait l'application du tableau 5.6N de l'EC2 partie 1-1, semble une valeur raisonnable à appliquer pour un ouvrage ancien, en se mettant tout de même en sécurité, mais en restant un minimum réaliste.

### G.3.2 Valeurs issues de l'Eurocode 8

Bien que l'Eurocode 8 soit réservé aux structures soumises à des actions sismiques, il est intéressant à citer car il donne des valeurs de longueur de rotule plastique pour des ouvrages neufs (pour les ponts dans l'EC 8-2) mais aussi pour des ouvrages anciens (EC8 – 3).

#### EC8-2 annexe E

(5) Pour une rotule plastique dont la formation s'effectue à la jonction supérieure ou inférieure d'une pile avec le tablier ou la fondation (fondation ou semelle), avec une armature longitudinale de limite d'élasticité caractéristique  $f_{yk}$  (en MPa) et un diamètre de barre  $d_{bL}$ , la longueur de la rotule plastique  $L_p$  peut-être prise égale à :

$$L_p = 0,10L + 0,015f_{yk}d_{bL}$$

$L$  : distance entre la section de rotule plastique et la section de moment nul sous l'effet de l'action sismique.

Il est également précisé dans l'EC8-2, qu'il ne doit pas y avoir de recouvrement de barres dans les zones de rotules plastiques.



## EC8-3

La valeur de la longueur  $L_{pl}$  de la rotule plastique dépend de la façon dont l'augmentation de la résistance et de la capacité de déformation du béton due au confinement est prise en compte dans le calcul de la courbure ultime de la section d'extrémité. 2 formules sont données :

$$L_{pl} = \frac{L_v}{30} + 0,2h + 0,11 \frac{d_{bl} f_y (MPa)}{\sqrt{f_c (MPa)}}$$

et

$$L_{pl} = 0,1 L_v + 0,17h + 0,24 \frac{d_{bl} f_y (MPa)}{\sqrt{f_c (MPa)}}$$

On trouve dans la littérature une formule d'origine expérimentale donnant directement la rotation ultime de la section en fonction de divers paramètres. Cette formule a l'avantage de prendre en compte le confinement apporté par le béton et les aciers passifs :

$$\theta_u = 0.0634 \left( \frac{H}{D} \right)^{0.93} \left( \frac{\max(\rho_t, 0.004)}{\max(v_d, 0.05)} \right)^{0.48} \omega_t^{-0.27} f_c^{-0.15}$$

H : hauteur du poteau

D : largeur du poteau (H/D est l'élanement mécanique du poteau), la formule est valable pour  $1 < H/D < 7$ .

$v_d = \frac{\sigma_n}{f_c}$  : effort normal réduit ( $0 < v_d < 0,55$ )

$\rho_t$  : ratio volumique de cadres

$\omega_t$  : ratio mécanique d'acier longitudinal (section  $A_s$  des aciers tendus seulement) ( $0 < \omega_t < 0,5$ )  $\omega_t = A_s \frac{f_y}{f_c}$

$f_c$  : résistance en compression du béton

## G.4 LONGUEUR DE ROTULE PLASTIQUE À PARTIR DE CONSIDÉRATIONS THÉORIQUES ET EXPÉRIMENTALES

Les formules ci-dessus sont très diverses et très variées. Néanmoins, les ordres de grandeur des longueurs trouvées à géométrie identiques sont comparables.

De plus, elles sont toutes écrites suivant un même format :

$$L_p = \alpha_1 h + \alpha_2 L + \alpha_3 d_b f_y$$

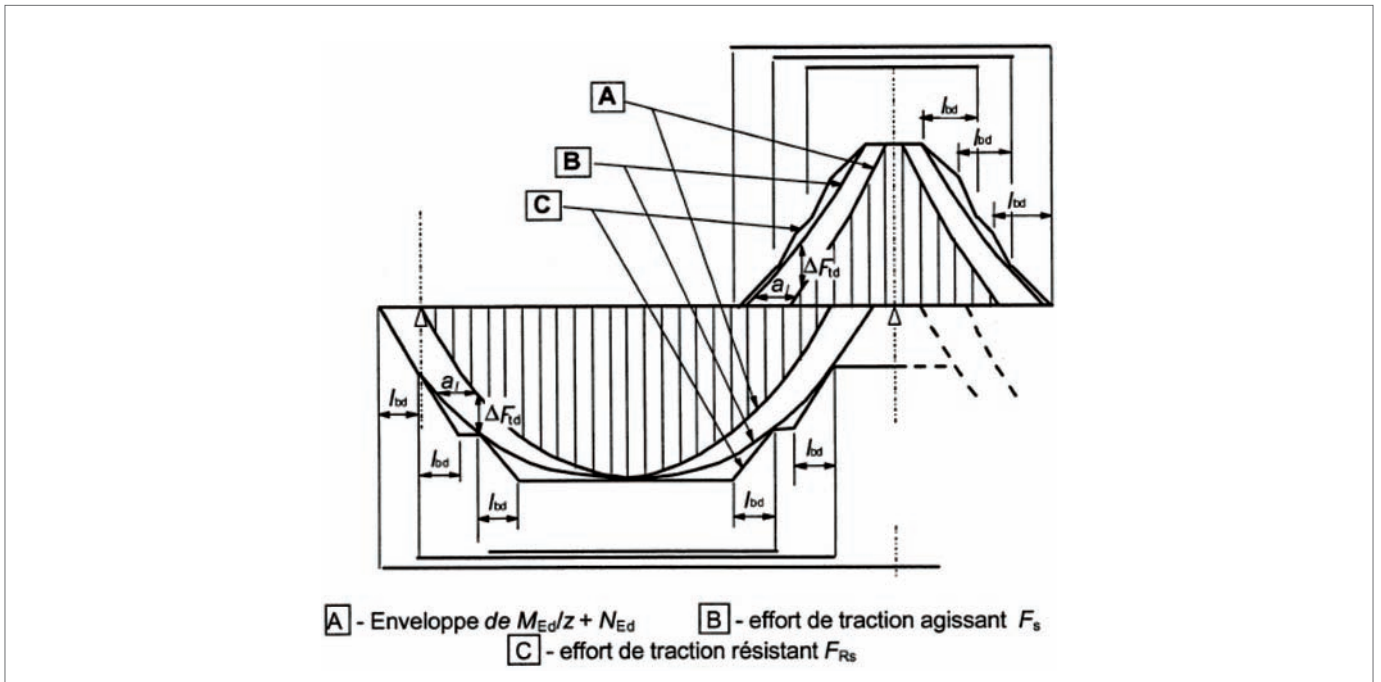
Le premier terme provient de l'analyse en bielle et tirant de l'extrémité de la poutre encastrée. Selon ce modèle, la zone de moment maximum n'est pas un point mais un segment (courbe de décalage des moments). Ainsi la zone plastifiée à un niveau de courbure maximum a une certaine longueur, de l'ordre de 0,5 h (0,6 h selon l'Eurocode 2 partie 1-1). Néanmoins, l'analyse n'est pas évidente car la zone est fortement fissurée en flexion. Il faut choisir des bielles qui ne traversent pas les fissures.

