

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

Faculté du Génie de la Construction

Département de Génie Civil

MEMOIRE DE MAGISTER

EN GENIE CIVIL

Option : Structures et Matériaux

Présenté par : Belkada Salah

THEME

**MISE AU POINT D'UNE METHODE SIMPLIFIEE DE CALCUL AU FEU
DES COLONNES MIXTES ACIER-BETON PARTIELLEMENT ENROBEES
EN CONSIDERANT LE PROBLEME DE L'EXCENTRICITE**

Devant le jury composé de :

Kaci Salah
Sadaoui Arezki
Dahmani Lalou
Kachi Mohand Said

Professeur
Professeur
Professeur
Professeur

U.M.M.Tizi-Ouzou
U.M.M.Tizi-Ouzou
U.M.M.Tizi-Ouzou
U.M.M.Tizi-Ouzou

Président
Rapporteur
Examineur
Examineur

Soutenu le :

SOMMAIRE

CHAPITRE 1 : Introduction

1-1 Etat de la problématique des constructions mixtes vis-à-vis du feu	1
1-2 Etat de la question et objectifs de ce travail	4
1-3 Cheminement du travail suivi	5
1-4 Aperçu général sur le mode de constructions mixte.....	7
1-4-1 les poutres mixtes	7
1-4-2 Les dalles mixtes	7
1-4-3 Les colonnes mixtes	8
1-4-4 Utilisation des structures mixtes	9
1-4-5 Les avantages potentiels des éléments structuraux mixtes	12
1-4-6 Matériaux utilisés dans un élément mixte	13
1-4-7 Caractéristiques des matériaux	13
1.4-8 Les poteaux mixtes enrobées de béton	14

CHAPITRE 2 : SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE

2-1 Généralités.....	17
2-2 Notions clés liées au feu.....	17
2-2-1 Naissance et développement d'un incendie	17
2-2-2 Notion de résistance au feu	21
2-3 Evolution en fonction de la température des propriétés mécaniques	25
2-3-1 Acier de construction.....	26
2-3-2 Béton	28
2-3-3 Aciers d'armatures.....	30
2-4 Résistance au flambement à température ambiante des colonnes mixtes avec profil enrobé de béton.....	33
2-4-1 La méthode générale et la méthode simplifiée.....	33
2-4-2 Formulations des courbes européennes de flambement.....	34
2-4-3 Stabilité des poteaux mixtes sous charges centrées.....	35
2-4-4 Méthode de dimensionnement à température ambiante des poteaux mixtes enrobés de béton soumis à une combinaison de compression et de flexion uni-axiale.....	39
2-5 Vérification de la résistance au feu conventionnel des poteaux enrobés de béton.....	41
2-5-1 Méthodes de calcul au feu préconisées par l'Eurocode 4.....	42
2-5-2 Méthode par valeurs tabulées.....	43
2-5-3 Méthodes de calcul simplifiées.....	45

CHAPITRE 3 : CALCUL AU FEU DE LA RESISTANCE AXIALE DES COLONNES MIXTES PARTIELLEMENT ENROBEES SELON L'EUROCODE 4- IMPLEMENTATION NUMERIQUE ET APPLICATION

3-1 Généralités.....	48
3-2 Exposé de la méthode de l'Annexe G-EC4.....	48
3.2.1 Procédure de calcul.....	49
3.2.2 Contribution des ailes ou des semelles du profilé.....	49
3-2-3 Contribution de l'âme du profilé.....	50
3-2-4 Contribution du béton.....	51
3-2-5 Contribution des barres d'armatures	52
3-2-6 Calcul de la charge axiale de flambement à température élevée	53
3-3 Exemple d'application.....	56
3-3-1 Données.....	56
3-3-2 Justification de la stabilité à température ambiante.....	57
3-3-3 Justification de la résistance au feu R60	58
3-3-4 Estimation de la résistance au feu R_f pour une charge appliquée donnée P	62
3-3-5 Disposition constructives des colonnes mixtes partiellement enrobées	63

CHAPITRE 4 : RESISTANCE AU FEU DES COLONNES MIXTES PARTIELLEMENT ENROBEES SOUS L'ACTION COMBINEE DE LA COMPRESSION ET DE LA FLEXION- IMPLEMENTATION NUMERIQUE ET ANALYSE

4-1 Généralités.....	65
4-2 Charge axiale de flambement, N_{Rd}	65
4-3 Charge de flambement $N_{Rd,e}$	66
4-4 Calcul de la courbe d'interaction N-M par la méthode approchée de l'Eurocode 4	68
4.4.1 Hypothèses principales	68
4.4.2 Résistance à la compression	69
4-4-3 Résistance à la flexion	72
4-4-4 Application au profilé partiellement enrobé	73
4-5 Calcul du moment sollicitant maximal M_{sd} pour le cas d'une colonne excentrée	78
4-5-1 Equation de la ligne élastique	79
4-5-2 Résolution de l'équation différentielle d'équilibre	79
4-5-3 Etat critique de la colonne	80
4-5-4 Expression du moment sollicitant maximal M_{sd}	81
4-6 Exemple d'application	83
4-6-1 Représentation la courbe d'interaction N- M de la section transversale	83
4-6-2 Calcul de la charge de flambement $N_{Rd,e}$	85
4-6-3 Estimation de la résistance au feu pour une charge $P = 2500$ kN	90
4-7 Implémentation numérique- Code P213FB.FOR _version 2014	91
4-7-1 Description du fichier de données P213FB.INP	91
4-7-2 Organigramme du programme P213FB.FOR _version septembre 2014	92
4-7-3 Comparaison des résultats	99
4-8 Analyse paramétrique.....	111
4-8-1 Effet du taux de chargement, η	111
4-8-2 Effet de l'élancement, λ	112
4-8-3 Effet de l'enrobage des barres d'armatures, u	112
4.8.4 Effet de l'excentricité de charge, e	113

CHAPITRE 5 : FORMULATION SIMPLIFIEE POUR LA DETERMINATION AU FEU DE LA RESISTANCE ULTIME DES COLONNES MIXTES PARTIELLEMENT ENROBEES EXCENTRIQUEMENT CHARGÉES

5-1 Généralités	114
5-2 formulation existant à température ordinaire	115
5-2-1 Méthode générale	115
5-2-2 Méthode pratique basée sur l'état d'équilibre	116
5-2-3 Méthode de calcul approchée	116
5-3 Formulation à froid pour colonnes métalliques comprimées et fléchit	117
5-3-1 Formule de Campus Massonnet	117
5-3-2 Stabilité des éléments métalliques en flexion composée	121
5-4 Mise au point d'un modèle pratique simple	130
5-4-1 Bases théoriques du modèle	130
5-4-2 Limitation du modèle	132
5-5 Validation du modèle	132
5-5-1 Exemple 1	132
5-5-2 Exemple 2	135
5-5-3 Exemple 3	138
5-5-4 Conclusion	138

CHAPITRE 6 : CONCLUSION GENERALE

5-1 Rétrospective	142
5-2 Organisation de ce travail	142
5-3 Résultat obtenus	144
5-4 Recommandations futures	144
REFERENCES	145

Liste des tableaux :

Tableau 1-1 : Caractéristiques des colonnes mixtes enrobées de béton	15
Tableau 2-1 : Facteurs de réduction $k_a(T)$ pour les relations contrainte-déformation de l'acier de construction.....	26
Tableau 2-2: Variation en fonction de la température du facteur de réduction $k_{c,T}$, de $\varepsilon_u^c(T)$ et de $\varepsilon_u^e(T)$	29
Tableau 2-3 : Facteurs de réduction $k_s(T)$ pour les relations contrainte-déformation de l'acier d'armature.....	30
Tableau 2-4 : Dimensions transversales minimales, enrobage minimale de profilé et distance minimale de l'axe des armatures, pour des poteaux mixtes avec profil totalement enrobé de béton.....	44
Tableau 2-5 : Enrobage minimale du profilé pour des poteaux mixtes avec profil totalement enrobé de béton si le béton n'a qu'une fonction isolante.....	44
Tableau 2-6 : Dimension transversales minimales, distance minimale de l'axe des armatures et rapport minimal entre l'âme et celle de la semelle pour des poteaux mixtes avec profil partiellement enrobé de béton.....	45
Tableau 3-1 : Température $\theta_{0,t}$ et le coefficient k_t	49
Tableau 3-2 : Coefficient H_t en fonction de la durée d'exposition au feu.....	50
Tableau 3-4 : Couche externe $b_{c,fi}$ du béton négligée en fonction du temps.....	51
Tableau 3-5 : Facteur de massivité et la température moyenne dans le béton en fonction de la résistance à l'incendie normalisé.....	51
Tableau 3-6 : Facteur de réduction $k_{y,t}$ de la limite d'élasticité $f_{sy,20^\circ C}$ des armatures.....	52
Tableau 3-7 : Facteur de réduction $k_{E,t}$ du module d'élasticité $E_{s,20^\circ C}$ des armatures.....	53
Tableau 3-8 : Coefficient de réduction $\varphi_{t,\theta}$ dépendant de l'effet des contraintes thermiques.....	54
Tableau 3-9 : Coefficient χ pour la courbe de flambement.....	55

Liste des figures :

Figure 1-1 : Différents types de sections transversales enrobées de béton	3
Figure 1-2 : Exemples de poutres mixtes	7
Figure 1-3 Exemples de dalles mixtes avec tôles profilées collaborantes.....	8
Figure 1-4 : Vue d'une structure mixte acier-béton avec dalle mixte	8
Figure 1-5 : Exemples de colonnes mixtes partiellement ou totalement enrobées de béton.....	9
Figure 1-6 : Exemple de colonnes mixtes remplies de béton.....	9
Figure 1-7 : Exemples de poteau mixte partiellement enrobée nécessitant généralement une protection contre l'incendie	14
Figure 1-8 : Exemples de connexions assurant une liaison entre éléments structuraux	16
Figure 2-1 : Triangle du feu	17
Figure 2.2 : Evolution de la température lors d'un incendie réel	18
Figure 2-3 : Evolution de la température en fonction du régime de combustion.....	20
Figure 2-4 : Courbe ISO de montée en température d'un essai au feu.....	21
Figure 2-5 : Schéma de vérification de la résistance au feu.....	23
Figure 2-6 : Trois vérifications équivalentes de résistance au feu [11].....	24
Figure 2-7 : Modèle de la relation contrainte-déformation-température d'un matériau (i)	25
Figure 2-8 : Modèle mathématique exprimant les relations contrainte-déformation de l'acier de construction à température élevée.....	26
Figure 2-9 : Variation en fonction de la température des facteurs de réduction k_a, T pour les relations contrainte-déformation de l'acier de construction.....	27
Figure 2-10 : Représentation graphique des relations contrainte-déformation pour la nuance d'acier S235 jusqu'à une déformation de 2% [01].....	28
Figure 2-11 :Modèle mathématique exprimant les relations contrainte-déformation du béton à température élevée.....	28
Figure 2-12 : Variation en fonction de la température du facteur de réduction $k_a(T)$, de $\varepsilon_u^e(T)$ et de $\varepsilon_u^e(T)$ pour les relations contrainte-déformation du béton.....	29
Figure 2-13 : Représentation graphique des relations contrainte-déformation sans écrouissage du béton pour des températures 20, 200, 400 et 600°C	30
Figure 2-14 : Variation en fonction de la température des facteurs de réduction k_s, T pour les relations contrainte-déformation de l'acier d'armature.....	31
Figure 2-15 : Représentation graphique des relations contrainte-déformation de l'acier d'armature.....	32
Figure 2-16 : Courbes de flambement européennes a, b, c et d	35
Figure 2-17 : Courbe d'interaction pour la compression et la flexion	39
Figure 2-18 : Méthode de calcul pour la compression et la flexion uni-axiale.....	40
Figure 2-19 : Comportement structurel des poteaux d'ossatures contreventées.....	47
Figure 3-1 : Section réduite pour le calcul de la résistance au feu d'une colonne mixte partiellement enrobé de béton	48
Figure 3-2 : Valeur nominale de la limite d'élasticité f_y et de la résistance à la rupture en traction f_u en fonction de l'épaisseur du profilé	55
Figure 3-3 : Géométrie de la colonne.....	56
Figure 3-4 : Section transversale réduite pour le calcul de la résistance au feu R60.....	60
Figure 3-5 : Estimation de la résistance au feu en fonction de la charge appliquée.....	62
Figure 3-6 : Goujons connecteurs à tête soudés sur l'âme.....	64
Figure 4-1 : Etapes de calcul de la charge axiale de flambement , N_{Rd}	66

Figure 4-2 : Diagramme d'interaction pour une section totalement enrobée selon l'axe fort [7]	67
Figure 4-3 Méthode de calcul de la charge de flambement $N_{Rd,e}$	68
Figure 4-4 : Répartition des contraintes correspondants à la courbe d'interaction de la figure 4-3.....	69
Figure 4-5 : Section transversale mixte symétrique par rapport à ses 2 axes de symétrie.....	70
Figure 4-6 : Equilibre de la section dans le cas de la flexion seule (cas B).....	70
Figure 4-7 : Equilibre de la section dans le cas de la flexion/compression (cas C).....	71
Figure 4-8 : Caractéristiques géométriques de la section.....	73
Figure 4-9 : Calcul du module de résistance plastique du profilé.....	73
Figure 4-10 : Caractéristiques géométriques de la section.....	74
Figure 4-11 : Axe neutre dans l'ame	75
Figure 4-12 : Axe neutre englobe aucune armature.....	75
Figure 4-13 : Espace occupé par les aciers d'armature et du profilé dans la zone comprimée du béton.....	76
Figure 4-14 : Axe neutre englobe toutes les armatures.....	76
Figure 4-15 : Axe neutre englobe la première nappe d'armature.....	77
Figure 4-16 : Axe neutre englobe les deux premières nappes d'armatures.....	77
Figure 4-17 : Colonne droite comprimée excentriquement.....	78
Figure 4-18 : Evolution de la charge en fonction de la flèche [30].....	81
Figure 4-19 : Caractéristiques de la section transversale de la colonne.....	83
Figure 4-20 : Représentation de la courbe d'interaction M-N de la section transversale de la colonne	85
Figure 4-21 : Implémentation de la méthode de calcul de $N_{Rd,e}$	86
Figure 4-22 : Détermination du moment correspondant v_x de la section.....	87
Figure 4-23 : Détermination du moment correspondant $v_d^{(1)}$ de la section	87
Figure 4-24 : Extrait du programme principal P213FB.FOR _version septembre 2014	91
Figure 4-25 : Organigramme de calcul de la charge axiale de la colonne à température ambiante , N_{Rd}	94
Figure 4-26 : Organigramme de calcul de la charge axiale de la colonne en situation d'incendie, $N_{fi,Rd}$	97
Figure 4-27 : Organigramme de calcul de la charge de flambement $N_{Rd,e}$	98
Figure 4-28 : Effet du taux de chargement η sur la résistance au feu	111
Figure 4-29 : Effet de l'élançement λ de la colonne sur la résistance au feu	112
Figure 4-30 : Effet de l'enrobage (u) des barres d'armatures sur la résistance au feu.....	113
Figure 4-31 : Effet de l'excentricité sur la résistance au feu.....	113
Figure 5-1 : Courbe d'interaction pour la compression et la flexion uni-axiale.....	133
Figure 5-2 : courbe d'interaction avec un schéma polygonal passant par cinq points.....	134
Figure 5-3 : courbe d'interaction linéaire adimensionnel.....	135
Figure 5-4 : courbe d'interaction linéaire (N-M).....	136

Remerciements

Mes remerciements s'adressent à toutes les personnes que j'ai rencontrées avant et pendant ce projet thèse, sachant que d'une façon ou d'une autre, elles ont contribué à sa finalisation.

CHAPITRE 1

INTRODUCTION

1-1 Etat de la problématique des constructions mixtes vis-à-vis du feu

Dans notre société moderne, il existe une grande probabilité de rencontrer un incendie dans les différents types d'immeubles tels que par exemple les hôtels, les écoles et les hôpitaux ainsi que dans les bâtiments à usage notamment industriels et dépend sans aucun doute de leur état de vétusté et du degré de fiabilité des mesures de sécurité adoptées. Cette probabilité ne peut malheureusement jamais être complètement écartée malgré les précautions aussi sévères qu'on peut imaginer. C'est à cause non seulement de l'impossibilité d'écarter d'une manière systématique tous les matériaux combustibles mais aussi dans l'imagination d'un monde à l'abri des défaillances et des malveillances.

1-1-1 Risque permanent de l'incendie dans les constructions

Il faut bien garder à l'esprit et se résoudre à admettre le caractère inéluctable du risque permanent d'incendie dont selon les recommandations des normes européennes des Eurocodes [1,2,3], ce risque doit être pris en considération lors de la construction ou de réhabilitation de bâtiments. Cependant, on convient évidemment de la limite au strict minimum de réduire les effets par la mise en œuvre d'une panoplie de mesures bien connues telles que la détection et l'alarme en cas d'incendie, l'extinction automatique par sprinklers, la disposition rationnelle de portes et de parois coupes feu qui interviennent dans le compartimentage du bâtiment, le placement judicieux d'exutoires de fumées et le choix de matériaux ne dégageant pas de gaz toxiques.

Ces mesures de sécurité, si importantes soient-elles n'éliminent cependant pas pour l'ingénieur ou pour le praticien en général, la nécessité de concevoir des structures portantes présentant une résistance au feu judicieusement adaptée au type de bâtiment et susceptible de se maintenir dans le temps. Une telle résistance au feu est évidemment indispensable pour sauvegarder les vies humaines à courte et moyenne échéance, pour minimiser les dégâts occasionnés au bâtiment et limiter les frais colossaux aux compagnies d'assurances et pour permettre une intervention efficace des sapeurs-pompiers, sans craindre l'arrivée d'un effondrement prématuré de la structure.

1-1-2 Intérêt de la construction mixte

La construction mixte a de tout temps été particulièrement bien adaptée à des sollicitations exceptionnelles. C'est ainsi par exemple que les cathédrales gothiques n'ont pu parvenir jusqu'à nous, malgré leur légèreté et les sollicitations exceptionnelles qu'elles ont eu à subir au cours de leur vie, que grâce à la mise en œuvre généralisée d'une collaboration

intime entre les pierres et les tirants de fer noyés dans les corniches continues en pierres ou disposés de manière visible sous forme de traverses horizontales stabilisant les vitraux [4].

De nos jours, la construction mixte acier-béton, réputée depuis longtemps comme bien adaptée à des sollicitations telles que celles engendrées par des tremblements de terre, des tassements anormaux et des vents exceptionnels, est de plus en plus considérée aussi actuellement comme convenant très bien pour les constructions auxquelles des exigences de sécurité au feu sont imposées. En plus de son caractère de compétitivité qui tend à s'affirmer de plus en plus, ce type de construction dispose, en effet comme le béton armé, d'une résistance au feu qui lui est propre naturellement et qui reste stable dans le temps. De plus, la construction mixte permet de combiner idéalement les avantages de ses composants pris séparément, à savoir notamment, pour les poutrelles en acier, un encombrement réduit, des facilités de préfabrication et d'assemblage, une bonne résistance aux tremblements de terre et, pour le béton, une diffusivité thermique faible, une mise en forme aisée, une bonne résistance à l'instabilité et de faibles valeurs du facteur de forme qui est le rapport entre les surfaces exposées au feu d'un élément et son volume [5].

1-1-3 Résistance au feu des colonnes mixtes enrobées

La construction mixte est formée principalement d'une association judicieuse de trois matériaux qui sont soigneusement interconnectés entre eux à savoir le béton, l'acier d'armatures et l'acier de construction. Nous présentons à la figure 1-1, quelques exemples typiques de sections transversales des colonnes mixtes enrobées de béton. Les plus couramment connues sont les sections mixtes totalement enrobées (fig.1-1a) et les sections mixtes partiellement enrobées (fig.1-1b). Ainsi, protégés contre le feu, ces colonnes peuvent être dimensionnés pour résister à la flexion double i.e charge axiale et moments fléchissants autour des deux axes principaux. Ce qui permet d'avoir, par exemple, un système de cadres rigides bi-directionnels en périphérie d'un bâtiment avec poteaux mixtes, constituant un système à la fois rigide et ductile afin de résister aux forces horizontales.

Le comportement au feu des colonnes mixtes enrobées de béton est différent des colonnes non enrobées. En effet, si le comportement au feu des colonnes en profil creux ou vide (i.e sans le béton) apparaît similaire à celui des constructions en acier traditionnelles où leur comportement, lorsqu'ils sont non protégés, dépend uniquement du degré d'utilisation (rapport entre la charge appliquée et la capacité portante du poteau dans des conditions de température ambiante) et de dimensions de la section transversale (habituellement représentées par le facteur de massivité) ; ce qui conduit en général à une résistance au feu assez limitée et rarement supérieure à 30 minutes. Dans le cas des profilés enrobés, le remplissage de béton ne sert pas seulement à une augmentation de la capacité portante et la rigidité du profil, mais il augmente également la résistance à l'incendie de la colonne. Bien qu'à température ambiante, le profilé en acier constitue l'élément porteur principal, en situation d'incendie, avec l'élévation de température sa participation à la résistance de la colonne décroît de plus en plus. Durant ce processus, par exemple dans le cas de la figure 1-1b, une redistribution des contraintes s'effectue depuis le profilé en acier, relativement chaud, vers le noyau du béton qui est relativement froid. Cette redistribution est particulièrement efficace lorsque l'on utilise du béton armé. Ceci s'explique par le rôle d'isolation thermique joué par l'enrobage de béton qui entraîne une élévation de température relativement lente des armatures. Ces dernières ne perdent pas alors leur résistance que graduellement par rapport à la perte de résistance du profilé, lorsqu'il est directement exposé. Ainsi, le béton de

remplissage augmente fortement la résistance à l'incendie de la colonne qui, en fonction du pourcentage d'armatures du béton, peut atteindre, voire dépasser, 90 minutes sans la nécessité d'ajouter une protection extérieure telle que les peintures intumescentes et les produits projetés [5,6].

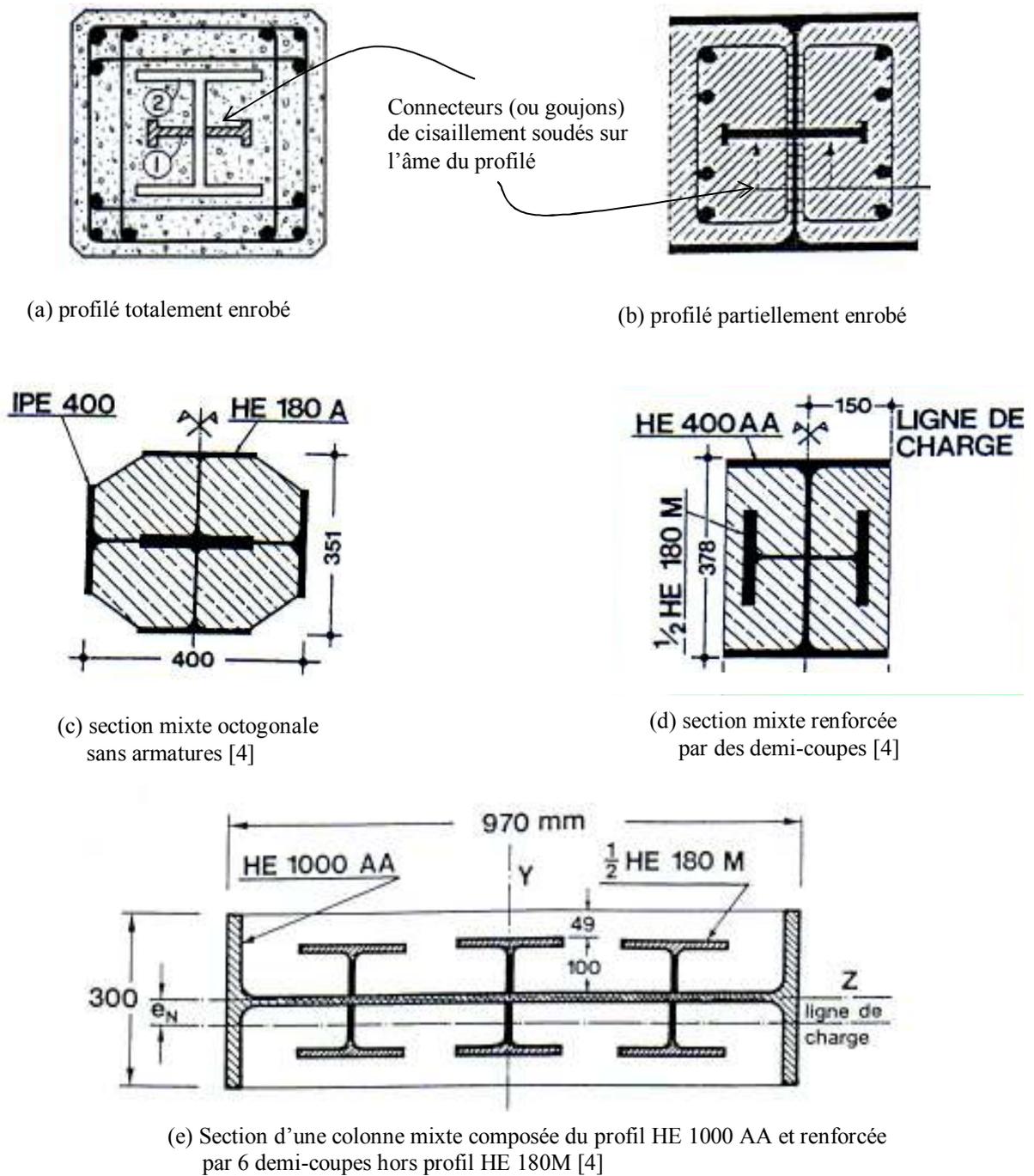


Figure 1-1 Différents types de sections transversales enrobées de béton

1-2 Etat de la question et objectifs de ce travail

L'évaluation par voie théorique de la résistance au feu des structures ou de l'un de ses éléments en béton est très complexe et s'avère peu appropriée à un dimensionnement au quotidien de l'ingénieur vu les moyens informatiques colossaux que cela nécessite. C'est suite principalement à l'inégale répartition de la température sur la section droite de l'élément de la structure soumis à des températures élevées allant jusqu'à plus de 1000°C.

L'EC4 dans sa partie 1-2 [1], propose deux méthodes approchées différentes pour justifier la résistance au feu des éléments de structures mixtes. La première utilise des tableaux de valeurs préalablement établies pour les sections transversales les plus fréquentes sur la base des essais expérimentaux et de caractère empirique pour le dimensionnement ou la vérification des différents éléments mixtes vis-à-vis de leur résistance au feu. Son utilisation se montre en principe très largement sécuritaire, souvent d'une application facile et rapide, mais son domaine de validité gagnerait à être encore contrôlé et quelque peu élargi, sans avoir à passer par de nouveaux essais en laboratoire mais en utilisant les moyens de calcul avancés fondés généralement sur la méthode des éléments finis.

Toutefois, cette méthode dite 'par valeurs tabulées' garde un intérêt réel, du moins au stade du dimensionnement à l'incendie en vue de choisir entre une solution mixte acier-béton et une solution en acier avec une protection d'efficacité équivalente. La deuxième qui s'inscrit dans le cadre de ce travail est la méthode dite simplifiée qui fait référence à des formules analytiques ne concernant que des éléments de structures individuels. Son principe consiste de calculer l'effort résistant ultime de l'élément structural par une approche simplifiée qui est établie à partir des essais de laboratoire. Pour les colonnes mixtes avec profil partiellement enrobé et centriquement chargée, il s'agit de l'Annexe G de l'EC4 1-2.

Cependant, lorsque les colonnes sont excentrées c'est-à-dire comprimées et fléchies, le problème devient sensiblement complexe. En effet, si dans le cas des colonnes chargées centriquement, la détermination de la charge ultime préconise l'utilisation de la formule type $\bar{N} = f(\bar{\lambda})$ i.e contrainte critique réduite égale à la fonction de l'élançement réduit [4,5], dans le cas des colonnes excentrées, elle renvoient généralement à la méthode de la colonne-modèle du type des méthodes basées sur l'équilibre entre les forces internes et externes en fonction de la position de l'axe neutre [7]. C'est comme le cas de la méthode suggérée par l'EC4-partie 1-2 à l'article 7 de l'annexe G mais qui requiert une quantité de travail considérable pour un usage quotidien du praticien. La difficulté est double qui consiste d'une part dans la représentation de la courbe d'interaction de la section transversale de la colonne dont les points caractéristiques sont en fonction de la position variable de l'axe neutre. D'autre part, l'autre difficulté réside dans la détermination de la charge ultime à froid qui fait recours nécessairement à un schéma itératif nécessitant plusieurs opérations répétées dépendamment de la précision souhaitée de calcul.

Trois objectifs sont ainsi fixés dans ce travail dont le premier consiste fondamentalement dans la mise au point d'une méthode simplifiée de calcul de la résistance au feu des colonnes mixtes acier-béton partiellement enrobées et excentriquement chargées, en adoptant les deux démarches suivantes à savoir :

- 1- trouver une formulation permettant d'éviter de devoir recourir à la double difficulté liée à la représentation de la courbe d'interaction de la section transversale de la colonne et au schéma itératif long et difficile dans l'évaluation de la charge ultime à froid de la colonne.
- 2- Exploiter d'une manière fondamentale la formulation de Campus-Massonet utilisée initialement pour les colonnes métalliques et qu'il faut ensuite aménager en apportant des modifications nécessaires afin de tenir compte de la présence des matériaux acier, béton et armatures.

Le second objectif porte sur l'élaboration d'un code de calcul approprié capable d'analyser le comportement de ce type de colonne depuis la mise en charge à température ambiante ($t = 0$) jusqu'à son effondrement effectif sous l'action de l'incendie. Les résultats de ce code ainsi établi serviront d'étalon de comparaison à la formulation de la méthode simplifiée des colonnes en béton armé.

Le troisième objectif consiste d'exploiter ce code de calcul pour une simulation de divers paramètres dans le but de mettre en évidence certaines dispositions constructives favorables ou défavorables à la bonne tenue au feu des éléments de colonnes. Comme exemple de paramètres les plus influençant le comportement de la colonne sont tels que le taux de chargement, la massivité, la longueur, l'armaturage et l'enrobage.

1-3 Cheminement du travail suivi

Ce travail sera organisé en six chapitres dont le premier consistera à donner un aperçu général sur les constructions mixtes acier-béton en mettant en relief les avantages de ce mode de construction.

Le chapitre suivant sera consacré à la revue bibliographique où nous allons en premier lieu rappeler les notions utiles générales relatives à la modélisation de l'incendie ayant trait à son développement et sa propagation, les moyens de prévention contre l'incendie et les exigences réglementaires de vérification de la résistance au feu des éléments de construction. C'est dans le but d'encrenner la problématique de la philosophie de l'incendie dans l'esprit du lecteur. En second lieu, seront décrits, pour des températures élevées, les propriétés mécaniques telles que préconisées par l'EC4 concernant les principaux matériaux résistants utilisés pour les poteaux mixtes en béton à savoir le béton, les aciers d'armatures et les aciers de construction. En dernier lieu, nous passerons à la présentation succincte, d'abord à température ambiante et ensuite en situation d'incendie, de l'essentiel des méthodes de calcul utilisées dans la littérature pour les colonnes mixtes tenant compte de l'excentricité de charge.

Le chapitre trois portera sur la présentation du modèle de l'Annexe informative G de l'EC 4-1-2 relative au calcul par sommation pondérée de la résistance à l'incendie normalisé de poteaux mixtes centriquement chargés avec profilé en acier partiellement enrobé dans le cas de flambement suivant l'axe faible. Sera suivie d'une présentation détaillée d'un exemple de calcul d'un poteau supposé chargé centriquement justifiant sa stabilité à température ambiante et à température élevée.

Le chapitre quatre sera consacré aux développements théoriques et à l'implémentation numérique de la méthode itérative de calcul des colonnes comprimées et fléchies où dans un premier temps sera décrit le programme ainsi élaboré en spécifiant le fichier de données et l'organigramme de la procédure. Dans un deuxième temps, l'accent sera mis sur la méthode approchée suggérée par l'EC4 afin de représenter la courbe d'interaction de la section transversale de la colonne mixte et sur la méthode itérative de calcul de la charge de flambement excentrée de la colonne envisagée pour des conditions de températures ambiantes. Dans un troisième temps, le programme établi sera illustré par des applications numériques portant sur l'évaluation de la capacité portante et de la résistance au feu des colonnes mixtes partiellement enrobées de béton. Dans un dernier temps, nous envisagerons une analyse paramétrique appropriée afin de mettre en évidence certains paramètres clés les plus influents sur le comportement de la colonne.

L'avant dernier chapitre aura trait sur les fondements théoriques du modèle simplifié ainsi mise au point pour la détermination de la résistance au feu des colonnes mixtes partiellement enrobées excentriquement chargées. En premier lieu, nous effectuerons une revue bibliographique détaillée des différentes formulations existantes à froid ou à température ambiante où nous y évoquerons particulièrement les formules d'interaction utilisées pour les colonnes métalliques comprimées et fléchies qui serviront comme point de départ au problème que nous recherchons. Nous passerons, en second lieu, aux développements théoriques du modèle basés sur la linéarisation de la courbe d'interaction de stabilité de la colonne mixte partiellement enrobées en apportant quelques aménagements tenant compte de la présence du béton et des aciers d'armatures. Nous procéderons, en dernier lieu, à la validation du modèle en envisageant plusieurs exemples de colonnes différentes dont les résultats seront analysés et comparés à ceux issus de la méthode itérative préconisée par l'EC4.

Nous terminerons en guise de dernier chapitre, par une conclusion générale qui débouchera sur les orientations futures de ce thème de travail.

1-4 Aperçu général sur le mode de constructions mixte

Dans la pratique courante de la construction métallique, on peut distinguer trois types principaux d'éléments mixtes à savoir les poutres mixtes, les dalles mixtes et les poteaux mixtes. La section d'une poutre mixte ou d'une dalle mixte, est essentiellement sollicitée par des efforts de flexion, alors que la section d'un poteau mixte est sollicitée en compression, souvent combinées avec la flexion.

1-4-1 Les poutres mixtes

Les poutres mixtes acier-béton sont des éléments porteurs fléchis composés d'une poutre métallique et d'une dalle de béton. Elles peuvent être :

- des profilés métalliques plus des dalles coulées sur le coffrage.
- des profilés métalliques plus des dalles partiellement préfabriquées.
- des profilés métalliques plus des dalles complètement préfabriquées.

Il s'agit en général d'un profilé en acier connecté à une dalle de béton comme illustré sur la figure 1-2. Cette dalle peut être coulée sur un coffrage non permanent ou sur un coffrage permanent, comme par exemple une tôle profilée en acier, ou une série de prédalles.

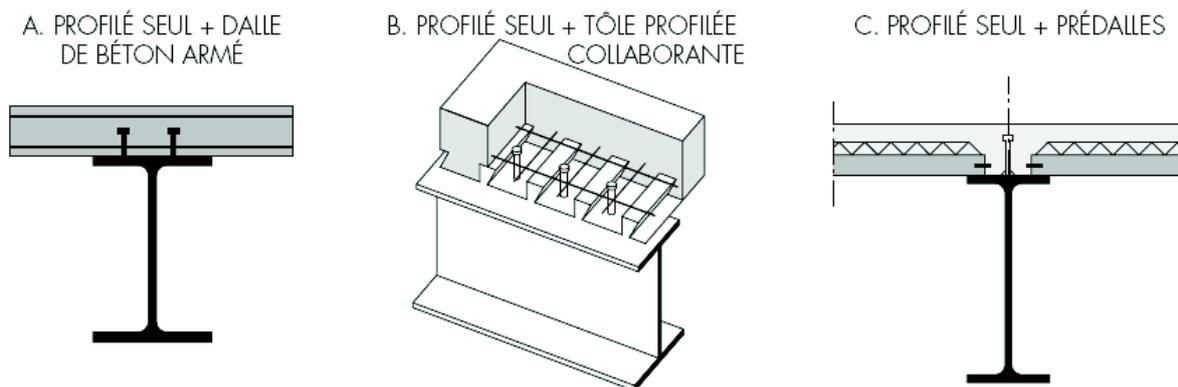


Figure 1-2 Exemples de poutres mixtes [8,9]

1-4-2 Les dalles mixtes

Les dalles mixtes sont des éléments structuraux mixtes horizontaux bidimensionnels soumises principalement à la flexion, dans lesquels des tôles profilées en acier (fig.1-3):

- sont utilisées comme coffrage permanent capable de supporter le béton frais, les armatures et les charges de chantier ;
- et s'unissent ensuite structurellement au béton durci et agissent comme tout ou parti de l'armature de traction dans la dalle.

La hauteur totale des dalles mixtes varie en général de 120 à 180 mm; elle est fonction notamment de la résistance au feu exigée. La hauteur classique des nervures (de la tôle) est entre 40 et 85mm. Les entraxes varient de 150 à 300 mm et l'épaisseur de la tôle utilisée varie entre 0.75 et 2 mm.

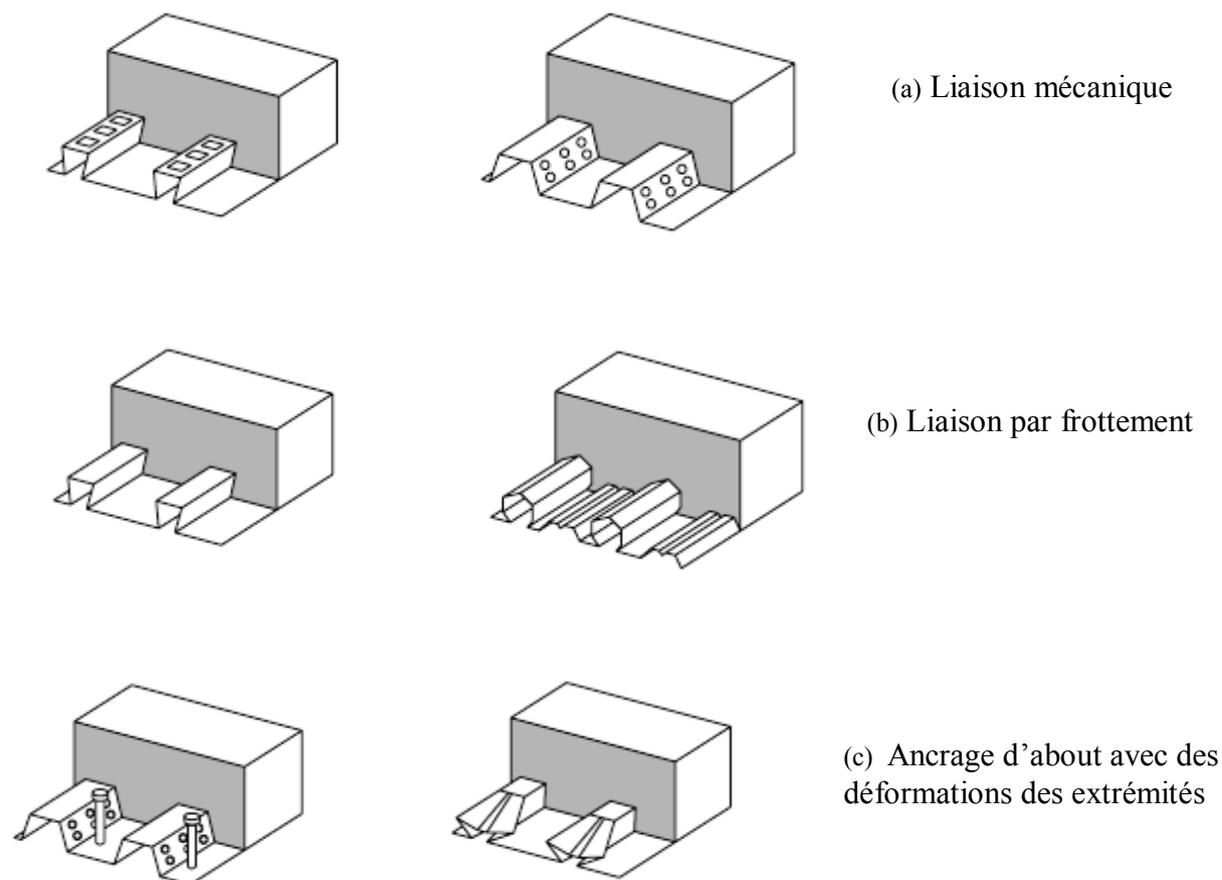


Fig. 1-3 Exemples de dalles mixtes avec tôles profilées collaborantes.