Le second terme provient du décalage entre le moment ultime maximum et le moment élastique provenant de l'évolution de l'axe neutre quand les aciers plastifient, et aussi de l'écroutissage des aciers passifs, ou de la loi réelle du béton qui fait aussi apparaître un certain écroutissage. La courbe des moments extérieurs étant imposée de manière externe, on peut en déduire une zone qui sort du domaine élastique, et qui est en général reliée à la longueur  $L$ .

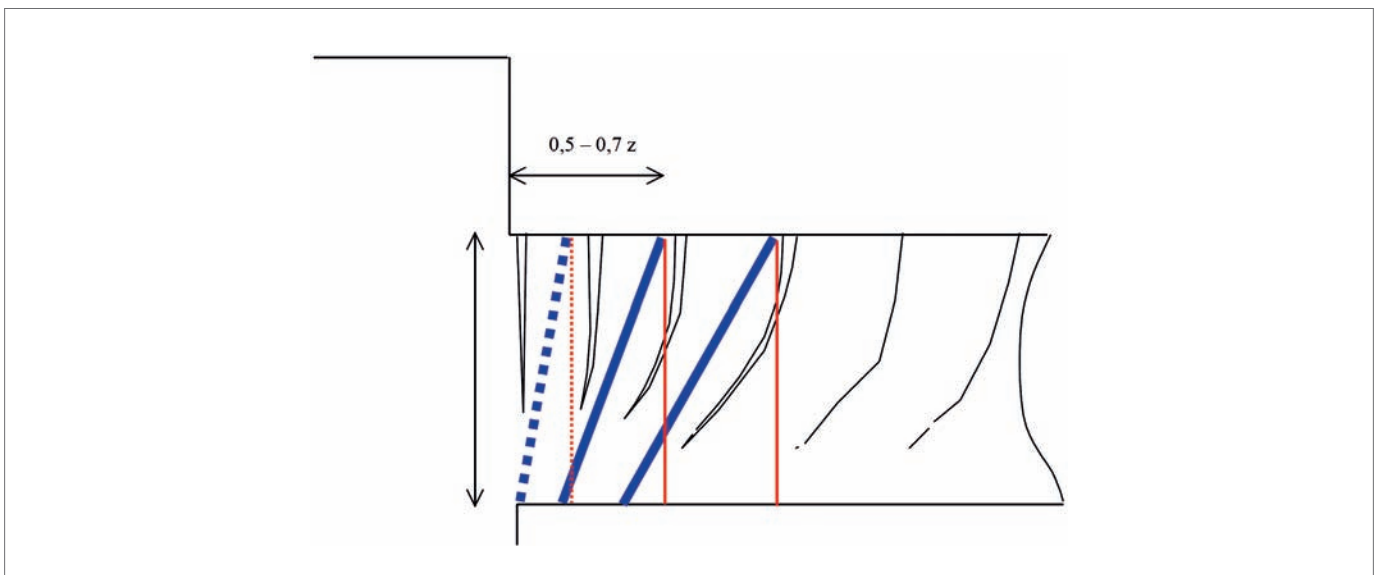
Le troisième terme provient de l'ancrage des aciers passifs dans la semelle pour un poteau, ou dans un voile rigide pour une dalle bi-encastrée.

### G.4.1 Analyse du premier terme

Si l'on suppose que la loi moment-courbure est élasto-plastique, mais que le palier est parfaitement plastique, alors dans la majorité des cas la longueur plastique est de taille nulle. En effet, le maximum de la courbe des moments est concentré en un seul point (« pic de moment »). Cependant, même avec un palier plastique parfait, la longueur réelle plastifiée est non nulle car l'effort de traction de la fibre supérieure se transmet par l'intermédiaire de bielles de compression, partant du point d'appui, et en général inclinée à  $45^\circ$ . Ce phénomène est appelé communément « règle de décalage des moments ». Il conduit finalement à une zone de moment maximale non pas ponctuelle, mais d'une certaine longueur ( $0,5 z$  selon l'Eurocode pour des appuis simples d'about ou intermédiaires).