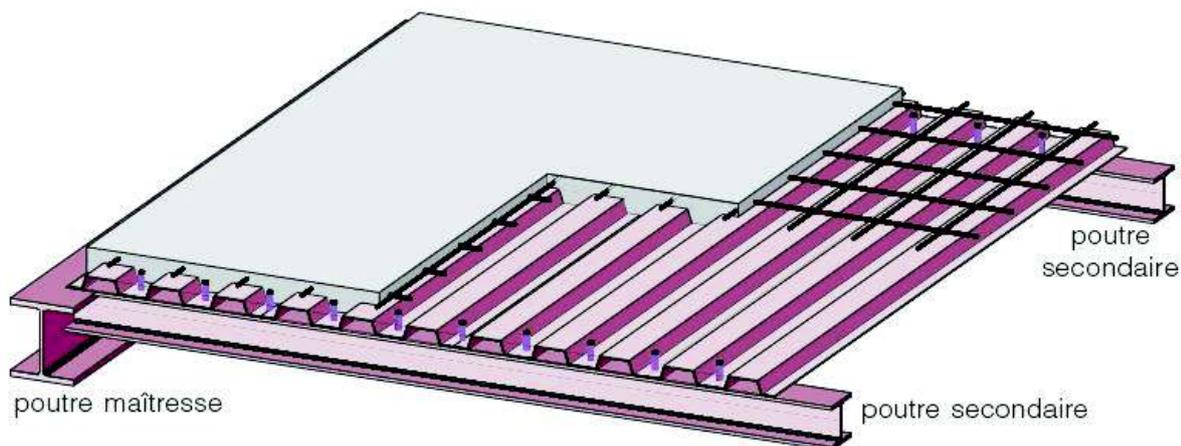


Figure 1-4 Vue d'une structure mixte acier-béton avec dalle mixte

1-4-3 Les colonnes mixtes

Les colonnes ou poteaux mixtes sont par définition des éléments porteurs verticaux composés essentiellement d'un profilé métallique et du béton armé ou non, ils sont soumis principalement à la compression et à la flexion. Il existe principalement deux types de colonnes mixtes :

- les colonnes enrobées de béton, totalement ou partiellement (fig. 1-4)
- les colonnes remplies de béton (fig. 1-5)

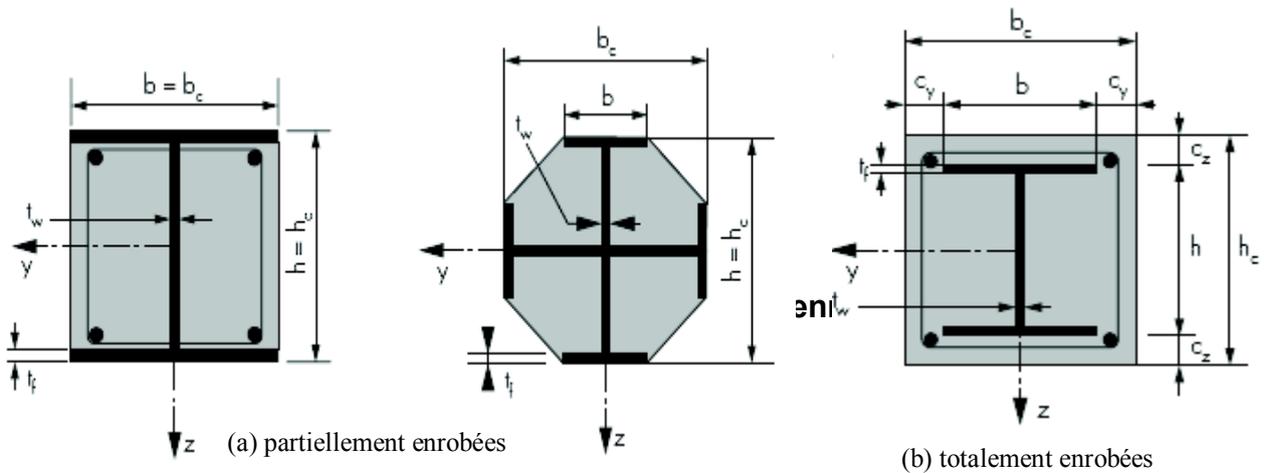


Figure 1-5 Exemples de colonnes mixtes partiellement ou totalement enrobées de béton

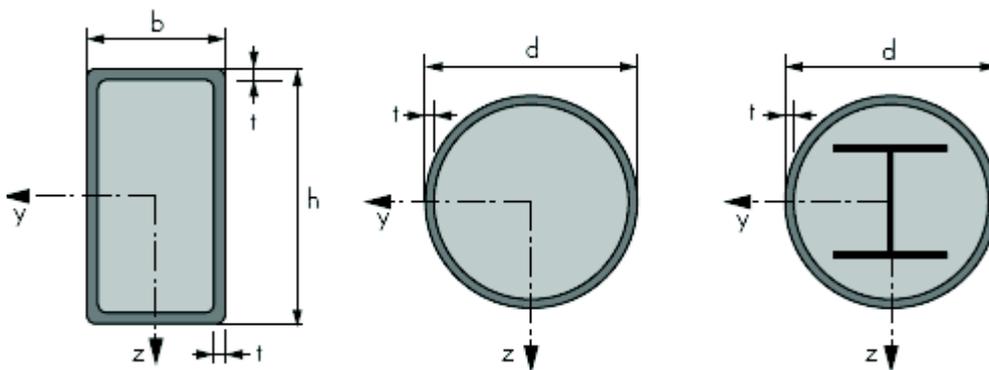


Figure 1-6 Exemples de colonnes mixtes remplies de béton

1-4-4 Utilisation des structures mixtes

Tout dimensionnement doit non seulement prendre en compte l'optimisation de la résistance aux charges, la résistance au feu, de la raideur et de la ductilité mais également les aspects architecturaux, économiques, de fabrication et d'utilisation des poutres, dalles et poteaux.

1-4-4-1 Aspect architectural

Les structures mixtes permettent de nombreuses variations architecturales pour combiner les différents types d'éléments mixtes. En plus de réduire les dimensions des éléments, la construction mixte permet :

- des portées plus importantes ;
- des dalles mixtes plus minces ;
- des colonnes mixtes plus élancées.

Elle offre également une grande flexibilité ainsi que de nombreuses possibilités lors de la conception.

1-4-4-2 Aspect économique

L'intérêt économique des structures mixtes provient de dimensions plus réduites et d'une exécution plus rapide. La rigidité plus élevée de l'élément structural mixte entraîne des flèches plus faibles donc des portées plus grandes et des hauteurs totales plus faibles. Les rapports portée sur hauteur ($l/h=35$) des poutres sont faibles et peuvent présenter plusieurs avantages:

- la réduction des hauteurs permet de réduire la hauteur totale du bâtiment et permet dès lors une diminution de la surface de couverture ;
- les portées plus grandes pour des hauteurs identiques (par rapport aux autres méthodes de construction) permettent de libérer des poteaux les pièces qui offrent alors plus de flexibilité ;
- pour une même hauteur totale de bâtiment, celui-ci peut présenter plus d'étages ;
- économie de coûts suite à la réalisation plus rapide du bâtiment ;
- coûts de financement plus faibles ;
- prêt à l'emploi plus rapidement et donc revenu d'utilisation plus élevé.

1-4-4-3 Fonctionnalité

Les structures métalliques traditionnelles présentent des systèmes de protection au feu rapportés qui permettent d'isoler l'acier de la chaleur due à l'incendie. Les structures métalliques et mixtes actuelles peuvent présenter une résistance au feu en utilisant les principes des constructions en béton armé dans lesquelles le béton protège l'acier grâce à sa masse élevée et sa conductivité thermique relativement faible.

Tout comme les planchers mixtes qui peuvent résister au feu, les poutres mixtes peuvent également être utilisées sans protection des semelles mais avec un enrobage de béton armé entre les semelles. Ce béton ne sert pas uniquement à maintenir des températures relativement basses dans la semelle supérieure et dans l'âme mais également à apporter de la résistance flexionnelle compensant la perte de résistance de la semelle inférieure portée à haute température.

1-4-4-4 Equipement et utilisation flexible du bâtiment

Les structures mixtes s'adaptent aisément aux modifications susceptibles de se produire devant la vie d'un bâtiment. Cela est particulièrement le cas lorsque la dalle est en présence de structures en portiques. Il est alors toujours possible de créer une nouvelle cage d'escalier entre deux planchers en ajoutant simplement les poutres de renvoi nécessaires. Les évolutions récentes dans les technologies informatiques, de communication et d'information ont montré l'importance d'être capable de modifier rapidement l'organisation des équipements d'un bâtiment. De plus, dans les bâtiments commerciaux ou en co-propriété, il doit être possible de modifier les équipements sans occasionner d'inconvénient aux autres occupants. Pour

résoudre ses problèmes, les ingénieurs doivent choisir entre plusieurs solutions. Il y a généralement trois manières d'installer les équipements :

- dans les faux-plafonds
- dans un faux-plancher
- dans des caissons situés le long des murs

L'espace entre les semelles d'une poutre mixte constitue une zone idéale dans laquelle les équipements peuvent être installés.

1-4-4-5 Montage

Les planchers mixtes sont maintenant la solution privilégiée pour une grande variété de structures car ils offrent aux concepteurs et aux clients les avantages suivants:

- **Plate-forme de travail :**

Avant le bétonnage, la tôle profilée constitue une plate-forme de travail sûre et qui permet d'accélérer le processus construction d'autres éléments.

- **Coffrage permanent :**

La tôle profilée porte de poutre à poutre et sert de coffrage permanent au béton tel que généralement des étais provisoires ne sont pas nécessaires. La tôle profilée est également une barrière efficace à la vapeur. La retombée de la poutre reste propre après le bétonnage et l'utilisation de tôles peintes peut donner un bon aspect au plafond mais la peinture peut causer des difficultés en cas de soudage des goujons à travers la tôle.

- **Armatures :**

La section d'acier du profilé métallique est généralement suffisante pour résister, en tant qu'armature, au moment de flexion positif. Des armatures supplémentaires peuvent être présentes dans la dalle pour résister au retrait, aux mouvements dus à la température ou afin d'assurer une continuité aux appuis (moment négatifs). L'action mixte est obtenue grâce à la forme du profil ou à l'aide de moyens mécaniques tel que des indentations ou un bossage de la tôle profilée.

- **Vitesse et simplicité de construction :**

Les tôles profilées combinant une rigidité élevée et un faible poids rendent aisé le transport et le stockage du matériel sur chantier. Un camion est souvent capable de transporter jusqu'à 1500m² de plancher. Une équipe de quatre hommes peut installer 400m² de plancher par jour. Les panneaux sont légers et sont des éléments préfabriqués qui peuvent être aisément transportés et installés par deux ou trois hommes.

- **Produits à la qualité contrôlée :**

Les éléments métalliques des structures mixtes sont fabriqués et contrôlés en usine. Cela permet l'établissement de procédures de qualités strictes qui diminuent l'incertitude liée au travail sur chantier. Le résultat en est une précision de construction plus élevée.

1-4-5 Les avantages potentiels des éléments structuraux mixtes

La construction mixte permet une grande flexibilité dans la conception globale et locale de la structure. Cette flexibilité est obtenue par le large éventail de profilés en acier, tant sur le plan de leur géométrie que sur celui du type d'acier. De plus, les connexions entre éléments peuvent être très variées et permettre une préfabrication plus ou moins complète. Enfin, ce mode de réalisation, de par ses possibilités de combinaison avec le béton, offre de nombreux avantages:

Pour les dalles mixtes :

- Un gain sur le poids total de la structure
- Une rigidité flexionnelle plus importante (flèches plus faibles)
- Une amélioration de la résistance au feu des poutres, surtout si leur semelle est enrobée de béton ou se trouve dans l'épaisseur de la dalle
- Une réduction de la hauteur du plancher structurel et, donc, une augmentation de la hauteur utile de chaque étage

Pour les poutres mixtes :

- Une amélioration de la résistance au feu, surtout si la semelle des poutres est enrobée de béton ou se trouve dans l'épaisseur de la dalle
- Une résistance améliorée vis-à-vis de l'instabilité locale (voilement de la semelle du profilé)
- Une rigidité flexionnelle plus importante (flèches plus faibles)

Pour les colonnes mixtes :

- Une amélioration de la résistance au feu ;
- Une conservation des dimensions externes de la colonne d'étage en étage par l'adaptation du type de profilé en acier aux charges à soutenir ;
- Augmentation de la tenue au flambement ;
- Augmentation de la résistance en cas de séisme.

NB : Un inconvénient mineur des constructions mixtes réside dans le fait qu'elles sont légèrement plus compliquées comme méthode de construction en comparaison aux méthodes traditionnelles; la nécessité de fournir des connecteurs à l'interface acier-béton peut constituer aussi un inconvénient. Mais pour les poteaux mixtes, il n'est pas obligatoire de placer les connecteurs. Ces inconvénients sont vite rattrapés par le nombre d'avantages déjà cités.

1-4-6 Matériaux utilisés dans un élément mixte

Pour réaliser les différents éléments structuraux mixtes, on utilise généralement une combinaison de quatre matériaux de base :

- L'acier de construction
- L'acier d'armature ou de renfort
- Les tôles profilées en acier
- Le béton.

Ces matériaux sont décrits dans différents codes. Certaines exigences essentielles sont abordées également dans des règlements comme les Eurocodes [01, 04, 05 ,06].

1-4-7 Caractéristiques des matériaux

A- Acier de construction

Il existe plusieurs types de classification des aciers, basés soit sur leur composition chimique (aciers alliés, aciers non alliés, etc.) soit sur leurs caractéristiques mécaniques (résistance à la traction, limite d'élasticité). La classification couramment utilisée en construction métallique est la nuance *d'acier* qui est définie par sa limite d'élasticité f_y . L'Eurocode 4 couvre le calcul des structures mixtes fabriquées à partir des matériaux en acier relevant des nuances courantes S235, S275, S355, S460, définies dans les normes européennes EN10025 et EN10113. Les valeurs de calcul des principales caractéristiques des aciers de construction sont les suivantes :

- Module d'élasticité longitudinale : $E_a = 210000 \text{ MPa}$
- Module de cisaillement : $G_a = \frac{E_a}{2(1+\nu_a)} = 80769 \text{ MPa}$
- Coefficient de poisson : $\nu_a = 0.3$
- Masse volumique : $\rho_a = 7850 \text{ kg / m}^3$

B- Acier d'armature

Les aciers d'armature se distinguent des aciers de construction non seulement par leur forme, mais également par leur mode de fabrication, leur composition chimique et leurs propriétés mécaniques; ils sont caractérisés par leur limite supérieure ou apparente d'élasticité correspondant dans ce dernier cas à un allongement permanent de 0.2%. Le module d'élasticité lui varie très peu. Il peut être admis comme égal à celui de l'acier de construction.

C- Béton :

Le béton est défini par sa résistance à la compression. Nous nous intéressons donc uniquement aux caractéristiques mécaniques du béton puisque ce sont elles qui déterminent sa résistance.

Dans le domaine des poutres et dalles mixtes du bâtiment, on utilise habituellement un béton de type C20 à C25. Toutefois, selon la situation, il se peut que l'on utilise un béton de moindre (C16, C18) ou de meilleure qualité (C30, C40, C50). Le module d'élasticité E du

béton est une caractéristique présentant une dispersion non négligeable, qui dépend essentiellement de la résistance à la compression sur cylindre. Les propriétés du béton varient cependant au cours du temps. Le fluage et le retrait sont les principaux phénomènes qui influencent le comportement du béton.

1-4-8 Les poteaux mixtes enrobés de béton

Les poteaux mixtes ont été employés pour les structures résistantes aux tremblements de terre, piles de pont soumises à l'impact du trafic, colonnes pour soutenir les réservoirs, plates-formes de chemins de fer, colonnes dans les gratte-ciel, ...etc.

L'enrobage complet d'une section d'acier permet généralement de satisfaire aux exigences relatives à la plus haute classe de protection contre l'incendie sans exiger de mesures complémentaires. Pour les sections partiellement enrobées (fig. 1-6), les prescriptions en matière d'incendie nécessitent un renforcement supplémentaire.

Les sections partiellement enrobées présentent l'avantage de servir de coffrage lorsqu'elles sont placées horizontalement. Un autre avantage important des sections partiellement enrobées est le fait qu'après bétonnage, des faces d'acier restent apparentes et peuvent être utilisées pour réaliser l'assemblage de poutres.

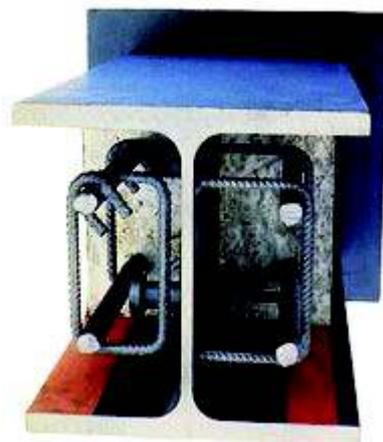


Fig. 1-7 Exemple de poteau mixte partiellement enrobée nécessitant généralement une protection contre l'incendie.

A- Intérêt de l'enrobage partiel d'un poteau mixte :

L'intérêt de l'enrobage partiel d'un poteau mixte (voir tableau 1-1) réside dans la résistance au feu intégrée qu'il apporte en faisant l'économie des frais de coffrage et en permettant une préfabrication des pièces au sol. Cette résistance au feu n'est cependant pas automatiquement justifiée dans toutes les configurations statiques et pour toutes les classes de résistance au feu, en raison de l'exposition des ailes du profilé et de leur contribution relativement importante à température ambiante. La classe de résistance au feu est évaluable par le calcul et doit être établie dans chaque cas.

Tableau 1-1 Caractéristiques des colonnes mixtes enrobées de béton

Colonne entièrement enrobée	Colonne partiellement enrobée (largeur > 240 mm)
Nécessité de coffrer le périmètre.	Pas de coffrage, sauf si difficultés de levage ou nécessité d'une surface très lisse ou structurée.
Bétonnage le plus souvent avant montage.	Bétonnage au sol, à plat, avant montage.
Ferraillage placé autour de la pièce en position finale montée.	Les armatures peuvent être préassemblées et posées rapidement.
Taux de ferraillage assez faible. On évite si possible les armatures, sauf dans les coins.	Pour une résistance au feu élevée, on a intérêt à ferrailler au taux maximum autorisé (6 %). Cependant, seuls 4 % seront pris en compte pour le calcul en service normal.
Aucune peinture ne doit être appliquée sur le profilé.	Une peinture, remplissant en général une fonction esthétique, est appliquée sur les ailes apparentes.
Nombre de connecteurs réduit à la zone de transfert des charges entre le plancher et la colonne.	Une connexion mécanique (goujons ou autres) est nécessaire sur toute la hauteur de la colonne, afin d'éviter une désolidarisation des constituants lors d'un incendie.
Résistance au feu structurelle très élevée.	La résistance au feu structurelle requiert éventuellement un certain surdimensionnement par rapport au service normal.
Capacité de résistance limitée en phase de chantier; valeur finale atteinte après durcissement du béton.	Surcapacité importante en phase de chantier en raison du surdimensionnement nécessité par la résistance au feu.