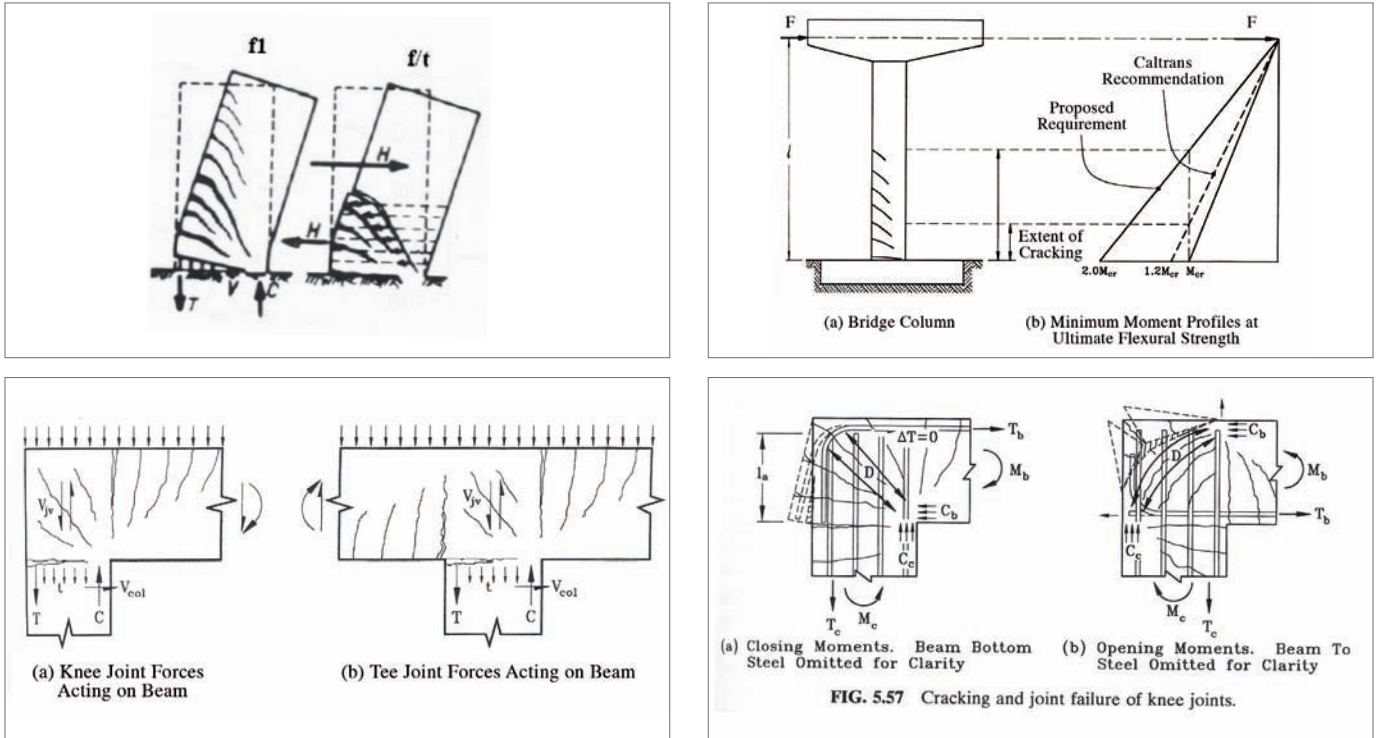


De ce fait, même avec une loi élasto-plastique parfaite, la rotule plastique présente une longueur non nulle. Lorsque l'on a un encastrement avec un moment de flexion plastifiant les sections, l'analyse classique par des bielles inclinées à  $45^\circ$  n'est plus possible. Les sections fissurent du fait du moment de flexion, avec un plan de fissuration perpendiculaire à l'axe de la poutre en fibre supérieure, puis l'angle de la fissure s'incline, du fait de l'effort tranchant maximal. Il est alors difficile de trouver un schéma bielle et tirant convenable. Les bielles ne peuvent pas être trop « verticales », sinon l'effort dans les tirants serait trop important. On peut imaginer toutes sortes de schémas bielle et tirants. Celui donné ci-dessous en est un exemple.



Dans ce schéma, la première bielle en pointillé n'est pas réaliste car trop « verticale ». La seconde est plus réaliste. Entre l'abscisse de l'encastrement et le point où cette seconde bielle atteint l'armature tendue supérieure, on a une distance de l'ordre de la moitié de la hauteur de la section. Il faut noter que ce schéma de bielles et tirants est extrêmement pessimiste. En effet, normalement les bielles classiques sont plutôt inclinées à 45°, voire moins quand on a un effort de compression important (ce qui est le cas pour une pile de pont). On peut ainsi atteindre des valeurs de l'ordre de  $h$  voire plus...

Les autres schémas ci-dessous résultant de l'observation de fissures réelles permettent de confirmer l'analyse menée ci-dessus :



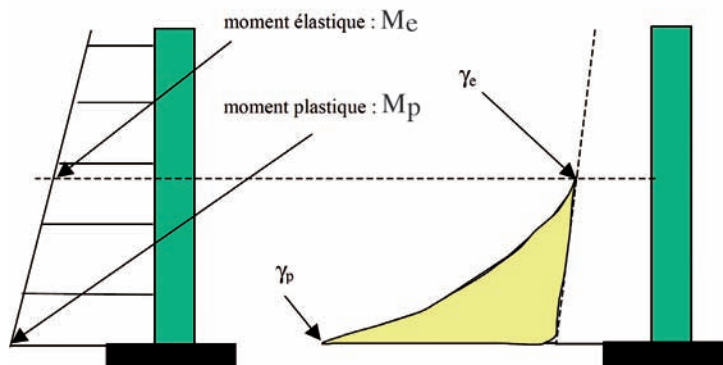
L'Eurocode 2 indique une longueur de  $0,6 h$  pour des appuis intermédiaires.

Quoi qu'il en soit, cette grandeur est malheureusement difficilement accessible au calcul. On doit garder en tête qu'une valeur de l'ordre de la moitié du bras de levier des aciers passifs ( $z$ ) est raisonnable.