B- Liaison entre éléments structuraux d'un poteau partiellement enrobé

Pour un profilé ne comportant du béton qu'entre les semelles uniquement, il y a lieu d'accorder le béton par des étriers (fig. 1-7), et il convient de définir clairement un trajet de transmission des charges entre le béton et l'âme en acier c'est-à-dire soit :

- Les étriers traversent l'âme;
- Les étriers sont soudés sur l'âme ;
- Les étriers sont solidaires des connecteurs de cisaillement par entrelacement.

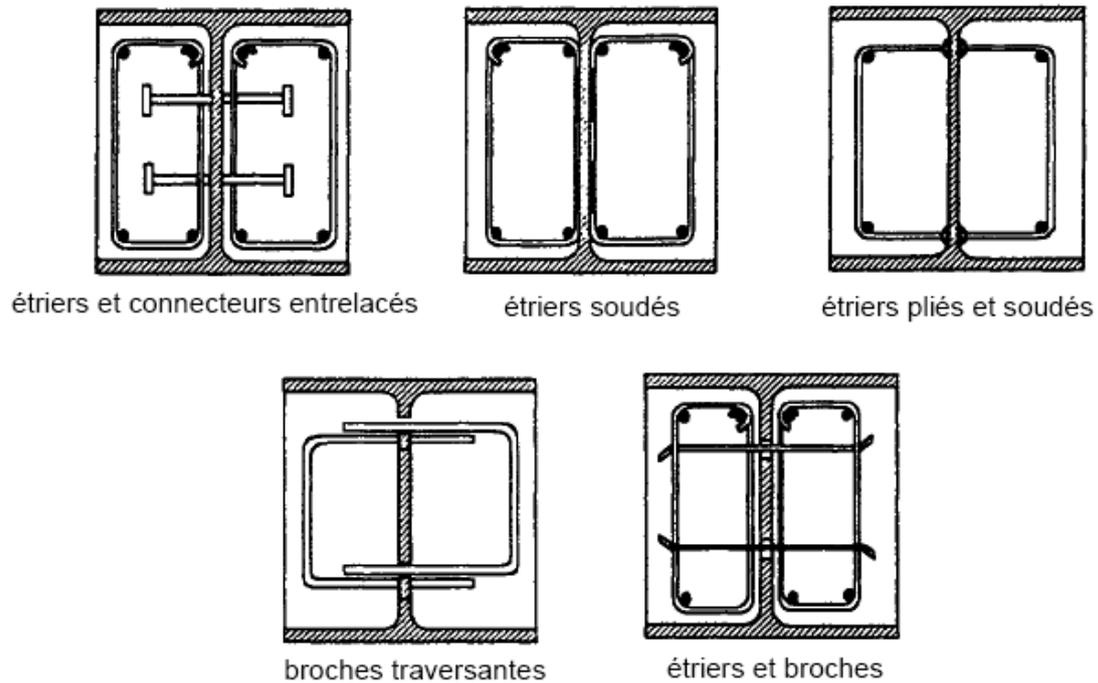


Figure 1-8 Exemples de connexions assurant une liaison entre éléments structuraux

CHAPITRE 2

SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

2-1 Généralités

Ce chapitre consacré à l'analyse bibliographique comprendra principalement trois parties dont la première traite essentiellement l'état de la problématique de l'incendie dans les constructions. Ce qui permettra d'aborder plusieurs points liés à la notion de résistance au feu accompagnés d'explications afin de permettre d'enrichir la problématique dans l'esprit du lecteur et d'en comprendre la philosophie relative à l'incendie. La deuxième partie consiste de décrire, pour des températures élevées, les propriétés mécaniques préconisées par l'EC4 des principaux matériaux résistants utilisés pour les poteaux mixtes en béton. La dernière partie se rapporte à la présentation succincte, à température ambiante et en situation d'incendie, de l'essentiel des méthodes de calcul utilisées pour ce type de poteau.

2-2 Notions clés liées au feu

Les paramètres qui gouvernent les conditions dans lesquelles un incendie réel peut prendre naissance et se développer, sont très nombreux. Chacun d'entre eux intervient d'une manière complexe pour influencer dans sa durée, sa violence et dont la façon dont il va affecter la structure. Parmi ces facteurs, nous pouvons citer, par exemple la quantité et la nature des matériaux combustibles, leurs dispositions dans le local incendié et les conditions de ventilation.

2-2-1 Naissance et développement d'un incendie

Pour qu'un incendie puisse naître et se développer, en général, trois éléments doivent être conjointement présents : un matériau combustible, de l'oxygène et une source de chaleur. Ces éléments forment ce qu'on appelle le triangle du feu tel que montré sur la figure 2-1. Les températures minimales d'auto-inflammation et de propagation sont liées à la nature du combustible, à sa forme, à sa surface et à sa porosité. L'oxygène est un élément essentiel du feu et la vitesse de combustion est influencée par l'apport de l'air frais.

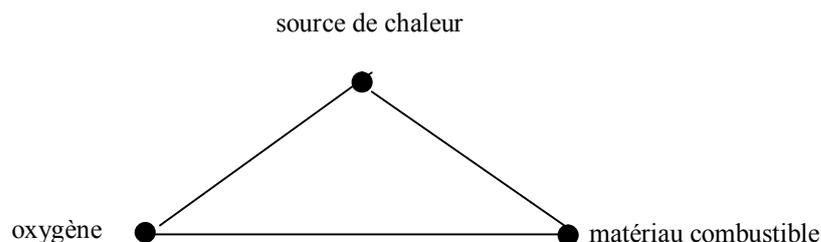


Figure 2-1 Triangle du feu

L'évolution des températures moyennes ambiantes en fonction du temps, relevées au cours d'incendies expérimentaux en grandeur réelle, est schématiquement représentée sur la figure 2-2. On peut en déduire trois phases.

D'après Bruls [5], au cours de la première phase dont la durée peut varier de 5 à 30 minutes, les températures restent relativement basses. Au cours de cette phase, les éléments de constructions ne sont guère sollicités thermiquement. Elle ne doit donc pas être prise en considération dans les calculs, ni dans les essais, tout au moins en ce qui concerne le problème de résistance au feu. C'est la phase dite initiale. Au cours de la deuxième phase, lorsque l'apport en air augmente, par suite, par exemple, du bris des vitrages, la production de chaleur et les températures croissent, et la sollicitation thermique des éléments de construction devient importante. Elle doit donc être prise en compte le plus soigneusement possible pour l'étude de la résistance au feu. C'est la phase de combustion. Au cours de la dernière phase dite d'extinction ou de refroidissement, le feu s'éteint ou tend à s'éteindre ; la température du local incendié diminue au cours du temps, mais demeure suffisamment élevée pour continuer à exercer son action destructive sur les éléments.

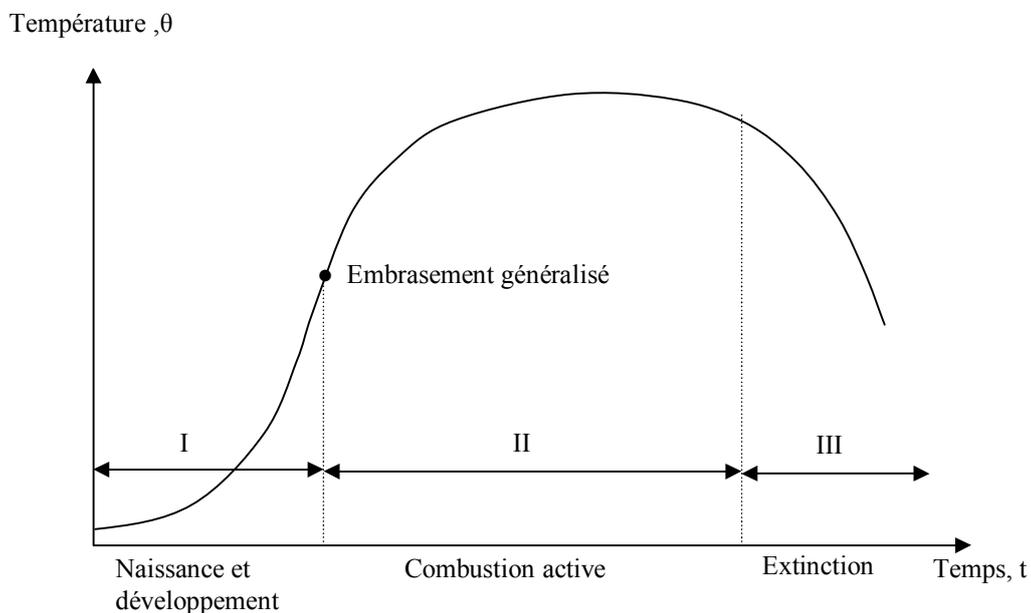


Figure 2-2 Evolution de la température lors d'un incendie réel

2-2-1-1 La charge d'incendie ou capacité calorifique

Par définition, c'est l'énergie calorifique libérée lors de la combustion complète de la charge constituée par les matériaux combustibles, y compris ceux constituant les éléments de construction, contenus dans le local considéré et rapporté à l'unité de surface du plancher.

Pour des raisons historiques, la charge d'incendie est remplacée généralement par une 'charge équivalente de bois', exprimée en kg/m^2 , i.e par une masse de bois, qui dégagerait la même quantité d'énergie, dans des conditions normalisées, que la masse effective de matériaux combustibles. En principe, elle doit être affectée d'un coefficient d'utilisation qui tiendrait compte du fait que la majorité des matériaux ne se consomment pas entièrement et ne

libèrent donc pas la totalité de l'énergie qu'ils contiennent, ainsi que du mode de répartition de ces matériaux, de l'importance de leur surface par rapport à leur masse, de leur aération...

A titre d'information, on donne quelques ordres de grandeurs moyennes de charges d'incendies par type de bâtiment, en kg bois/m² [5].

- Bâtiments administratifs : 50 kg/ m² de plancher, maximum : 90 kg/ m²
- Logements: 15 kg/ m², maximum : 35 kg/ m²
- Ecoles: 15 kg/ m², maximum : 50 kg/ m²
- Bâtiments industriels : très variable, maximum : 120 kg/ m² sauf cas exceptionnel.
- Bâtiments hospitaliers : 20 kg/ m², maximum : 50 kg/ m².

2-2-1-2 Régimes de combustion dans un compartiment incendié

La deuxième phase de l'incendie est caractérisée par sa durée, l'évolution des températures et la quantité de chaleur dégagée. Cette durée et cette évolution dépendent du coefficient de la ventilation, des caractéristiques du combustible, ainsi que de la nature et des caractéristiques thermiques des parois. Par contre, la quantité de chaleur dégagée est essentiellement conditionnée par la charge d'incendie.

On distingue essentiellement deux régimes de combustion :

1°) Pour une charge d'incendie importante et une ventilation limitée, l'incendie est dit contrôlé par la ventilation. Dans ce cas, une augmentation de la ventilation provoque une élévation de la température dans le compartiment, une augmentation de la vitesse de combustion et une diminution de la durée de l'incendie.

2°) Pour une charge d'incendie faible et une ventilation importante, l'incendie est dit contrôlé par les caractéristiques de surface du combustible. Dans ce cas, une augmentation de la ventilation provoque une baisse de la température, mais n'influence que faiblement la vitesse de combustion et la durée de l'incendie.

Les températures les plus élevées sont observées dans la zone de transition entre les deux régimes précédents, c'est-à-dire aux alentours du rapport stoéchiométrique (fig. 2-3, courbe 1). Pour tous les autres cas, les températures atteintes dans le local incendié sont moins élevées (courbe 2). Il en ressort clairement que l'évolution de la température dans le temps pendant un incendie peut varier fortement d'un cas à l'autre.

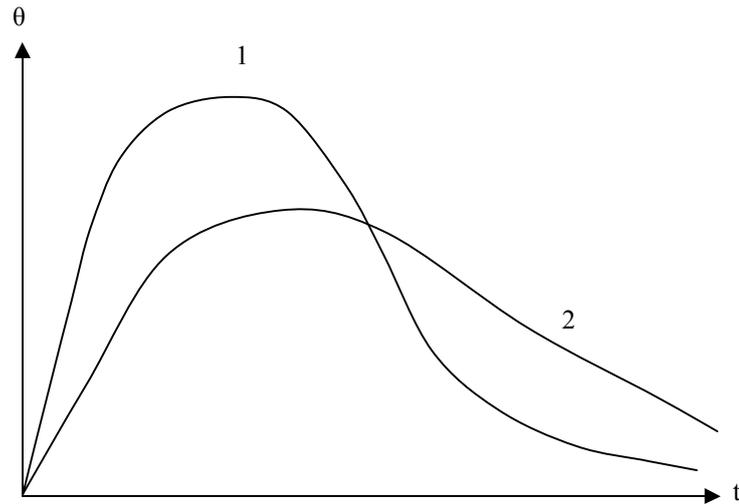


Figure 2-3 Evolution de la température en fonction du régime de combustion

2-2-1-3- Incendie normalisé, Norme ISO834

Dans un souci de faciliter l'analyse de la résistance au feu des structures, aussi bien pour les essais que pour les calculs numériques, un programme thermique conventionnel, matérialisant l'action des incendies dans un bâtiment avec petits compartiments, a été adopté au niveau international (Norme ISO834).

Dans ce cas, l'élévation de température à laquelle est soumis un élément est conforme à la relation suivante :

$$\theta - \theta_0 = 345 \log_{10}(8t + 1) \quad (2-1)$$

où t est le temps exprimé en minutes ; θ représente la température [°C] à laquelle sera soumis l'élément de structure au temps t et θ_0 est la température initiale, généralement prise égale à 20 °C.

La courbe qui représente cette fonction, connue sous le nom de courbe « ISO standard », est présentée sur la figure 2-5. De manière simplifiée, il peut être retenu que cette courbe atteint environ 500 °C après seulement 3 minutes et plus de 1000 °C après 90 minutes. Par ailleurs, il convient de signaler que la courbe ISO est assez différente de celle adoptée pour l'incendie réel. Cette courbe, souvent considérée comme une courbe enveloppe des incendies réels, présente un aspect plus défavorable, d'une part par un échauffement très rapide lors des premières minutes, et d'autre part par l'absence de phase de refroidissement (température sans cesse croissante).

La courbe représentative de la fonction ci-dessus est dite 'courbe température-temps normalisée' ou 'courbe ISO'. On considère souvent la courbe ISO comme étant une courbe enveloppe d'incendies réels bien que, dans un certain nombre de cas, on observe un dépassement des valeurs théoriques après 20 ou 30 min. Néanmoins, la sollicitation thermique correspondant à la courbe ISO peut être considérée comme assez sévère.

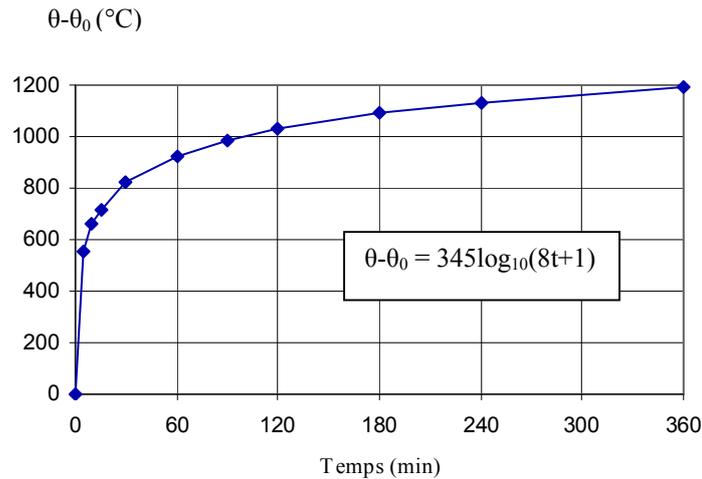


Figure 2-4 Courbe ISO de montée en température d'un essai au feu

2-2-2 Notion de résistance au feu

Les éléments de construction, lorsqu'ils sont soumis à l'action d'un incendie, subissent un accroissement de leur température interne. Etant donné que les propriétés mécaniques (résistance, rigidité...) des matériaux de construction se dégradent au fur et à mesure de l'élévation de température, un élément de structure se déforme et peut même s'effondrer : ce qui entraîne le concept de la durée de résistance au feu.

2-2-2-1 Définition de la résistance au feu

La résistance au feu d'un élément de construction, d'un ensemble d'éléments ou d'une construction entière, est définie par la durée pendant laquelle cet élément ou cette construction continue à remplir le rôle qui lui est dévolu malgré l'action de l'incendie.

On considère à cet égard diverses résistances au feu. Selon les Eurocodes [1,2,3], la résistance au feu d'un élément de construction est appréciée en fonction des 3 critères à savoir la résistance mécanique, l'étanchéité aux flammes et l'isolation thermique.

La résistance mécanique correspond à l'état limite ultime. On reconnaît comme étant des états limites ultimes :

- l'épuisement de la capacité portante ;
- l'atteinte d'un niveau de déformation (flèche) incompatible au maintien de la fonction portante ;
- la perte d'équilibre par instabilité sous charge.

Pour des poutres ou planchers testés sur four, l'état limite ultime d'après l'EC2 est associé à une valeur limite de la flèche ($f/l \leq 1/30$). Vu les résultats souvent erronés dans certains cas, ce critère est associé à une valeur limite de la vitesse de déformation.

L'étanchéité aux flammes a pour but d'éviter la propagation directe des flammes à travers des fissures ou ouvertures dans un élément de construction. L'isolation thermique a comme objectif de limiter les températures de la face non exposée de l'élément soumis à l'incendie.

Selon les fonctions remplies par l'élément de construction, un ou plusieurs critères énumérés ci-dessus sont d'application.

- Si l'élément n'a qu'une fonction portante, par exemple un élément d'ossature (poutre ou colonne), c'est uniquement le critère de résistance mécanique qui doit être satisfait.
- Si l'élément n'a qu'une fonction séparante, par exemple une cloison, l'élément doit satisfaire aux critères d'isolation thermique et d'étanchéité aux flammes. Il va de soi qu'un tel élément ne peut s'effondrer prématurément, ce qui signifierait la fin du compartimentage.
- Si l'élément a une fonction portante et une fonction séparante, il doit satisfaire aux 3 critères simultanément.

Pour les éléments de structure n'ayant qu'une fonction porteuse, tels que les poteaux et les poutres, la durée de résistance au feu se définit comme la durée pendant laquelle l'élément, soumis aux conditions de feu conventionnel, est capable de résister à la charge mécanique applicable à la situation d'incendie.

Compte tenu du caractère conventionnel de la courbe thermique normalisée, la durée de résistance au feu est aussi essentiellement une quantité conventionnelle. Elle ne doit pas être interprétée comme le temps disponible pour évacuer un bâtiment, mais comme un moyen pratique, suffisamment représentatif, pour classer les éléments de construction vis-à-vis de leur performance au feu. Les exigences de résistance au feu dépendent des circonstances (comme la hauteur et l'occupation du bâtiment, la charge d'incendie) et diffèrent sensiblement d'un pays à l'autre. Les quatre valeurs les plus couramment utilisées dans la réglementation incendie européenne sont 30, 60, 90 et 120 minutes (R30, R60, R90 et R120), cette dernière représente un maximum pratique.

2-2-2-1 Principe de vérification de la résistance au feu

Le problème des actions et des résistances ultimes à considérer pour une structure soumise à un incendie n'est qu'un élément, essentiel sans doute, du problème beaucoup plus vaste de la sécurité d'une structure contre les dommages causés par le feu. Une telle sécurité est assurée par la protection active et la protection passive. Alors que la protection active tend à réduire la probabilité d'arrivée d'un incendie, la protection passive a pour but d'assurer un comportement adéquat des différentes composantes et de l'ensemble d'un bâtiment lorsqu'un incendie s'est produit. La sécurité exigée ou le niveau de probabilité de ruine acceptable dépendent du type de la destination, de l'importance du bâtiment, du mode de rupture, des conséquences d'une ruine éventuelle. En pratique, les critères de performance sont vérifiés en comparant directement ou indirectement la durée de résistance au feu imposée à la durée de résistance estimée par calcul ou essai.