## G.4.2 Analyse du second terme

Le second terme est complexe à évaluer. On écrit comme dit précédemment que :

$$\theta_p = \int_0^{L_p \text{ réel}} (\gamma(x) - \gamma_{\text{élastique}}) dx = (\gamma_u - \gamma_{\text{élastique}}) L_p \text{ d'où } L_p = \frac{\int_0^{L_p \text{ réel}} (\gamma(x) - \gamma_{\text{élastique}}) dx}{\gamma_u - \gamma_{\text{élastique}}}$$



Pour évaluer  $L_{p\_réel}$  il suffit d'écrire que la variation de moment par unité de longueur est égale à l'effort tranchant.  
Donc  $(M_p - M_e) / L_{p\_réel} = V_{base}$

Une première évaluation rapide consiste à dire que la courbure est linéaire entre le dernier point élastique et le point à courbure plastique maximale.

Ainsi :

$$L_p = \frac{\int_0^{L_{p\_réel}} (\gamma(x) - \gamma_{élastique}) dx}{\gamma_u - \gamma_{élastique}} = \frac{L_{p\_réel} (\gamma_u - \gamma_{élastique}) / 2}{(\gamma_u - \gamma_{élastique})} = \frac{L_{p\_réel}}{2} = \frac{(M_p - M_e)}{2 V}$$

Alors on a :  $\theta_p = (\gamma_u - \gamma_{élastique}) L_p$ , et on ne peut s'intéresser qu'au calcul de section élastique et au calcul de section au moment ultime. Sinon, on peut évaluer l'intégrale de manière exacte.

À noter que si le moment plastique est proportionnel au moment élastique, on fait apparaître dans la longueur de rotule le terme en  $M_{encastrement} / V_{encastrement}$  qui est égal au  $L$  ou  $L_v$  présenté dans les lois des Eurocodes. On retrouve donc bien la dépendance en  $L$ .

Le coefficient devant va dépendre de plusieurs choses : loi de confinement du béton ou non, classe des aciers passifs (B ou C), pivot de la section (pivot acier ou pivot béton)...

Une première estimation est obtenue en supposant que les aciers passifs plastifient et rompent avant le béton.

Dans ce cas, la différence entre le moment élastique et le moment ultime (qui détermine la longueur réelle de la zone plastifiée) provient principalement de l'écroûssage des aciers passifs. Pour des aciers de classe C, on a un écroûssage de 15 % de la limite élastique. Donc  $M_u$  est environ égal à  $1,15 M_e$ .

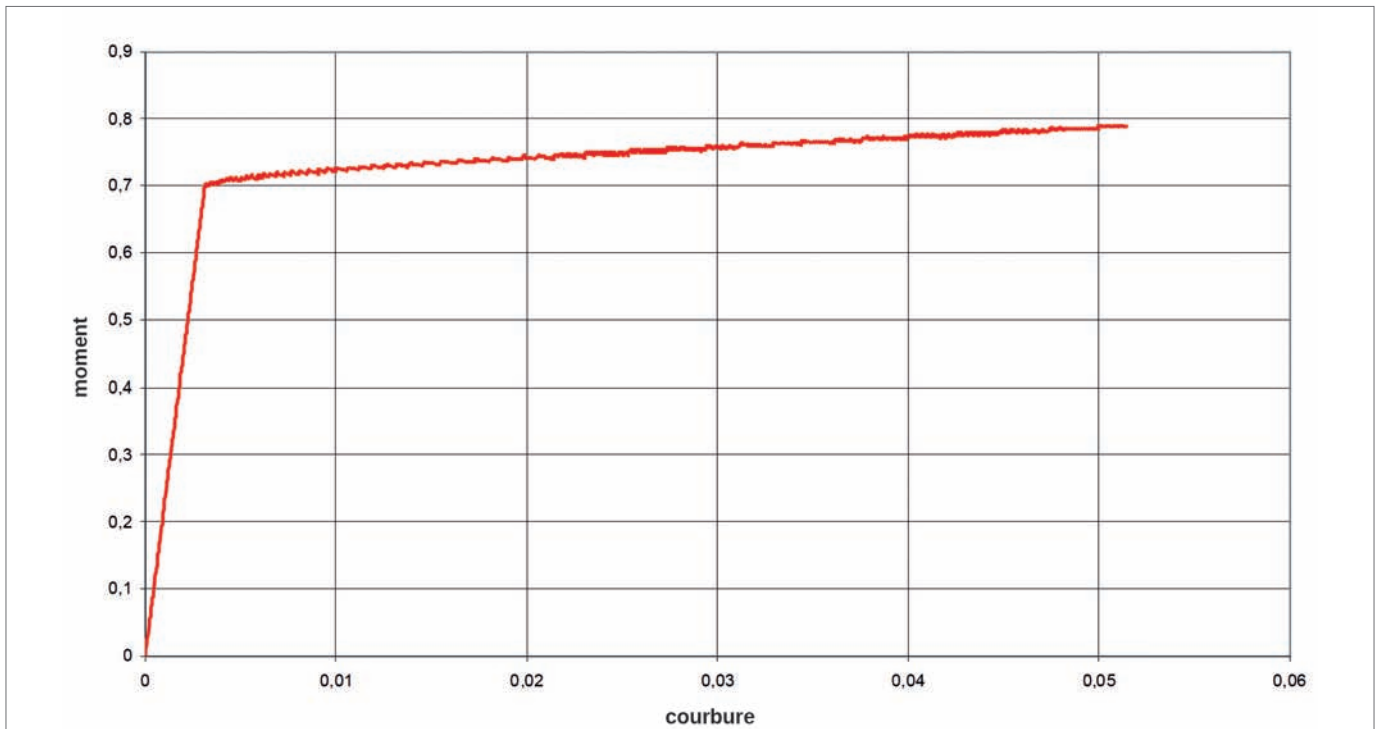
Dans ce cas,

$$L_p = \frac{L_{p\_réel}}{2} = \frac{(M_p - M_e)}{2 V} = \frac{M_u}{V} \left(1 - \frac{1}{1,15}\right) = 0,065 L_v \text{ où } L_v = M_u / V$$

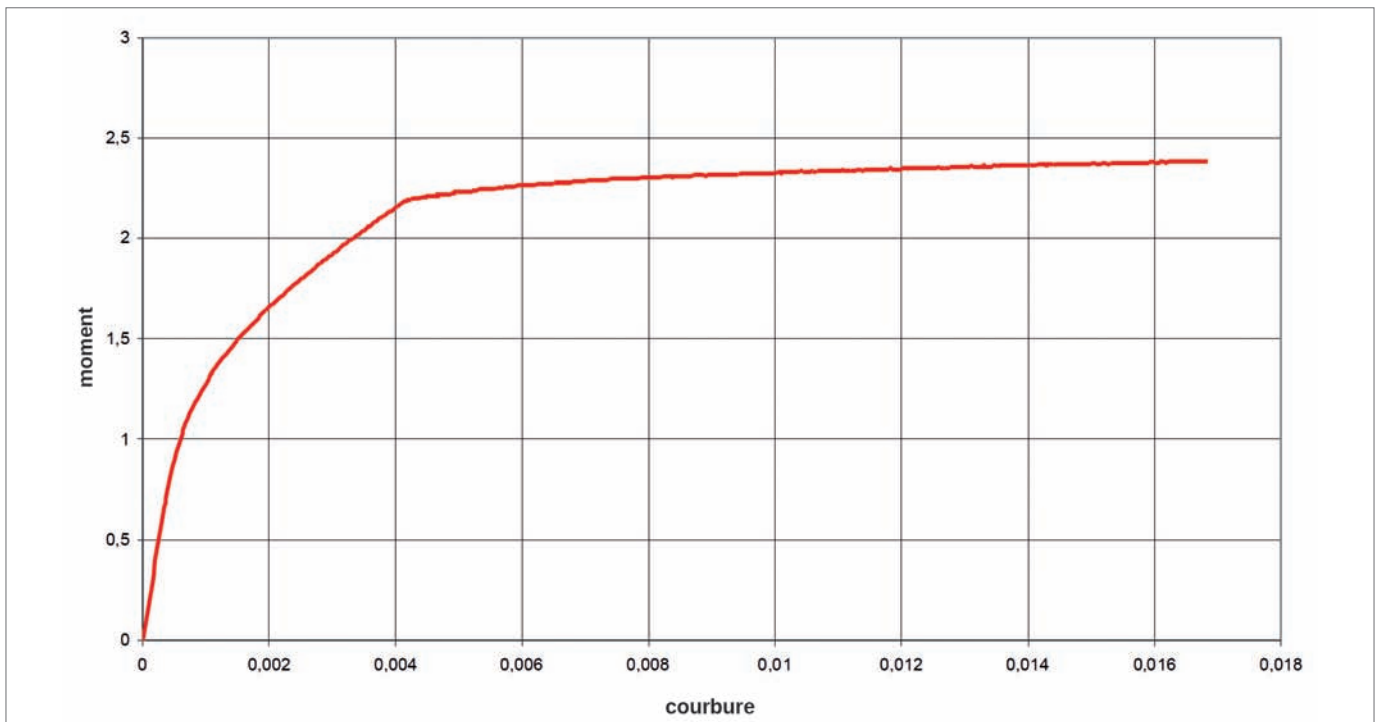
Là encore, compte-tenu des phénomènes complexes mis en jeu et de l'interaction de ce phénomène avec le précédent, la réalité doit être différente suivant les situations. L'Eurocode 8 remonte cette valeur à  $0,10 L_v$  sans doute pour tenir compte de l'effet précédent (compte-tenu des élancements courants des piles,  $L_v$  et  $h$  varient en général dans un rapport de proportionnalité quasi constant). L'Eurocode 2 ne tient pas compte de cet effet. Il est vrai que l'EC2 ne considère pas des aciers très ductiles (classe B), et le béton n'est pas particulièrement confiné. L'écroûssage est alors de 8 %, et la longueur de rotule plastique  $0,037 L_v$ .

Si l'on réalise des simulations plus précises avec des lois moment courbure réelles, on tombe sur des valeurs comprises entre  $0,049 L_v$  et  $0,071 L_v$ . Le ferrailage de la section, la capacité des aciers à confiner le béton modifie beaucoup le ferrailage.

Pour des structures de tranchées couvertes, les élancements de la dalle (bi-encastree) sont en général de l'ordre du 25<sup>e</sup> voire du 30<sup>e</sup>. Ainsi, si la portée de la dalle est  $L$ , la longueur  $L_v$  est environ égale au quart de  $L$ , et  $L = 25 h$ . Par conséquent, en supposant la longueur de rotule plastique égale à 3 % de  $L_v$ , on aboutit à  $0,03 \times 25 h / 4 = 0,2h$ , ce qui reste faible mais peut expliquer pourquoi la longueur préconisée dans l'EC2 partie 1-1 est de  $0,6 h$  et non  $0,5 z$  (qui est équivalent à  $0,45 h$  environ) comme le laisserait supposer une analyse par bielles et tirants présentée précédemment.



Loi moment courbure d'une section pour laquelle les aciers plastifient et rompent bien avant le béton. On trouve une valeur de  $L_p = 0,049 L_v$  en intégrant les courbures le long de la longueur plastifiée réelle et en divisant par la courbure plastique maximale.



Loi moment courbure d'une section pour laquelle le béton plastifie avant les aciers (du fait d'un effort normal important). On trouve une valeur de  $L_p = 0,071 L_v$  en intégrant les courbures le long de la longueur plastifiée réelle et en divisant par la courbure plastique maximale.