La durée de résistance au feu imposée dépend du type et de la destination du bâtiment, de la charge incendie, de l'importance de l'élément pour la stabilité générale de la structure

portante. Habituellement, elle est spécifiée par les autorités compétentes qui se basent sur des lois existantes qui tiennent compte des incertitudes inhérentes aux phénomènes en jeu et sont donc évaluées avec une certaine sécurité, inconnue à priori. La résistance au feu imposée est donc plus grande que la résistance au feu strictement nécessaire pour les opérations de secours.

La durée de résistance au feu estimée par essai ou par calcul doit être au moins aussi grande que la résistance au feu imposée. Afin de réaliser un dimensionnement économique, il importe d'ailleurs que ces deux quantités soient aussi proches que possibles l'une de l'autre.

Pour estimer la résistance au feu, il faut s'assurer que les modèles utilisés sont choisis avec un certain degré de sécurité. De cette manière, la résistance au feu réelle de l'élément dans la structure sera au moins aussi grande que la valeur estimée. Il importe cependant de ne pas aboutir à des valeurs trop éloignées l'une de l'autre, ce qui signifierait une sécurité exagérée, donc antiéconomique. Ce que nous illustrons au moyen des schémas donnés par les figures 2-5 et 2-6.

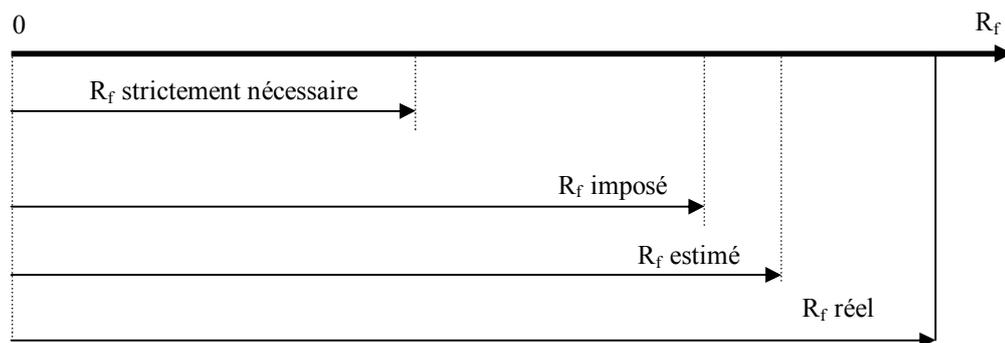


Figure 2-5 Schéma de vérification de la résistance au feu

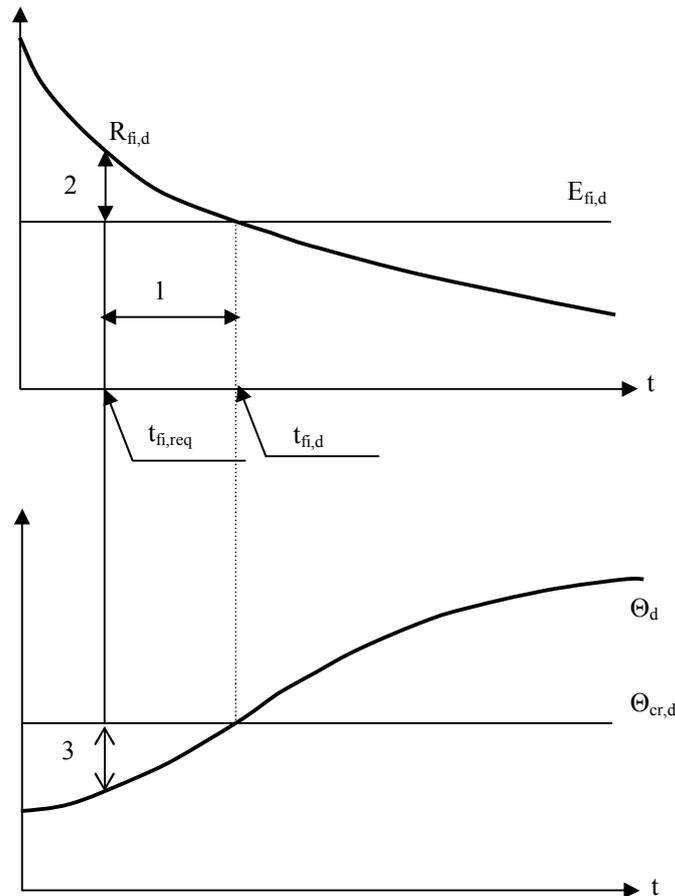


Figure 2-6 Trois vérifications équivalentes de résistance au feu [11]

Il faut néanmoins bien garder à l'esprit que le principe de la vérification est effectué vis-à-vis de l'incendie normalisé, ce qui représente une situation conventionnelle dont on sait qu'elle est parfois éloignée de la réalité. Une des conséquences sur laquelle il est peut être utile d'insister est qu'il ne faut pas faire d'amalgame entre **la durée de résistance à un incendie normalisé**, qu'elle soit obtenue par calcul ou qu'elle résulte d'un essai, et **la durée qui s'écoulera lors d'un incendie avant que la structure ne s'effondre**. Un incendie réel peut en effet présenter un caractère plus sévère, ou moins sévère, que l'incendie normalisé.

Il est possible de prouver l'exigence de résistance au feu de 3 manières différentes, qui sont équivalentes et aussi acceptables l'une que l'autre [10,11]. Celles-ci sont illustrées à la figure 2-6 qui est valable pour une structure simple caractérisée par une température θ_d et par une sollicitation $E_{fi,d}$ qui est constante au cours du temps, une barre d'acier en traction par exemple. On a aussi représenté sur le graphe supérieur de la figure la diminution progressive de la résistance $R_{fi,d}$ et sur le graphe inférieur la valeur de la température qui amène à la ruine $\theta_{cr,d}$. La ruine survient après le temps $t_{fi,d}$ au moment où la résistance est égale à la charge appliquée, ce qui se marque aussi par le fait que la température est égale à la température critique. La durée de résistance prescrite est $t_{fi,req}$.

La vérification peut se faire :

1. En terme de durée, voir 1 sur la figure :

$$\text{durée de résistance } t_{fi,d} > \text{durée requise } t_{fi,req} \quad (2-2a)$$

2. En terme de résistance, voir 2 sur la figure :

$$\text{résistance } R_{fi,d} > \text{effet des actions } E_{fi,d} \text{ au temps } t = t_{fi,req} \quad (2-2b)$$

3. En terme de température, voir 3 sur la figure :

$$\text{température } \theta_d < \text{température critique } \theta_{cr,d} \text{ au temps } t = t_{fi,req} \quad (2-2c)$$

Quelque soit le type de vérification envisagé parmi les trois types présentés ci-dessus, la vérification doit se faire à l'état limite ultime. En pratique, la vérification en terme de température ne peut se faire que si la température de l'élément est uniforme, comme pour certains éléments en acier, ou si la ruine est conditionné par le comportement d'un élément que l'on peut caractériser par sa température, comme une poutre ou une dalle en béton dont le comportement est conditionné par la température des armatures inférieures. Cette vérification en terme de température n'est évidemment pas possible si le champ de température est non uniforme, comme dans les éléments mixtes acier-béton par exemple.

2-3 Evolution en fonction de la température des propriétés mécaniques

Comme propriétés thermo- mécaniques d'un matériau donné (i) comme illustré sur la figure 2-7, nous avons en général: la résistance à la compression (ou limite d'élasticité efficace) $f_{i,max}(T)$, la contrainte élastique (ou la limite de proportionnalité) $f_y(T)$ le module d'élasticité (ou la pente du domaine élastique linéaire, à l'origine) $E_0^i(T)$, la déformation élastique linéaire $\varepsilon_y^i(T)$, la déformation plastique $\varepsilon_{max}^i(T)$, la déformation ultime $\varepsilon_u^i(T)$ et la déformation limite en élasticité $\varepsilon_e^i(T)$.

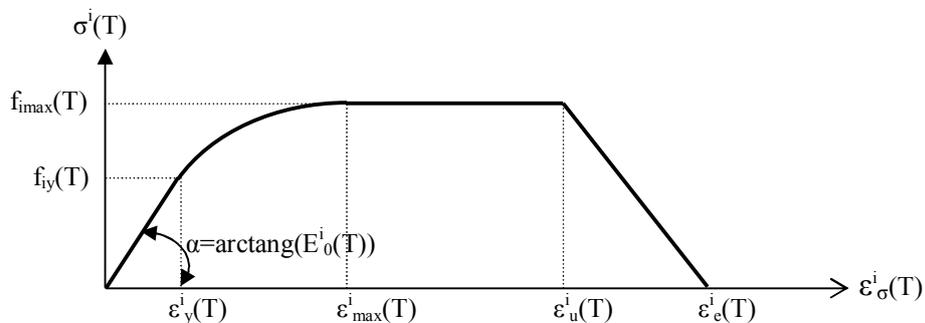


Figure 2-7 Modèle de la relation contrainte-déformation-température d'un matériau (i)

Les courbes d'évolution conventionnelles retenues par le document normatif de l'Eurocode 4 partie 1-2 pour chacun des matériaux résistants constituant un poteau mixte à savoir l'acier de construction, le béton et l'acier d'armatures sont récapitulées ci-après. Les valeurs des propriétés sont des valeurs caractéristiques et les caractéristiques mécaniques à 20°C sont celles indiquées dans l'ENV 1993-1-1 relative au calcul à température normale [12].

2-3-1 Acier de construction

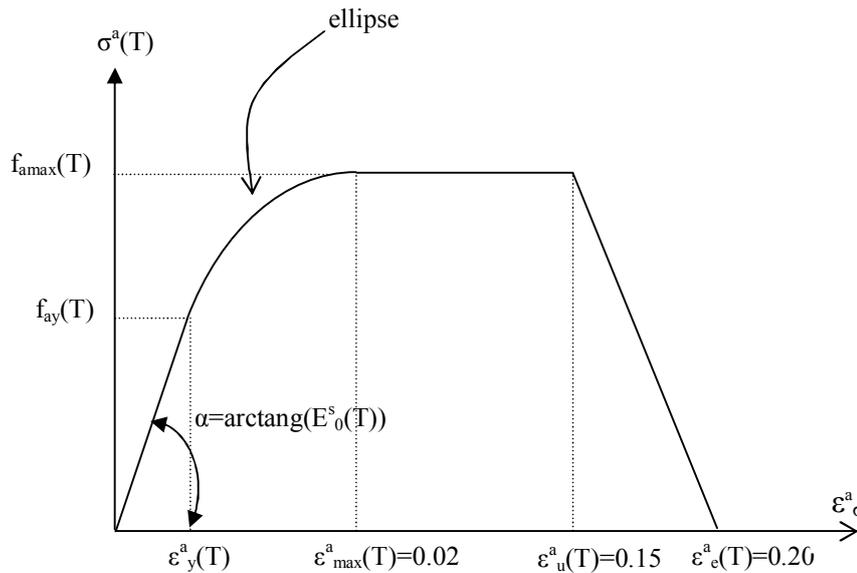


Figure 2-8 Modèle mathématique exprimant les relations contrainte-déformation de l'acier de construction à température élevée

La pente du domaine élastique linéaire $E_a(T)$, la contrainte élastique $f_{ay}(T)$ et la résistance à la compression $f_{amax}(T)$ sont définies, en fonction des facteurs de réduction $k_a(T)$, dans le tableau 2-1 et graphiquement sur la figure 2-9.

Tableau 2-1 : Facteurs de réduction $k_a(T)$ pour les relations contrainte-déformation de l'acier de construction

Température de l'acier $T(^{\circ}C)$	Facteurs de réduction à température T		
	Facteur de réduction de la résistance à la compression $k_{max,T} = f_{amax}(T) / f_{smax}(20^{\circ}C)$	Facteur de réduction de la contrainte élastique $k_{ay,T} = f_{ay}(T) / f_{ay}(20^{\circ}C)$	Facteur de réduction du module d'élasticité $k_{E,T} = E_a(T) / E_a(20)$
20	1.00	1.00	1.00
100	1.00	1.00	1.00
200	1.00	0.81	0.90
300	1.00	0.61	0.80
400	1.00	0.42	0.70

500	0.78	0.36	0.60
600	0.47	0.18	0.31
700	0.23	0.08	0.13
800	0.11	0.05	0.09
900	0.06	0.038	0.068
1000	0.04	0.025	0.045
1100	0.02	0.013	0.023
1200	0.00	0.00	0.00

Note : Pour des valeurs intermédiaires de température de l'acier, une interpolation linéaire peut être utilisée

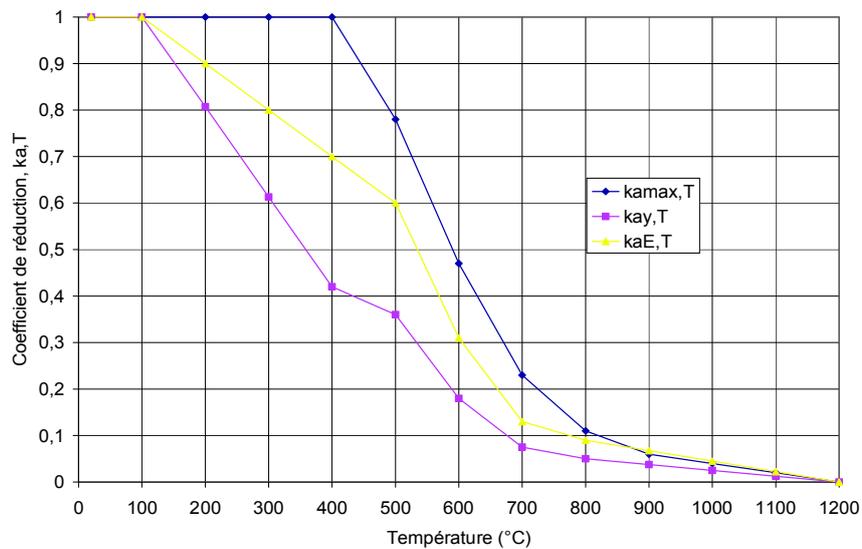


Figure 2-9 Variation en fonction de la température des facteurs de réduction $k_{a,T}$ pour les relations contrainte-déformation de l'acier de construction

Un exemple de représentation graphique des relations contrainte-déformation pour différentes températures, sans écrouissage, est illustré sur la figure 2-10.

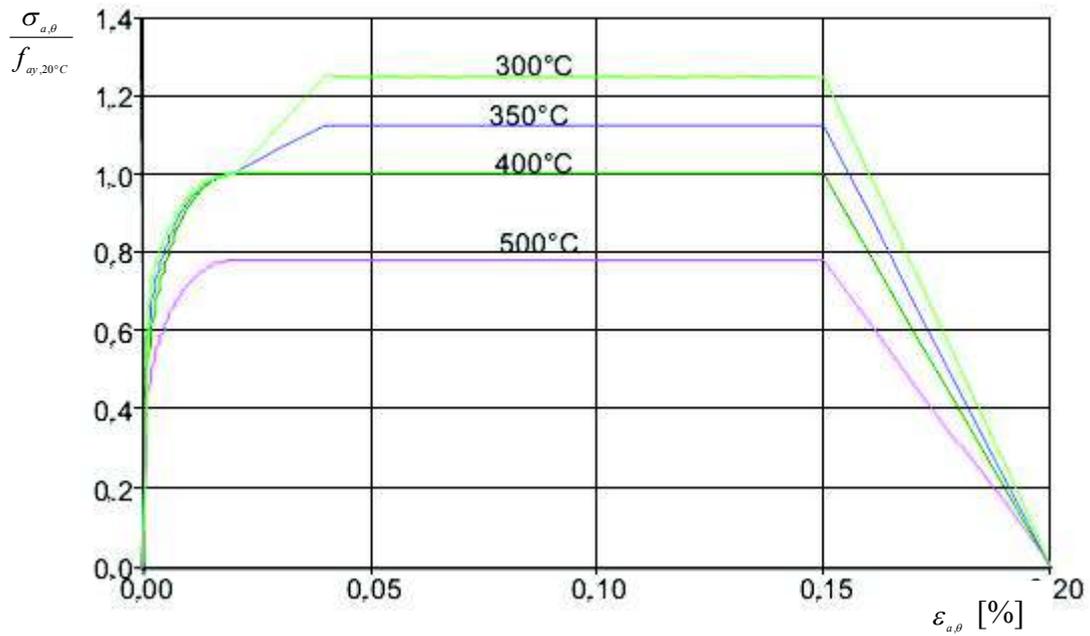


Figure 2-10 Représentation graphique des relations contrainte-déformation pour la nuance d'acier S235, prenant en compte l'érouissage [3]

2-3-2 Béton

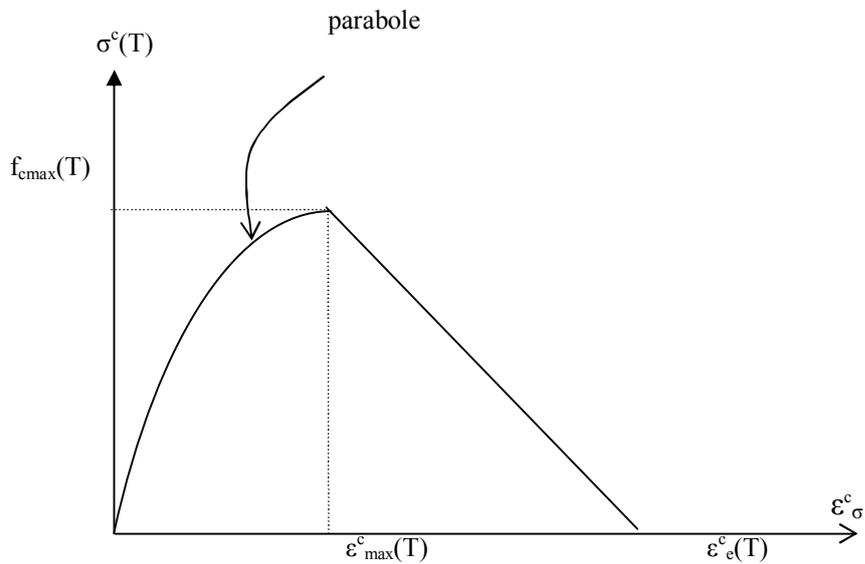


Figure 2-11 Modèle mathématique exprimant les relations contrainte-déformation du béton à température élevée

La résistance à la compression $f_{c\max}(T)$, la déformation ultime $\varepsilon_u^c(T)$ et la déformation limite en élasticité $\varepsilon_e^c(T)$ sont définies dans le tableau 2-2 et graphiquement sur la figure 2-12.

Tableau 2-2 : Variation en fonction de la température du facteur de réduction $k_{c,T}$, de $\varepsilon_u^c(T)$ et de $\varepsilon_e^c(T)$

Température du béton (°C)	$k_{c,T} = \frac{f_{c\max}(T)}{f_{c\max}(20^\circ C)}$	$\varepsilon_u^c(T) \times 10^3$	$\varepsilon_e^c(T) \times 10^3$
20	1	2.5	20.0
100	0.95	4.0	23.0
200	0.90	5.5	26.0
300	0.85	7.0	28.5
400	0.75	10.0	32.5
500	0.60	15.0	38.0
600	0.45	25.0	47.5
700	0.30	25.0	48.5
800	0.15	25.0	50.5
900	0.08	25.0	52.5
1000	0.04	25.0	55.0
1100	0.01	25.0	57.5
1200	0	-	-

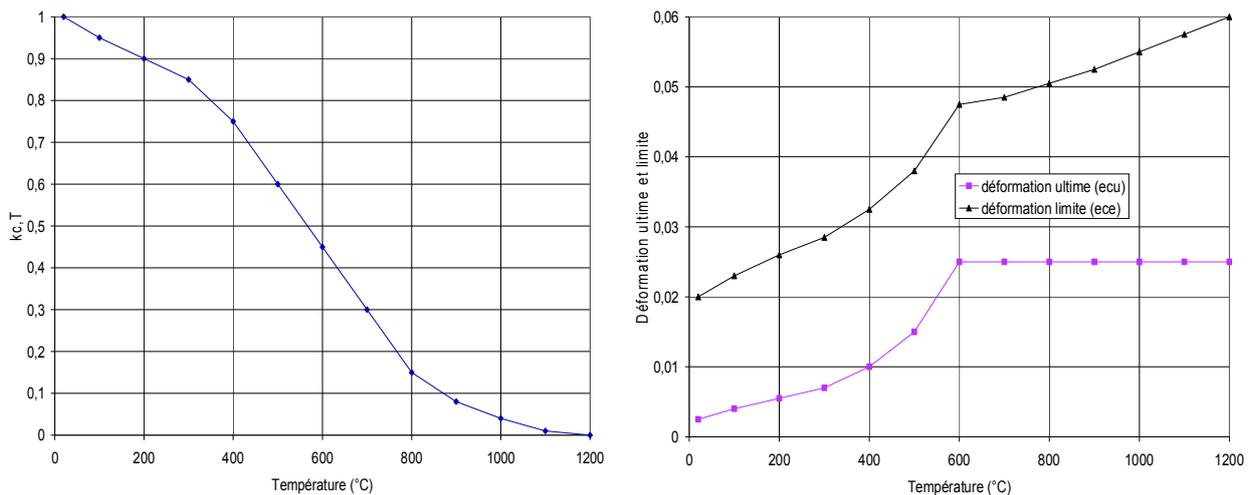


Figure 2-12 Variation en fonction de la température du facteur de réduction $k_{c,T}$, de $\varepsilon_u^c(T)$ et de $\varepsilon_e^c(T)$ pour les relations contrainte-déformation du béton

Une représentation graphique des relations contrainte-déformation pour différentes températures [20, 200, 400, 600°C] sans l'écroutissage, est donnée sur la figure 2-13.

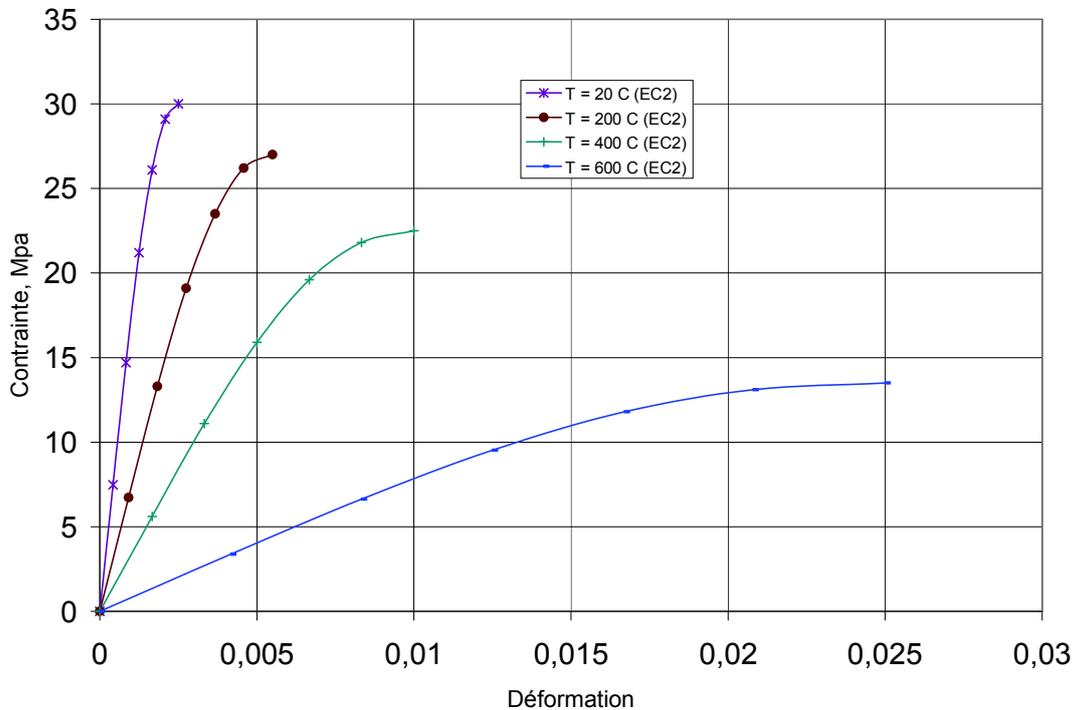


Figure 2-13 Représentation graphique des relations contrainte-déformation sans écroutissage du béton pour des températures 20, 200, 400 et 600°C

2-3-3 Aciers d'armatures

Le modèle mathématique décrivant les relations contrainte-déformation de l'acier d'armature à température élevée est identique à celui relatif à l'acier de construction. Par suite, la pente du domaine élastique linéaire $E_s(T)$, la contrainte élastique $f_{sy}(T)$ et la résistance à la compression $f_{s\max}(T)$ sont définies, en fonction des facteurs de réduction $k_s(T)$, dans le tableau 2-3 et graphiquement sur la figure 2-14.

Tableau 2-3 : Facteurs de réduction $k_s(T)$ pour les relations contrainte-déformation de l'acier d'armature

Température de l'acier $T(^{\circ}C)$	Facteurs de réduction à température T		
	Facteur de réduction de la résistance à la compression $k_{\max T} = f_{s\max}(T) / f_{s\max}(20^{\circ}C)$	Facteur de réduction de la contrainte élastique $k_{sy,T} = f_{sy}(T) / f_{s\max}(20^{\circ}C)$	Facteur de réduction du module d'élasticité $k_{E,T} = E_s(T) / E_s(20)$
20	1.00	1.00	1.00
100	1.00	0.96	1.00

200	1.00	0.92	0.87
300	1.00	0.81	0.72
400	0.94	0.63	0.56
500	0.67	0.44	0.40
600	0.40	0.26	0.24
700	0.12	0.08	0.08
800	0.11	0.06	0.06
900	0.08	0.05	0.05
1000	0.04	0.03	0.03
1100	0.03	0.02	0.02
1200	0.00	0.00	0.00

Note : Pour des valeurs intermédiaires de température de l'acier, une interpolation linéaire peut être utilisée

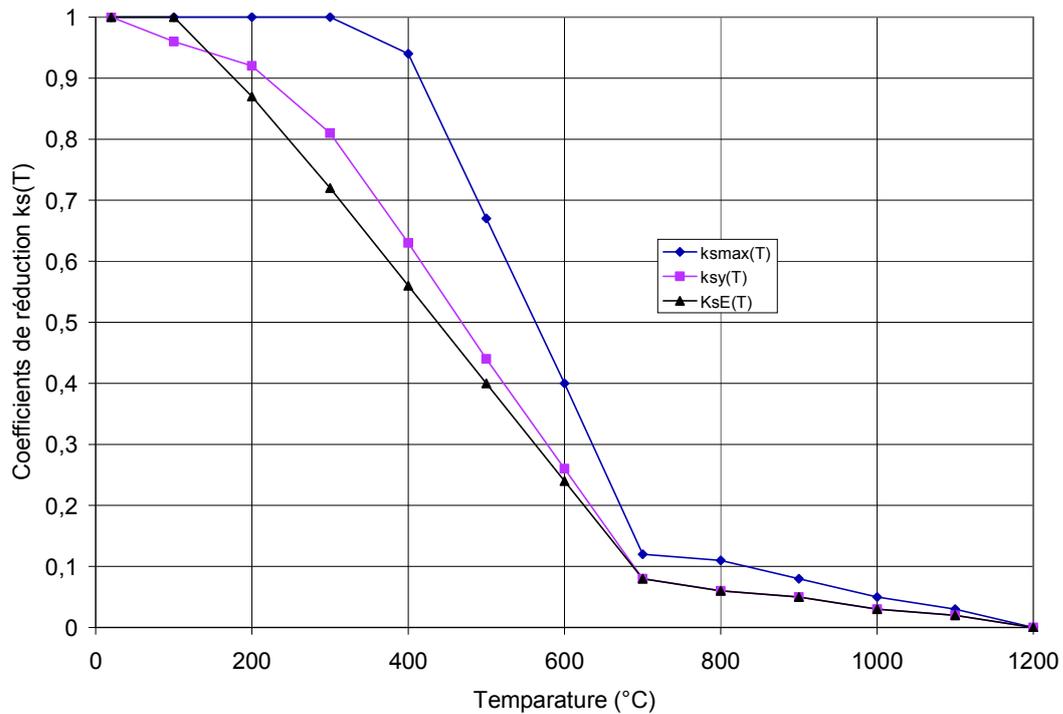


Figure 2-14 Variation en fonction de la température des facteurs de réduction $k_{s,T}$ pour les relations contrainte-déformation de l'acier d'armature

Un exemple de représentation graphique des relations contrainte-déformation pour différentes températures, avec branche d'écroutissage, est illustré sur la figure 2-15.

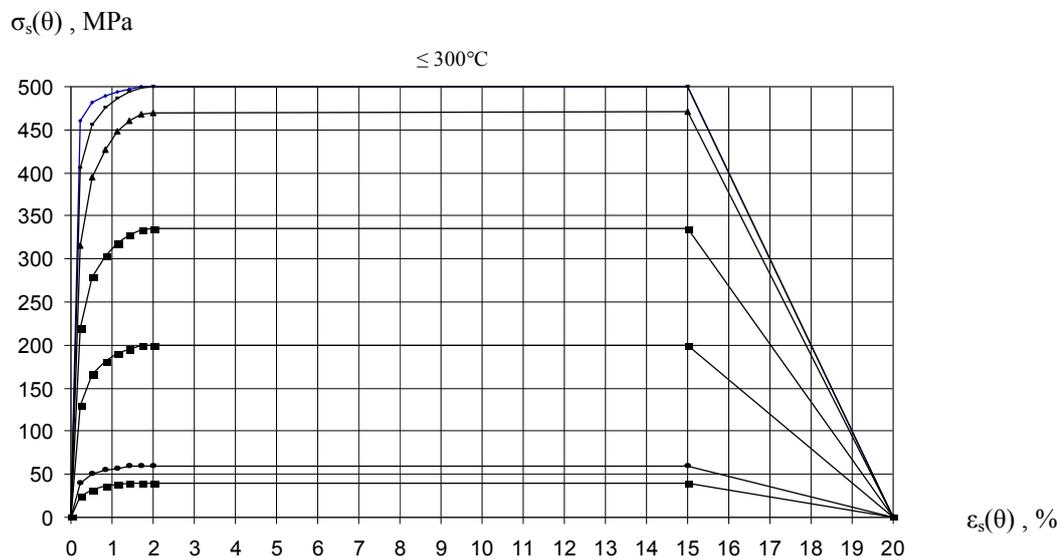


Figure 2-15 Représentation graphique des relations contrainte-déformation de l'acier d'armature

2-4 Résistance au flambement à température ambiante des colonnes mixtes avec profil enrobé de béton

La littérature révèle différentes méthodes, empiriques ou théoriques, permettant d'évaluer par le calcul, la résistance des colonnes mixtes avec profil enrobé partiellement ou totalement de béton. Dans cette section, il s'agit de présenter l'essentiel des méthodes de calcul utilisées à température ambiante pour ce type de colonne. Le support est l'EC4 partie 1.1 [10] qui est adopté initialement en juillet 1992 par le comité européen de normalisation en tant que norme expérimental.

2-4-1 La méthode générale et la méthode simplifiée

L'EC4 partie 1-1 propose deux méthodes à température ambiante pour le dimensionnement des colonnes mixtes à l'état ultime.

La première est une méthode générale qui impose de prendre en compte explicitement les effets de second ordre et les imperfections structurelles inhérentes aux poteaux en général. L'intérêt de cette méthode réside dans le fait que son application n'est pas limitée à un seul type de section transversal, de sollicitation ou des conditions d'appuis aux extrémités. Elle s'applique à des poteaux de section non symétrique et (ou) de section variable sur leur hauteur. Bien qu'il soit possible d'utiliser cette méthode, l'analyse avec une telle méthode représente un calcul relativement complexe, nécessitant l'emploi de méthodes de calculs numériques (programmes informatiques complexes), ayant fait l'objet de validations préalables, en particulier vis-à-vis de l'expérience. Néanmoins, son application au calcul de la résistance des colonnes mixtes restreinte encore restreinte.

La deuxième méthode dite simplifiée, qui convient mieux à une application générale, a été développée en Allemagne. Elle utilise, en ce qui concerne la vérification de la stabilité, les courbes de flambement européennes des profilés en acier tenant compte implicitement des imperfections (tant géométriques que structurales) qui affectent les poteaux. Elle est basée sur les courbes d'interaction pour la vérification de la résistance des sections soumises à la flexion composée. La méthode est limitée au calcul des poteaux mixtes **de section doublement symétrique** et uniforme sur la hauteur, considérée isolément dans une structure rigide. Aussi, lorsque les limites d'applicabilité de la méthode ne sont pas satisfaites, la méthode générale doit être appliquée.

Chacune des deux méthodes est basée sur les hypothèses suivantes :

- Il y a une interaction complète entre le béton et l'acier
- Les sections droites restent planes et perpendiculaires à la fibre moyenne au cours de la déformation (hypothèse de Navier-Bernoulli)
- Les imperfections géométriques et structurales sont considérées dans les calculs.

Dans les paragraphes qui suivent, après un bref rappel sur l'origine des courbes européennes de flambement, nous nous limiterons à la présentation de la méthode simplifiée de l'EC4 clause 4.8.3 applicable à la majorité des cas rencontrés dans la pratique. On considère séparément le cas des poteaux sous compression et le cas des poteaux sous compression et flexion combinées. En préalable à sa présentation, il convient de rappeler que la validité de la méthode présentée ici a clairement été démontrée par de nombreuses études.

2-4-2 Formulations des courbes européennes de flambement

Les travaux théoriques menés sur le phénomène de flambement au cours des années 1960, ainsi que leurs vérifications expérimentales, ont permis à la CECM [26] de proposer trois courbes de flambement non dimensionnelles a, b et c, établies en fonction des différents types de profils et tenant compte des hétérogénéités géométriques et structurales des barres. Parmi les nombreuses formulations analytiques proposées pour la représentation de ces trois courbes, on présente ici la formulation mathématique établie par Baar [27] et retenue par la CECM :

$$\chi = \frac{1}{(0.5 + \alpha \bar{\lambda}^2) + \sqrt{(0.5 + \alpha \bar{\lambda}^2) + \beta \bar{\lambda}^2}} \quad (2-3)$$

où χ est le coefficient de réduction lié au flambement de la colonne ; $\bar{\lambda}$ l'élancement réduit ; α et β des coefficients correspondants à la courbe de flambement appropriée au type de profil considéré.

Suite aux différentes critiques suscitées par ces 3 courbes, liées d'une part à l'absence de palier dans la zone des faibles élancements, et d'autre part à l'impossibilité de prendre en compte les profils à haute résistance ou de fortes épaisseurs, de plus en plus utilisés dans le domaine de la construction, la Convention Européenne décide d'apporter quelques modifications et adopte finalement une série de cinq nouvelles courbes a_0 , a, b, c et d comportant un plateau jusqu'à une valeur de l'élancement réduit $\bar{\lambda} = 0.2$ correspondant à des élancements pour lesquels il est possible de développer la charge d'écrasement plastique et auxquelles ont été rattachés les différents types de section et d'acier couramment utilisés.

Rondal et Maquoi [18,20] ont montré que les courbes nouvelles de flambement proposées par la CECM pouvaient être représentées, avec une excellente précision, par une formulation du type d'Ayrton-Perry de la forme :

$$\chi = \frac{1}{0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] + \sqrt{(0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2])^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad (2-4)$$

Le coefficient α est donné pour chaque courbe en fonction du type de profil et du plan de flambement considéré.

Ces nouvelles courbes de flambements sont représentées sur la figure 2-16 sous forme non dimensionnelle ($\bar{N}, \bar{\lambda}$). Elles font apparaître trois régions se reportant à trois modes de ruine différents :

- du côté des grands élancements, le flambement est élastique. La contrainte critique s'obtient à partir de la formule d'Euler (équ. 2-3) ;
- du côté des faibles élancements, la ruine a lieu par écrasement plastique, sans instabilités. La contrainte critique est égale à la limite d'élasticité du matériau f_y ;
- Enfin, il existe une zone intermédiaire, correspondant aux élancements moyens, pour laquelle la contrainte critique de flambement est sensiblement plus faible que la charge théorique (charge de plastification ou d'Euler). C'est dans cette zone, qui

couvre la plupart des poteaux utilisés en pratique, que l'effet des contraintes, des déformations initiales et de l'excentricité de la charge est le plus significatif. L'écart maximal est situé aux environs de $\bar{\lambda} = 1$.

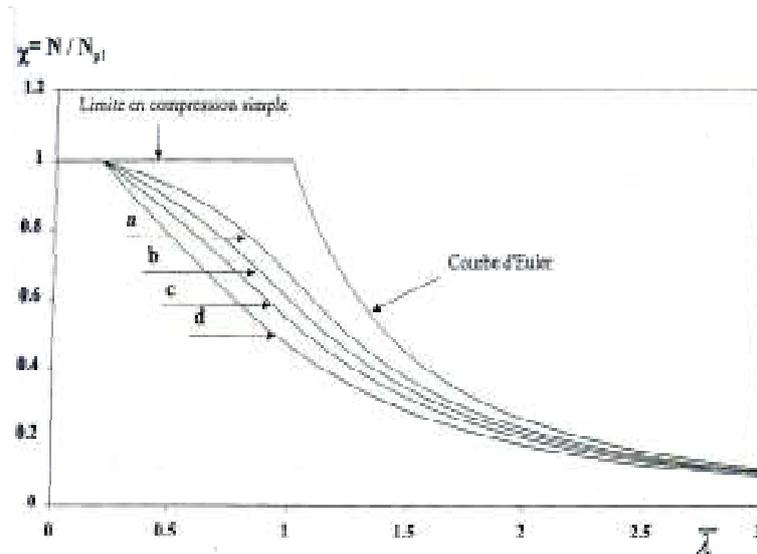


Fig. 2-16 Courbes de flambement européennes a, b, c et d

2-4-3 Stabilité des poteaux mixtes sous charges centrées

Comme déjà signalé, le calcul des résistances ultimes des poteaux mixtes soumis à une charge axiale centrée s'effectue à l'aide des courbes européennes de flambement, par analogie à celui d'un profilé métallique seul. Il prend donc en compte l'effet des imperfections et l'influence des déformations sur l'équilibre de l'élément (théorie de second ordre) ainsi que les pertes de raideur liées à la plastification de certaines parties de la section. Dans ce paragraphe, seront indiquées les bases et les hypothèses principales de la méthode de calcul.

2-4-3-1 Domaine et conditions d'applications

L'application de cette méthode simplifiée présente les limitations suivantes :

- la section transversale est constante et présente une double symétrie sur toute la hauteur du poteau ;
- l'élanement réduit du poteau $\bar{\lambda}$ ne dépasse pas 0.2 ;
- le rapport de contribution de l'acier $\delta = \frac{A_a f_y / \gamma_a}{N_{pl,Rd}}$ satisfait $0.2 \leq \delta \leq 0.9$. Si δ est inférieur à 0.2, le poteau doit être calculé conformément à l'EC2 [24] relatif aux structures en béton. Si δ est supérieur à 0.9, le poteau peut être considéré comme une simple colonne en acier et le calcul peut être effectué sur la base de l'EC3 [3].
- Dans le cas d'un poteau armé, l'aire de la section transversale de l'armature longitudinale A_s pouvant être utilisée dans les calculs doit être supérieure à 0.3% de l'aire du béton A_c et limitée à 0.4%. Pour des raisons de protection contre le feu, des pourcentages d'armatures plus importants que ceux indiqués ci-dessus peuvent être

utilisés. Toutefois, ils ne doivent pas être pris en compte pour le calcul de la résistance hors considération des problèmes concernant le feu.