### G.4.3 Analyse du troisième terme

Le dernier terme prend en compte l'ancrage des armatures plastifiées dans la semelle. Pour les tranchées couvertes, ce terme n'apporte pas vraiment de gain supplémentaire, puisque l'on prend déjà en compte une longueur de 0,6 h de part et d'autre du point de moment maximum.

## G.5 CONCLUSION

Mécaniquement, on arrive assez bien à comprendre l'origine des 3 termes dans toutes les formules donnant les longueurs des rotules plastiques. Cependant, pour caler les coefficients qui sont devant, l'analyse théorique n'est pas suffisante, ou plutôt il est trop difficile de trouver un modèle qui colle avec la réalité du fait de la présence de fissures de flexion et d'effort tranchant combinés. La valeur de 0,6 h donnée par l'EC2 partie 1-1 semble bien correspondre à l'effet « bielle et tirant » sur une longueur de 0,5 z et l'effet variation de la courbe des moments croisée avec l'écart entre le moment ultime et le moment élastique (0,2 h environ).

Il apparaît cependant trop éloigné de la réalité de multiplier cette valeur de longueur plastique par la différence entre les courbures plastiques ultimes et élastiques. Les différents essais réalisés montrent que l'on atteint pas les rotations très importantes que l'on trouve en prenant en compte des aciers très ductiles. D'autres phénomènes interviennent dans le processus de plastification, l'effet de la taille, l'interaction effort tranchant – moment fléchissant, etc...

Nous recommandons donc de garder les rotations plastiques admissibles données dans le tableau 5.6N pour le dimensionnement au feu de tranchées couvertes neuves, et de conserver une limite plus réaliste de 25 mrad (conduisant à des déformations d'acier de 20 pour mille environ) pour les ouvrages existants.

## G.6 INTERPRÉTATION DU COEFFICIENT DE PONDÉRATION DES ROTATIONS

L'EC2 précise que les valeurs de rotules plastiques admissibles préconisées sont valables pour un élancement vis-à-vis de l'effort tranchant de 3.

Sinon il faut utiliser la valeur :  $\sqrt{\frac{\lambda}{3}}\theta$  où  $\lambda$  est le rapport entre la distance entre le moment au niveau de la rotule et le point de moment nul, divisé par la hauteur utile de la poutre.

Il faut bien préciser que la règle des rotules plastiques a été inventée pour limiter le ferrailage de chapeau des dalles de bâtiment. En effet, pour une dalle sur plusieurs appuis, le moment sur appui est deux fois plus élevé que le moment en travée. Il est donc admis de limiter le moment sur appui à une valeur plus faible. Une rotule plastique se forme, et si l'on continue à charger le moment en travée augmente (alors que celui sur appui ne varie plus). Au final, le moment de dimensionnement en travée et sur appui ont des valeurs proches (en valeur absolue) et plus faibles que le moment sur appui obtenu dans le cas d'une distribution élastique, ce qui limite les aciers supérieurs.

Pour une poutre bi-encastree, le moment RDM sur appui vaut  $-pL^2/12$  et le moment en travée  $pL^2/24$ . Le point de moment nul est à la distance 0,211 L de l'encastrement. Avec un élancement de dalle de 1/15 (élancement classique),  $\lambda=3,17$  et  $k=1,03$ .

Avec un élancement de  $1/20^e$ , on trouve  $\lambda = 4,28$  et  $k=1,18$ . Ces valeurs sont proches de 1.

Si l'on a un portique et non pas une poutre bi-encastée, les moments sur appuis sont plus faibles du fait de la souplesse des piédroits, et  $k$  est donc plus petit que 1.

Même si l'on est bi-encasté parfaitement, et que le moment sur appui décroît par rapport au moment en travée, du fait de la présence d'une rotule plastique, alors la distance diminue, donc  $k$  diminue. Si le moment sur appui descend à  $-pL^2/24$ ,  $k$  vaut 0,78 ou 0,67 suivant l'élancement  $1/20^e$  ou  $1/15^e$ .

Dans l'esprit de cette règle, le coefficient  $k$  est donc plutôt un coefficient minorateur de la rotation plastique admissible qui diminue d'autant plus que l'on cherche à faire tourner la rotule plastique, ou bien quand les poutres sont peu élancées. Il est adapté pour des situations où des charges physiques donnent des moments sur appui nettement plus élevés qu'en travée, et de signe opposé.

Le cas des incendies touchant les dalles bi-encastées n'a évidemment pas été envisagé par les rédacteurs de cette règle. L'incendie engendre un moment hyperstatique constant dans la poutre, qui vient inverser le moment en travée avant même d'atteindre la rotule plastique dans bon nombre de cas. Il n'y a plus de point de moment nul, donc plus de calcul possible. Néanmoins, au moment où le moment en travée s'inverse, la longueur entre la rotule et le point de moment nul est de  $L/2$ , donc le coefficient  $k$  vaut 1,8 ou 1,6 suivant les élancements, et n'est plus défini après. Ceci n'a évidemment aucun sens.

Le coefficient  $k$  n'a bien sûr aucune vocation à permettre des valeurs de rotules plastiques plus élevées, puisqu'il a été conçu au contraire pour faire diminuer ces valeurs dans le cas classique des dalles bi-encastées soumises à des charges et pour lesquelles on veut diminuer le moment sur appui. Il y a donc lieu de le laisser à une valeur de 1.

# AUTRES PISTES POUR MESURER L'ÉCAILLAGE DES TUNNELS EXISTANTS

Pour déterminer l'écaillage des structures existantes, il faut, par ordre de préférence :

- effectuer un essai in situ tel que décrit en H.1.1 ;
- à défaut, prélever un élément in situ de dimensions représentatives et le tester conformément aux dispositions du guide initial ;
- en dernier recours, réaliser un essai sur de petits éléments cylindriques prélevés in situ et incrustés dans une dalle support, tel que décrit en H.1.2.