2-4-3-2 Voilement local- cas des profils minces

Malgré la présence bénéfique du béton qui enrobe partiellement ou totalement le profilé, l'expérience a montré que, pour les grands élancements de parois, il y a danger de ruine prématurée par voilement local des parois des poteaux. La méthode de calcul proposée par l'EC4 ne tient pas compte du phénomène de voilement local des parois. C'est pourquoi, pour atteindre en tout point de la section, lors de l'état limite ultime, la résistance du matériau, il faut s'assurer qu'aucune instabilité par voilement local ne se produira prématurément. Cette vérification est basée sur des rapports limites entre dimensions extérieures de la section b et épaisseur de paroi du profil en acier e_a soit approximativement comme dans les profils creux carrés :

$$\frac{d}{e_a} \leq 50\varepsilon \quad (2-5)$$

où ε est définie comme $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$, et f_y est la limite d'élasticité de l'acier.

2-4-3-3 Effort normal de plastification de la section droite

L'effort normal de plastification de la section transversale d'un poteau mixte est donné par la somme des efforts normaux de chaque élément constitutif, soit :

$$N_{pl,Rd} = A_s \frac{f_y}{\gamma_{m_a}} + A_c \frac{f_c}{\gamma_c} + A_s \frac{f_s}{\gamma_s} \quad (2-6)$$

où :

- A_a , A_c et A_s sont respectivement les aires des sections transversales de l'acier de construction, du béton et des armatures ;
- f_y , f_c et f_s sont respectivement la limite d'élasticité de l'acier de construction, la résistance à la compression du béton et la limite d'élasticité de l'acier d'armature ;
- γ_{Ma} , γ_c et γ_s sont les coefficients partiels de sécurité aux états limites ultimes pour l'acier de construction, le béton et l'acier d'armature, respectivement pris égaux à 1.10, 1.50 et 1.15 selon l'EC4 partie 1-1.

2-4-3-4 Elancement réduit

L'élancement réduit dépend des propriétés des matériaux, des sections transversales et des conditions de retenues du poteau. Il est donné pour le plan de flexion considéré par la relation suivante :

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,R}}{N_{cr}}} \quad (2-7)$$

avec :

- $N_{pl,R}$ est la résistance de la section sous charges axiales $N_{pl,Rd}$ avec des coefficients partiels de sécurité γ_a , γ_c et γ_s tous pris égaux à 1 ;
- N_{ce} est la charge critique élastique d'Euler définie par :

$$N_{cr} = \frac{\Pi^2 (EI)_e}{\ell^2} \quad (2-8)$$

où ℓ est la longueur de flambement du poteau, et $(EI)_e$ la rigidité efficace en flexion de la section transversale mixte. Pour les poteaux d'ossatures contreventées i.e dont les deux extrémités sont retenues latéralement, peut être prise égale, en toute sécurité, à sa longueur d'épure, ou, en alternative selon l'Annexe E informative de l'EC3 et des règles spécifiques données par l'EC4.

La rigidité efficace d'un poteau mixte peut être prise égale à la somme des rigidités de ces composantes, soit :

$$(EI)_e = E_a I_a + 0.8 E_{cd} I_c + E_s I_s \quad (2-9)$$

où :

- I_a , I_c et I_s sont respectivement les moments d'inertie pour la flexion de l'acier de construction, du béton et des armatures,
- E_a et E_s sont les modules d'élasticité de l'acier de construction et des armatures,
- E_{cd} est le module d'élasticité efficace du béton. La réduction de la composante béton par un coefficient 0.8 est destinée à prendre en compte la fissuration du béton sous l'effet du moment de second ordre.

Le module d'élasticité efficace du béton varie si les effets du chargement à court terme ou à long terme sont pris en compte pour les poteaux mixtes. Pour des poteaux élancés tel que $\bar{\lambda} \geq 0.8(1-\delta)$, le comportement à long terme du béton (fluage et retrait) diminue la résistance. Cet effet peut être pris en compte par une simple modification du module d'élasticité efficace du béton. Pour le chargement à court terme, on prend :

$$E_{cd} = \frac{E_{cm}}{\gamma_c} \quad (2-10)$$

où:

- E_{cm} est le module d'élasticité sécant du béton.
- γ_c est un facteur de sécurité approprié à la rigidité du béton et égal à 1.35 selon l'EC2.

Pour le chargement à long terme et les poteaux élancés (si l'élancement réduit $\bar{\lambda}$ est supérieur à $0.8/(1-\delta)$) :

$$E_c = \frac{E_{cm}}{\gamma_c} \left(1 - 0.5 \frac{N_{G,S_s}}{N_{S_d}}\right) \quad (2-11)$$

où

- E_{cm} et γ_c sont définis pour le chargement à court terme,
- N_{sd} est la charge axiale centrée de dimensionnement,
- $N_{G,sd}$ est la partie permanente de la charge axiale centrée N_{sd} .

En raison du comportement non linéaire contrainte déformation du béton, y compris pour les faibles niveaux de contraintes, E_{cm} doit être interprété comme un sécant moyen pour des contraintes de courte durée. Généralement, il est évalué entre 0.4 et 0.5 fois la résistance à la compression du béton f_c et peut être calculé par la relation :

$$E_{cm} = 9500(f_c + 8)^{\frac{1}{3}} \quad (2-12)$$

Des valeurs tabulées en fonction de la résistance à la compression du béton sont également données dans l'EC4.

2-4-3-5 Résistance d'un poteau mixte sous charge axiale centrée

Le calcul de la résistance d'un poteau mixte sollicité axialement notée N_{Rd} est basé sur l'utilisation de la courbe européenne de flambement "a". Les effets de flambement sont ici pris en compte en modifiant la capacité portante ultime du poteau par l'intermédiaire d'un coefficient de réduction χ , qui dépend de l'élancement réduit $\bar{\lambda}$. Elle est donnée par la formule :

$$N_{Rd} = \chi N_{pl,Rd} \quad (2-13a)$$

Pour chacun des deux axes de symétrie de la section, les poteaux mixtes soumis à une charge de compression axiale centrée N_{sd} , présentent une résistance au flambement suffisante si :

$$N_{sd} \leq \chi N_{pl,Rd} \quad (2-13b)$$

où :

- $N_{pl,Rd}$ est la résistance plastique de calcul de la section donnée par la relation (2-6),
- χ est le coefficient de réduction pouvant être déduit de l'équation (2-4). Des tableaux donnant la valeur de χ en fonction de l'élancement réduit sont également présentés dans l'EC3.

Rappelons toutefois que la courbe de flambement (a) correspond aux profilés présentant très peu d'imperfections. Il s'agit des sections laminées en I (telles que $h/b \geq 1.2$) à ailes peu épaisses lorsque le flambement se développe autour de l'axe y-y et des profilés laminés à chaud de forme tubulaire.

2-4-4 Méthode de dimensionnement à température ambiante des poteaux mixtes enrobés de béton soumis à une combinaison de compression et de flexion uniaxiale

Selon l'EC4, la résistance au flambement d'un poteau mixte, de section transversale doublement symétrique et uniforme sur la hauteur du poteau, soumis à une combinaison de compression et de flexion, peut être obtenue à l'aide d'une courbe d'interaction N-M telle que présentée à la figure 2-17 décrivant la relation entre l'effort résistant, noté N_{Rd} , et le moment résistant, noté M_{Rd} , de la section mixte. En fait, la méthode indique comment déterminer la courbe d'interaction et, pour obtenir la résistance ultime des poteaux, comment réduire cette courbe en fonction de l'élanement du poteau et de la répartition des moments agissant sur ce poteau.

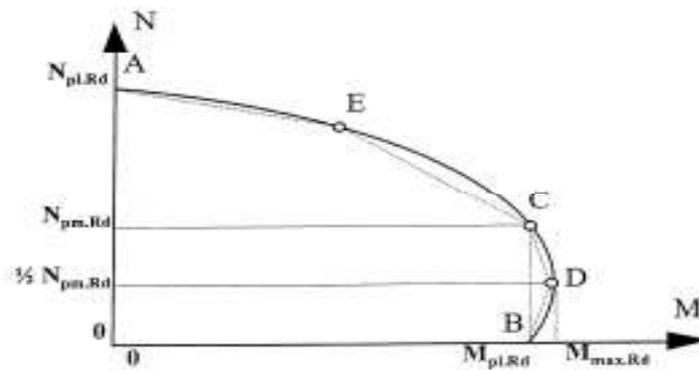


Fig. 2-17 Courbe d'interaction pour la compression et la flexion

La courbe d'interaction d'un poteau mixte peut être définie en considérant successivement, sur la section transversale, différentes positions particulières de l'axe neutre et en déterminant les sollicitations résultantes à partir de l'hypothèse d'une distribution plastique des contraintes. Habituellement, le béton de la zone tendue est considéré comme fissuré et est donc négligé. Cette approche, qui ne peut être mise en oeuvre que par voie informatique du fait du grand nombre d'équations à résoudre, est assez laborieuse et ne sera pas donc exposée ici. Dans un souci pratique, la méthode simplifiée de l'EC4, propose d'approcher avec une bonne approximation la courbe d'interaction par un schéma polygonal à quatre ou cinq points comme indiqué sur la figure 2-17.

Dans ce paragraphe, seul le principe permettant de calculer la résistance ultime des poteaux mixtes à partir de la courbe d'interaction sera exposé. On se rapportera à la clause 4.8.3.9 et l'Annexe C normative de l'EC4 pour l'ensemble des indications concernant le calcul approché de la courbe d'interaction. Le principe de la méthode simplifiée est indiqué sur la figure 2-18.

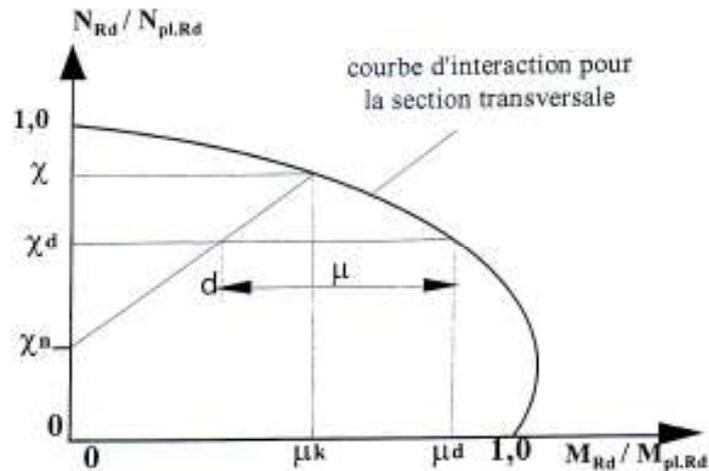


Fig. 2-18 Méthode de calcul pour la compression et la flexion uniaxiale

Il consiste à vérifier que le moment fléchissant M_{sd} appliqué à la section est inférieur au moment résistant $M_{\eta,Rd}$, modifié par la présence de l'effort axial en procédant de la manière suivante :

Tout d'abord, la stabilité du poteau sous charge axiale doit être vérifiée en l'absence de moment fléchissant. Conformément au paragraphe 2-5-3-5, la résistance au flambement du poteau peut être calculée en corrigeant la valeur de calcul de la résistance plastique à la compression de la section transversale mixte $N_{pl,Rd}$ par l'intermédiaire d'un facteur χ , prenant en compte l'influence de l'élancement et des imperfections inhérentes au poteau. Au niveau de χ , la courbe d'interaction donne la valeur du moment résistant à la flexion $\mu_k M_{pl,Rd}$ (où $M_{pl,Rd}$ est le moment résistant plastique de la section transversale mixte) résultant des imperfections du poteau sous la seule charge $\chi N_{pl,Rd}$. A ce niveau i.e pour un effort axial supérieur ou égal à $\chi N_{pl,Rd}$, le poteau ne peut supporter aucun moment de flexion additionnel.

Pour tenir compte de l'élancement du poteau, le moment ultime est réduit linéairement de façon à ce qu'il soit nul lorsque la résistance ultime au flambement du poteau est atteinte. Cette réduction du moment ultime peut-être considéré comme étant le moment du à la présence de l'effort normal en combinaison avec les imperfections. Le second point de la droite de réduction est donné par χ^n , qui dépend de la répartition des moments sur le poteau. Lorsque la variation de moment fléchissant sur la longueur de poteau est à peu près linéaire, le rapport χ^n peut être calculé au moyen de la formule suivante :

$$\chi_{\eta} = \chi(1-r) / 4 \quad \text{avec} \quad \chi_{\eta} = \chi_d \quad (2-14)$$

où : r représente le rapport du plus petit au plus grand moment d'extrémité. L'influence des imperfections diminue lorsque le rapport des charges axiales ($N_{Rd} / N_{pl,Rd}$) est inférieur à χ . Pour un rapport de charges axiales inférieur à χ^n , les effets des imperfections sont négligeables.

Ayant une valeur de calcul de l'effort appliqué au poteau N_{sd} , le rapport des charges axiales χ_d est défini par $\chi_d = N_{sd} / N_{pl,Rd}$. La résistance à la flexion correspondante de la section transversale est donnée par $\mu_d N_{pl,Rd}$, où μ_d est déduit de la courbe d'interaction. En relevant la distance horizontale dans la courbe d'interaction, on peut obtenir le rapport des moments résistants μ , et évaluer alors le moment résistant de l'élément mixte sous une combinaison de compression et de flexion.

La valeur de μ , qui peut être calculée à l'aide de la relation suivante :

$$\mu = \mu_d - \mu_k \frac{(\chi_d - \chi_\eta)}{(\chi - \chi_\eta)} \quad (2-15)$$

ne doit pas être prise supérieure à 1.0, excepté si le moment fléchissant M_{sd} est du uniquement à l'effet de l'excentrement de l'effort N_{sd} , par exemple dans le cas d'un poteau isolé sans charges transversales s'exerçant entre ses extrémités.

L'EC4 considère qu'un poteau soumis à une combinaison de compression et de flexion uniaxiale possède une résistance suffisante si la condition suivante est satisfaite :

$$M_{sd} \leq 0.9 \mu M_{pl,Rd} \quad (2-16)$$

où :

- M_{sd} est la valeur de calcul maximale du moment fléchissant appliqué sur la longueur du poteau, pouvant être pondéré pour la prise en compte des effets du second ordre, si nécessaire ;
- μ est le rapport des moments résistants obtenus au moyen de la courbe d'interaction des sections transversales ;
- $M_{pl,Rd}$ est le moment résistant plastique de la section transversale mixte.

Un coefficient correcteur de 0.9 est appliqué au moment résistant à la flexion pour compenser des hypothèses de calcul trop favorables, à savoir :

- La courbe d'interaction est déterminée à partir des caractéristiques plastiques complètes de la section pour les deux résistances en effort normal et en résistance de flexion ; cette situation n'est pas complètement conforme à la réalité.
- Le moment sollicitant M_{sd} a été calculé avec une section supposée non fissurée ; or pour de grands moments sollicitants, il est évident que la fissuration a une influence sur la rigidité du poteau.

2-5 Vérification de la résistance au feu conventionnel des poteaux enrobés de béton

La littérature fait également état de différentes méthodes permettant de calculer la résistance au feu des poteaux mixtes enrobés de béton. Comme cela est généralement admis en situation d'incendie, dans un souci de simplification, il n'y a pas dans ces modèles de calculs de réel couplage entre le comportement thermique et le comportement mécanique des poteaux mixtes. Pour les besoins de l'analyse mécanique, la distribution des températures au sein des poteaux est obtenue séparément, soit à l'aide d'un modèle d'analyse thermique, soit à l'aide des résultats d'essais. Le comportement mécanique de l'élément est alors déterminé

dans une procédure itérative, prenant en compte l'évolution et la distribution des températures à chaque pas de temps, ainsi que leurs influences sur les propriétés mécaniques des matériaux.

Les modèles numériques basés sur la méthode des éléments finis sont apparus au début des années 1980. Ces modèles permettent de prendre en compte, dans le cadre d'une formulation classique introduite sous forme incrémentale (la modélisation repose sur la théorie des poutres en flexion plane respectant l'hypothèse de Bernoulli), les diverses non-linéarités liées au comportement des matériaux et aux effets du second ordre géométrique (grand déplacement). Habituellement, les poteaux sont discrétisés au moyen d'éléments finis de barre classique à deux nœuds et six degrés de liberté (deux déplacements et une rotation par nœud). Les effets de torsion ne sont pas considérés et les effets de cisaillement sur l'énergie de déformation de l'élément sont négligés, si bien que seules les contraintes normales sont prises en compte. Les effets de contraintes résiduelles et thermiques sont traités explicitement. En présence d'un champ de température, la déformation longitudinale est donnée par la somme de quatre termes indépendants liés respectivement aux contraintes normales, aux dilatations thermiques, aux contraintes résiduelles et au fluage [1].

Parallèlement, la stabilité au feu des poteaux mixtes peut être calculée à l'aide de méthodes de calcul simplifiées basées sur des relations moment-courbure et résistance axiale-déformation longitudinale au niveau de la section transversale la plus sollicitée, combinées avec l'équation d'équilibre global. Dans ces méthodes, l'état limite ultime des poteaux après un certain temps d'exposition au feu correspond à la condition où le moment de flexion au niveau de la section critique n'excède pas le moment résistant. Les valeurs du moment résistant sont calculées en incrémentant par pas successifs la déformation longitudinale et la courbure et en déduisant les contraintes normales à partir des relations contrainte-déformation des différents matériaux. L'hypothèse de Bernoulli est adoptée pour la section transversale mixte. Cette formulation intègre explicitement les effets des dilatations thermiques différentielles, des imperfections géométriques et des non-linéarités matérielles sur la capacité portante des poteaux. Il est noter que dans ces méthodes, il peut être nécessaire d'introduire pour les poteaux semi-encastés une longueur de flambement équivalente qui consiste à les modéliser comme des poteaux articulés.

Le dimensionnement ou la vérification de ce type d'élément, en ce qui concerne leur résistance au feu, sont depuis longtemps réalisés en appliquant les méthodes de calcul des DTU spécialisés ou des parties feu des Eurocodes structuraux. L'ensemble des méthodes de calcul proposées dans l'EC4 pour les poteaux mixtes enrobés de béton est décrit ci-après.

2-5-1 Méthodes de calcul au feu préconisées par l'Eurocode 4

Selon l'EC4 partie 1.2, la vérification du comportement au feu des structures mixtes peut être effectuée selon les trois méthodes différentes, à savoir :

- Les tableaux de valeurs préalablement établies pour les sections transversales les plus fréquentes sur la base des essais expérimentaux et de caractère empirique pour le dimensionnement ou la vérification des différents éléments mixtes vis-à-vis de leur résistance au feu.
- Les méthodes simplifiées faisant référence à des formules analytiques ne concernant que des éléments de structures individuels. Pour les poteaux mixtes avec profil partiellement enrobé, il s'agit de l'Annexe F de l'EC4 partie 1.2.

- Les méthodes de calcul dites ‘avancées’ permettant une estimation plus précise et plus globale du comportement au feu des structures mais nécessitant le recours à des modèles numériques fondés généralement sur la méthode des éléments finis.

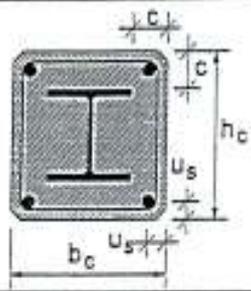
2-5-2 Méthode par valeurs tabulées

En ce qui concerne les poteaux mixtes avec profil totalement enrobé de béton, les valeurs sont données dans le tableau 2-4, permettant de déterminer, en fonction de la résistance au feu que l'on désire (R30,R60,R90,R120,R180,R240), les dimensions minimales de la section transversale (b_c , h_c), l'enrobage minimal (c) du profilé et la distance minimale de l'axe des armatures (u_s). Si le béton qui enrobe le profilé en acier n'a qu'une fonction de l'isolation thermique, les résistances au feu (R30 à R180) peuvent être obtenues avec une épaisseur d'enrobage c indiqué dans le tableau 2-5. Cependant, pour R30, il suffit que le béton soit mis entre les semelles du profilé. En ce qui concerne les poteaux mixtes avec profil partiellement enrobé, les valeurs sont données dans les tableaux 2-6. Elles permettent de déterminer, en fonction de la résistance au feu désirée (R30,R60,R90,R120) et en fonction du taux de chargement $n_{fi,t}$, les dimensions minimales de la section transversale (b , h), la distance minimale de l'axe des armatures (u_s) et le rapport minimal épaisseur/semelle (e_w/e_f). Les pourcentages d'armature $A_s/(A_s+A_c)$ supérieurs à 6% ou inférieurs à 1% ne sont pas pris dans les calculs. Les valeurs peuvent être utilisées pour les nuances d'acier de construction S235, S275 et S355.