Il est à noter que d'autres méthodologies ont été, après analyse, écartées en raison des résultats discutables qu'elles ont produits, à savoir la méthode dite « teneur en eau », présentée au H.2.1 et la méthode dite « reconstitution » présentée au H.2.2.

## H.1 MÉTHODES EN COURS D'ÉVALUATION

### H.1.1 Méthode de l'essai in situ

Cette méthodologie, actuellement en cours d'évaluation, est dans son principe la démarche idéale. Elle consiste à évaluer l'écaillage du béton par un essai effectué directement dans le tunnel, et à ce titre constitue la seule approche qui permet de s'affranchir des problèmes de représentativité de l'échantillon d'essai et du chargement mécanique appliqué aux structures. Cette méthode fait actuellement l'objet d'une action de recherche partenariale CETU/DIRIF/CSTB/LCPC.

Elle consiste à venir appliquer, au moyen d'une installation de combustible mobile, contre la structure du tunnel, les sollicitations thermiques induites par la courbe HCM et à mesurer la profondeur de l'écaillage. Bien entendu, cette méthode requiert des précautions spécifiques, notamment l'anticipation des dommages très limités causés à la structure par l'exposition localisée à la chaleur, ainsi que des petits travaux de réparation de l'ouvrage dans la zone d'essai (hydro-démolition, pose d'un treillis métallique et projection d'un béton de réparation).

### H.1.2 Méthode « carottes réincrustées »

Cette méthodologie, actuellement en cours d'évaluation, dans le cadre d'une action de recherche partenariale CETU/DIRIF/CSTB, consiste à prélever dans le tunnel de petits éléments cylindriques, à les incorporer dans une dalle support et à les soumettre à un essai au four.

Cette méthode présente l'intérêt majeur d'être relativement peu intrusive. Elle soulève toutefois des questions de représentativité, compte tenu de certains paramètres qui ne sont pas préservés : conditions de chargement mécanique et niveau de contraintes, géométrie et conditions limites de l'élément testé. Par ailleurs, on estime que la dalle support dans laquelle sont incorporées les carottes pourrait avoir une influence significative sur le phénomène d'écaillage.

### Principes

Au mieux, le prélèvement qu'on peut imaginer est un carottage dont l'épaisseur est celle de la paroi et le diamètre de l'ordre d'une douzaine de centimètres. Ces petits éléments sont ensuite scellés dans un socle constitué d'une dalle en béton avec des réservations, afin de conserver l'échauffement unidimensionnel. Le diamètre retenu de 12 cm permet de s'insérer dans le ferrailage du socle tout en évitant d'endommager le ferrailage des ouvrages les plus courants.



Les dimensions de la dalle support sont inspirées de la norme XP ENV 13381-3, avec une adaptation de l'épaisseur des dalles prescrites par la norme ; une épaisseur de 40 cm semble adaptée aux objectifs car c'est à la fois un maximum pouvant être carotté dans les ouvrages et suffisant pour prendre en compte l'effet de l'épaisseur.

Les dimensions et le ferrailage des socles permettent d'incruster 12 carottes par dalle. La procédure de scellement fait appel à un mortier résistant au feu dont on doit s'assurer de la possibilité d'écoulement dans l'interstice entre le socle et la carotte (1 cm). Il faut aussi veiller à ce que le mortier ne s'écoule pas sous la carotte, donc ne pas bouger la carotte pendant le scellement pour faciliter l'écoulement.

Une question reste en suspens : il s'agit de la formulation du béton de la dalle support. Il existe potentiellement une interaction entre le comportement au feu du socle et l'écaillage des carottes. Une action de recherche en cours a pour but de quantifier cette interaction afin d'en tirer les enseignements et de définir les prescriptions dans ce domaine.

## Application de la méthode

### Implantation des carottages

Les dimensions des carottes sont 12cm\*40cm. On recommande de tester un minimum de 3 carottes par lieu de prélèvement. Un prélèvement correspond à une formule de béton pressentie.

Sur un même ouvrage, on peut avoir à définir de nombreux points de prélèvement, chacun correspondant à chaque formule de béton potentiellement différente. Par exemple, dans le profil en travers, on peut distinguer le plafond, chacun des piédroits, et le cas échéant, des voiles séparatifs de dalles de ventilation. Dans le profil en long, des couvertures peuvent s'être succédées à des époques différentes ou par des modes de construction différents.

### Exploitation des résultats

Compte tenu de l'imperfection et de l'imprécision de cette méthode, toujours en cours d'évaluation, l'exploitation des résultats devra tenir compte des enseignements que nous apportera la recherche partenariale CETU/DIRIF/CSTB.

## H.2 MÉTHODES ÉCARTÉES

### H.2.1 Méthode de la « teneur en eau »

Cette méthode vient du critère suivant de l'Eurocode 2 (NF EN 1992-1-2), qui admet que l'écaillage est improbable si la teneur en eau du béton est inférieure à 3 %. Ce critère est proposé pour la vérification des performances R, E et I et ne s'applique donc que sous courbe ISO.

On a cependant cherché à savoir ce qu'il en était sous courbe HCM. Si le critère était valable, de simples mesures de teneur en eau sur carottages issus des ouvrages permettraient de supposer, si les résultats sont inférieurs à 3 %, que l'écaillage est improbable.

Toutefois, l'examen d'un ensemble de résultats expérimentaux a démontré que ce critère n'est pas pertinent sous HCM. De plus sur les bétons prélevés en tunnel pour évaluer ce critère, la teneur en eau était toujours supérieure à 3 % : le critère n'est pas vérifiable.

### H.2.2 Méthode « recomposition »

Même en connaissant la formule, il est difficile de reproduire à posteriori le béton de l'ouvrage (teneur en eau, porosité...). Une expérience a été menée deux fois sur un béton ayant pu faire l'objet d'un essai sur des prélèvements représentatifs : le refabriquer, l'élever, le tester et comparer les résultats d'écaillage.

Pour cela, on est passé par les étapes suivantes :

- essai préalable de reproductibilité : analyse et refabrication d'un béton dont on connaissait la formule (Tranchée couverte de la rocade L2 à Marseille)
- retrouver les formules des deux bétons des tranchées couvertes, fabriquer des corps d'épreuve et là où c'est possible, comparer avec des prélèvements dans l'ouvrage (en profitant du creusement de nouvelles issues de secours)

Pour recomposer le béton, on a besoin des éléments suivants :

- nature et dosage du ciment
- nature et dosage des granulats
- granulométrie
- porosité à l'eau
- résistance en compression
- teneur en eau

Ces paramètres peuvent être retrouvés par différents essais de laboratoire, les trois premiers par analyses chimiques et les trois derniers par analyse physique. Idéalement on aurait également besoin de reproduire l'adjuvantation, mais il est difficile de la retrouver dans les bétons durcis. Les observations peuvent indiquer la présence d'un entraîneur d'air, et la résistance celle d'un plastifiant : dans ce cas on tentera d'en introduire dans l'étude de formulation.

Un premier exercice d'application de cette méthode a été réalisé sur un béton récent dont on connaissait la formule. Même si l'on retrouve de manière correcte la formule, il reste assez délicat de refabriquer le béton : les matériaux ont évolué et un béton neuf ne sera jamais identique à celui de l'ouvrage. On s'attache cependant à reproduire les deux paramètres qui semblent prépondérants vis-à-vis de l'écaillage : la teneur en eau et la résistance en compression. La teneur en eau souhaitée sera une valeur cible atteinte par suivi pondéral et choix du conditionnement.

À noter que l'on va formuler des bétons qui auront à 28j la même résistance que les bétons de plusieurs années. La formulation est forcément un peu différente. On pourrait choisir de viser la résistance que ces bétons avaient à 28j (plus faible), mais il semble plus représentatif de viser pour le béton testé la même résistance que le béton en place quitte à s'éloigner un peu plus de la formule.

Cette méthode est très complexe et très longue à mettre en œuvre. Il faut environ deux mois pour analyser le béton, environ trois mois pour l'approvisionnement et l'étude de reformulation, puis enfin trois mois pour la fabrication et le séchage du corps d'épreuve. Nous n'avons pu l'évaluer que sur deux formules de béton, et la précision s'est avérée pire que celle de la méthode « carottes réincrústées ». En conséquence, cette méthode a été écartée.

# MISE À JOUR DE L'ANNEXE E DU GUIDE INITIAL

En haut de la page 44 du guide « Comportement au feu des tunnels routiers » publié en mars de 2005, il est écrit :

En fait, le terme  $\int_S y E(T(y)) ds$  est faible par rapport aux autres termes. Les équations ci-dessus peuvent donc être simplifiées en :

$$\gamma_{th} = -\frac{\int_S y E(y) \alpha \times (T(y) - T_0) ds}{EI} \quad \text{et} \quad \epsilon_{th} = \frac{\int_S E(y) \alpha \times (T(y) - T_0) ds}{ES}$$

La légitimité de cette simplification devra être vérifiée au cas par cas. Sinon, on remplacera « y » dans ces équations par la distance au centre de gravité à chaud, ce qui modifiera  $\gamma_{th}$  mais pas  $\epsilon_{th}$ .

Par ailleurs, l'utilisation de l'EN 1992-1-2 demande une modification des formules faisant apparaître le terme  $T(y) - T_0$ . Le coefficient de dilatation thermique étant variable, il convient de le remplacer par  $\epsilon_c(T(y))/\alpha$ . Dans la formule faisant apparaître l'acier, il convient de remplacer  $T(y_i) - T_0$  par  $\epsilon_s(T(y_i))/\alpha$ .  $\alpha$  est le coefficient de dilatation thermique constant apparaissant dans les formules, et  $\epsilon_c$  et  $\epsilon_s$  sont les déformations thermiques, fonctions de la température, données dans l'EC 2-1-2.







**LE CETU REMERCIE TOUS CEUX QUI ONT  
CONTRIBUÉ À LA REFLEXION ABOUTISSANT  
AU PRÉSENT DOCUMENT :**

Ces compléments ont été produits par un groupe de travail piloté par le CETU (Céline Lenglet) et constitué du Département d'Ingénierie Ouvrages d'Art de la Direction Régionale et Interdépartementale de l'Équipement et de l'Aménagement d'Ile-de-France (DRIEA-IF/DiRIF/SAR/DIOA) (Ludovic Picard), du Service d'Études sur les Transports, les Routes et leurs Aménagements (SETRA) (Pascal Charles) et du Centre Scientifique et Technique du Bâtiment (CSTB) (Nicolas Taillefer). La méthodologie dite des carottes réincrustées a été développée en collaboration avec la Direction des Routes d'Ile-de-France (DRIEA-IF/DiRIF) (Christophe Deniau).

Ressources, territoires, habitats et logement  
Énergies et climat Développement durable  
Prévention des risques Infrastructures, transports et mer

**Présent  
pour  
l'avenir**

---

**Centre d'Études des Tunnels**  
25, avenue François Mitterrand  
Case n°1  
69674 BRON - FRANCE  
Tél. 33 (0)4 72 14 34 00  
Fax. 33 (0)4 72 14 34 30  
[cetu@developpement-durable.gouv.fr](mailto:cetu@developpement-durable.gouv.fr)