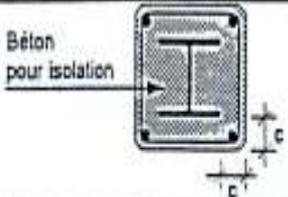
La méthode n'est applicable que dans le cas des ossatures contreventées i.e les poteaux sont considérés à nœuds fixes comme indiqué sur la figure 2-19. De plus, ces valeurs ont été établies en considérant que la longueur de flambement en situation d'incendie est réduite de moitié par rapport à celle à température ambiante, ce qui correspond exactement aux conditions d'essais conduisant à la mise au point de ces valeurs tabulées.

En général, les méthodes par valeurs tabulées se montrent en principe très largement sécuritaires, souvent d'une application facile et rapide, mais leur domaine de validité gagnerait à être encore contrôlé et quelque peu élargi, sans avoir à passer par de nouveaux essais en laboratoire mais en utilisant les moyens de calcul avancés disponibles actuellement. Toutefois, elles gardent un intérêt réel, du moins au stade du dimensionnement à l'incendie en vue de choisir entre une solution mixte acier-béton et une solution en acier avec une protection d'efficacité équivalente.

Tab. 2-4 Dimensions transversales minimales, enrobage minimal du profilé et distance minimale de l'axe des armatures, pour des poteaux mixtes avec profil totalement enrobé de béton

		Résistance au feu normalisé					
		R30	R60	R90	R120	R180	R240
1.1	dimensions minimales h_c et b_c [mm]	150	180	220	300	350	400
1.2	enrobage minimal du profilé c [mm]	40	50	50	75	75	75
1.3	distance minimale de l'axe des armatures u_s ou	(20)	30	30	40	50	50
2.1	dimensions minimales h_c et b_c [mm]	-	200	250	350	400	-
2.2	enrobage minimal du profilé c [mm]	-	40	40	50	60	-
2.3	distance minimale de l'axe des armatures u_s	-	(20)	(20)	30	40	-

Tab. 2-5 Enrobage minimal du profilé pour des poteaux mixtes avec profil totalement enrobé de béton si le béton n'a qu'une fonction isolante

	Résistance au feu normalisé				
	R30	R60	R90	R120	R180
Enrobage de béton c [mm]	0	25	30	40	50

Tab. 2-6 Dimensions transversales minimales, distance minimale de l'axe des armatures et rapport minimal entre l'âme et celle de la semelle, pour des poteaux mixtes avec profil partiellement enrobé de béton

		Résistance au feu normalisée			
		R30	R60	R90	R120
1	Dimensions minimales de la section pour un niveau de chargement $\eta_{R,T} = 0,3$				
1.1	dimensions minimales h et b (mm)	160	260	300	300
1.2	distance minimale de l'axe des armatures u_1 (mm)	40	40	50	60
1.3	rapport minimal épaisseur âme/semelle e_w / e_f	0,5	0,5	0,5	0,7
2	Dimensions minimales de la section pour un niveau de chargement $\eta_{R,T} = 0,5$				
2.1	dimensions minimales h et b (mm)	200	300	300	-
2.2	distance minimale de l'axe des armatures u_1 (mm)	35	40	50	-
2.3	rapport minimal épaisseur âme/semelle e_w / e_f	0,6	0,6	0,7	-
3	Dimensions minimales de la section pour un niveau de chargement $\eta_{R,T} = 0,7$				
3.1	dimensions minimales h et b (mm)	250	300	-	-
3.2	distance minimale de l'axe des armatures u_1 (mm)	30	40	-	-
3.3	rapport minimal épaisseur âme/semelle e_w / e_f	0,6	0,7	-	-

2-5-3 Méthodes de calcul simplifiées

Le calcul de la résistance au feu des poteaux mixtes par les méthodes de calcul simplifiées se décompose en étapes suivantes :

- 1- La valeur de calcul de la résistance, en situation d'incendie, en compression axiale (charge de flambement) est donnée par la formule suivante :

$$N_{f_i,Rd} = \chi N_{f_i,pl,Rd} \quad (2-17)$$

où :

- χ est le coefficient de réduction déduit de la courbe de flambement c, qui dépend de l'élanement a-dimensionnel $\bar{\lambda}_\theta$,

- $N_{f_i,pl,Rd}$ est La valeur de calcul de la résistance plastique, en situation d'incendie, en compression axiale.

- 2- En divisant la section transversale du poteau en plusieurs parties comprenant le profilé en acier 'a', les armatures 's' et le béton 'c', la résistance plastique axiale est donnée par la relation :

$$N_{f_i,pl,Rd} = \sum_j (A_{a,\theta} f_{a\max,\theta}) / \gamma_{M,f_i,a} + \sum_k (A_{s,\theta} f_{s\max,\theta}) / \gamma_{M,f_i,s} + \sum_m (A_{c,\theta} f_{c\max,\theta}) / \gamma_{M,f_i,c} \quad (2-18)$$

où $A_{i,\theta}$ est la surface de chaque élément de la section transversale.

- 3- La rigidité efficace en flexion est donnée par :

$$(EI)_{f_i,eff} = \sum_j (\varphi_{a,\theta} \bar{E}_{a,\theta} I_{a,\theta}) + \sum_k (\varphi_{s,\theta} \bar{E}_{s,\theta} I_{s,\theta}) + \sum_m (\varphi_{c,\theta} \bar{E}_{c,\theta} I_{c,\theta}) \quad (2-19)$$

où :

- $I_{i,\theta}$ est le moment d'inertie de flexion de la partie i de la section partiellement réduite par rapport à l'axe faible (ou l'axe fort) ;
 - $\varphi_{i,\theta}$ est le coefficient de réduction dépendant des contraintes thermiques (Annexe F, tableau F.7)
- 4- La charge critique d'Euler ou charge critique élastique, en situation d'incendie, est définie de la façon suivante :

$$N_{f_i,cr} = \Pi^2 (EI)_{f_i,eff} / \ell_\theta^2 \quad (2-20)$$

où ℓ_θ est la longueur de flambement du poteau (fig.2-5).

Soit pour l'élançement a-dimensionnel :

$$\bar{\lambda}_\theta = \sqrt{N_{f_i,pl,R} / N_{f_i,cr}} \quad (2-21)$$

où $N_{f_i,pl,R}$ est la valeur de $N_{f_i,pl,Rd}$ lorsque les facteurs $\gamma_{M,f_i,a}$, $\gamma_{M,f_i,s}$ et $\gamma_{M,f_i,c}$ sont pris tous égaux à 1.0.

NB : Pour déterminer la longueur de flambement ℓ_θ les règles à températures normales s'appliquent avec les exceptions suivantes :

- Au niveau considéré, un poteau, complètement assemblé aux poteaux supérieur et inférieur, peut être considéré comme totalement encastré, à condition que la résistance au feu des éléments de construction délimitant le niveau considéré soit au moins égale à la résistance au feu du poteau.

- Dans le cas d'une ossature en acier pour laquelle chaque niveau peut être considéré comme un compartiment de résistance au feu suffisante, la règle précédente signifie que la longueur de flambement d'un poteau situé dans un niveau intermédiaire soumis au feu est égale à 0.5 fois la longueur d'épure du poteau ℓ . Pour un poteau situé au dernier niveau, la longueur de flambement en situation d'incendie est égale à 0.7 fois la longueur d'épure du poteau ℓ (fig. 2-19).

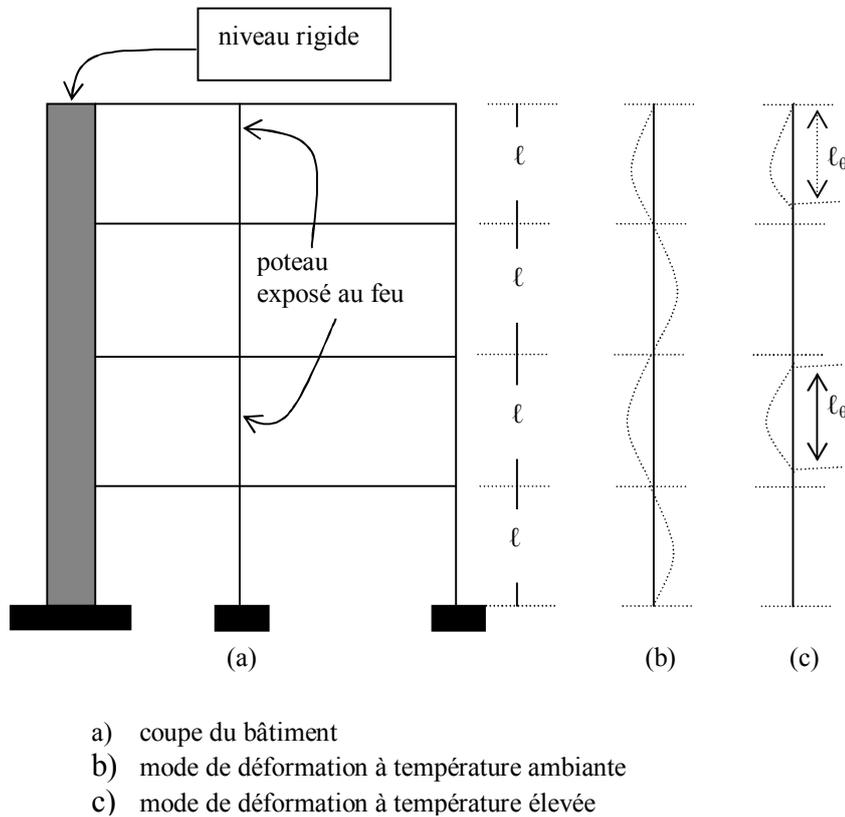


Fig.2-19 Comportement structurel des poteaux d'ossatures contreventées

- 5- En présence d'une excentricité de valeur "e", la charge de calcul de flambement, $N_{f_i,Rd,\delta}$, peut être obtenue par :

$$N_{f_i,Rd,e} = N_{f_i,Rd} \frac{N_{Rd,e}}{N_{Rd}} \quad (2-22)$$

où N_{Rd} et $N_{Rd,e}$ représentent la charge axiale de flambement et la charge de flambement dans le cas d'une charge excentrée, à température ambiante, calculées comme précédemment.

CHAPITRE 3

CALCUL AU FEU DE LA RESISTANCE AXIALE DES COLONNES MIXTES PARTIELLEMENT ENROBEES SELON L'EUROCODE 4-IMPLEMENTATION NUMERIQUE ET APPLICATION

3-1 Généralités

Dans ce chapitre, Il est question d'abord de présenter d'une manière succincte, la méthode de calcul simplifiée de l'Annexe informative G de l'Eurocode 4 qui permet de calculer la résistance au feu des colonnes mixtes avec profilé en acier partiellement enrobé dont les actions sont supposées axiales i.e en considérant nulle l'excentricité des charges appliquées. Le plan de flambement est supposé se produire suivant l'axe par rapport auquel le moment d'inertie de la section transversale de la colonne est faible. Sera suivie ensuite d'une présentation détaillée d'un exemple de calcul d'une colonne chargée centriquement justifiant sa stabilité à température ambiante et élevée. Nous terminons enfin par la traduction de la méthode de calcul en langage d'ordinateur Fortran en illustrant un exemple numérique afin de jauger la fiabilité du code de calcul établi.

3-2 Exposé de la méthode de l'Annexe G.-EC4

Le modèle de calcul est basé sur les principes indiqués dans le paragraphe 2-6-3 relatifs aux méthodes de calcul simplifiées. Les valeurs de calcul de la résistance au feu $N_{f_i,Rd}$ et la rigidité efficace $(EI)_{f_i,eff}$, de colonnes mixtes partiellement enrobées en compression axiale, peuvent être obtenues en considérant le flambement suivant l'axe z (axe faible) de la section transversale réduite montrée sur la figure 4-1.

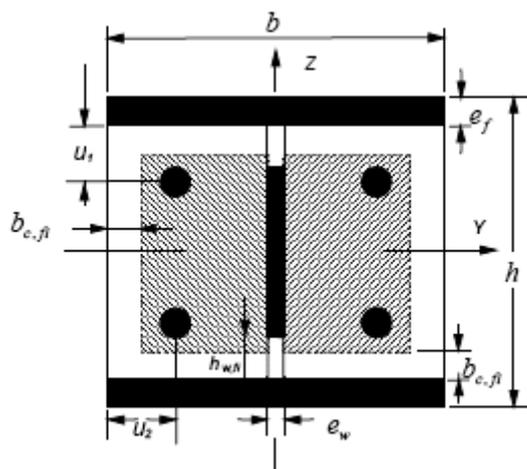


Fig. 3-1 Section réduite pour le calcul de la résistance au feu d'une colonne mixte partiellement enrobé de béton

3-2-1 Procédure de calcul

Afin de calculer $N_{f_i,Rd}$ et $(EI)_{f_i,eff}$, nous procédons de la façon suivante :

- On divise la section du poteau en quatre parties : les ailes du profilé métallique (f), l'âme du profilé métallique (w), les barres d'armatures (s) et le béton (c).
- Chaque partie est évaluée en prenant une résistance caractéristique réduite, un module d'élasticité réduit et une section transversale réduite (fig.3-1) en fonction des degrés de résistance au feu normalisé R30, R60, R90 ou R120.
- La valeur de calcul, en compression axiale, de $N_{f_i,Rd,z}$ et $(EI)_{f_i,eff,z}$ s'obtient selon les clauses (b) et (c) du paragraphe 2-6-3 en considérant une sommation pondérée des valeurs correspondantes des quatre parties.
- Les propriétés de résistance et de déformation de l'acier et du béton, à température élevée, doivent satisfaire aux principes et règles du paragraphe 2-4.
- La méthode s'applique pour le mode d'exposition au feu à quatre faces et la résistance au feu ne doit pas excéder 120 minutes.

3-2-2 Contribution des ailes ou des semelles du profilé

La température moyenne des semelles est déterminée par :

$$\theta_{f,t} = \theta_{0,t} + k_t (A_m / V) \quad (3-1)$$

où t est la durée d'exposition au feu en minutes

A_m / V est le facteur de massiveté, en m^{-1} ; défini avec $A_m = 2(h+b)$, en m, et, $V = h.b$, en m^2 ;

$\theta_{0,t}$ est une température, en °C donnée par le tableau 3-1

k_t est un coefficient empirique donnée par le tableau 3-1 en $m^\circ C$

Tab. 3.1 : Température $\theta_{0,t}$ et le coefficient

Résistance à l'incendie normalisée	$\theta_{0,t}$ [°C]	k_t [m°C]
R30	550	9,65
R60	680	9,55
R90	805	6,15
R120	900	4,65

A partir de la température $\theta = \theta_{f,t}$ le niveau de contrainte maximal et le module d'élasticité correspondants sont déterminés par :

$$f_{a \max, f, t} = f_{ay, f, 20^\circ C} \cdot k_{\max, \theta} \quad (3-2a)$$

$$\bar{E}_{a, f, t} = E_{a, f, 20^\circ C} \cdot k_{E, \theta} \quad (3-2b)$$

avec $k_{\max, \theta}$ et $k_{E, \theta}$ sont donnés selon le tableau 2-1 du paragraphe 2-4.

Par suite, les valeurs de calcul de la résistance plastique en compression axiale et la rigidité efficace en flexion des deux semelles du profilé en acier en situation d'incendie déterminées par :

$$N_{fi, pl, R_d, f} = 2(b \cdot e_f \cdot f_{a \max, f, t}) / \gamma_{M, fi, a} \quad (3-3a)$$

$$(EI)_{fi, f, z} = \bar{E}_{a, f, t} (e_f b^3 / 6) \quad (3-3b)$$

3-2-3 Contribution de l'âme du profilé

Il convient de négliger une partie d'âme de hauteur $h_{w, fi}$ commençant à la face intérieure de la semelle (fig. 3-1). Elle est déterminée par :

$$h_{w, fi} = 0.5(h - 2e_f)(1 - \sqrt{1 - 0.16(H_t / h)}) \quad (3-4)$$

où : H_t est donné par le tableau 3-2.

Tab. 3-2 : Coefficient H_t en fonction de la durée d'exposition au feu

Résistance à l'incendie normalisé	H_t [mm]
R30	350
R60	770
R90	1 100
R120	1 250

Le niveau de contrainte maximal est obtenu par :

$$f_{a \max, w, t} = f_{ama, f, 20^\circ C} \sqrt{1 - 0.16(H_t / h)} \quad (3-5)$$

Alors, la valeur de calcul de la résistance plastique en compression axiale et la rigidité efficace en flexion de l'âme du profilé en acier en situation d'incendie sont données par :

$$N_{f_i,pl,R_d,w} = e_w (h - 2e_f - 2h_{w,f_i}) \cdot f_{a,max,t} / \gamma_{M,f_i,a} \quad (3-6a)$$

$$(EI)_{f_i,w,z} = E_{a,w,20^\circ C} (h - 2e_f - 2h_{w,f_i}) \cdot e_w^3 / 12 \quad (3-6b)$$

3-2-4 Contribution du béton

Il convient de négliger, dans les calculs, une couche externe du béton, d'une épaisseur $b_{c,fi}$ (fig.3-1). La valeur $b_{c,fi}$ est donnée dans le tableau 3-4 avec A_m/V , le facteur de massivité en m^{-1} de toute la section mixte.

Tab. 3-4 : couche externe $b_{c,fi}$ du béton négligée en fonction du temps

Résistance à l'incendie normalisé	$b_{c,fi}$ [mm]
R30	4,0
R60	15,0
R90	$0,5(A_m/V) + 22,5$
R120	$2,0(A_m/V) + 24,0$

La température moyenne dans le béton $\theta_{c,t}$ est donnée dans le tableau 3-5, en fonction du facteur de massivité A_m / V de toute la section mixte et pour les degrés de résistance à l'incendie normalisé.

Tab. 3-5 : Facteur de massivité et la température moyenne dans le béton en fonction de la résistance à l'incendie normalisé

R30		R60		R90		R120	
A_m/V [m^{-1}]	$\theta_{c,t}$ [$^\circ C$]	A_m/V [m^{-1}]	$\theta_{c,t}$ [$^\circ C$]	A_m/V [m^{-1}]	$\theta_{c,t}$ [$^\circ C$]	A_m/V [m^{-1}]	$\theta_{c,t}$ [$^\circ C$]
4	136	4	214	4	256	4	265
23	300	9	300	6	300	5	300
46	400	21	400	13	400	9	400
-	-	50	600	33	600	23	600
-	-	-	-	54	800	38	800
-	-	-	-	-	-	41	900
-	-	-	-	-	-	43	1000

A partir de la température $\theta = \theta_{c,t}$, le module sécant du béton est obtenu par :

$$E_{c,sec,\theta} = f_{c,\theta} / \varepsilon_{cu,\theta} = f_{c,20^\circ C} \cdot k_{c,\theta} / \varepsilon_{cu,\theta} \quad (3-7a)$$

avec $k_{c,\theta}$ et $\epsilon_{cu,\theta}$ sont donnés selon le tableau 2-2 du paragraphe 2-4.

Par suite, les valeurs de calcul de la résistance plastique en compression axiale et la rigidité efficace en flexion du béton en situation d'incendie sont déterminées par :

$$N_{fi,pl,R_d,c} = 0.86 \left[(h - 2e_f - 2b_{c,fi})(b - e_w - 2b_{c,fi}) - A_s \right] f_{c,\theta} / \gamma_{M,fi,c} \quad (3-8a)$$

où A_s est la section des barres d'armatures et 0.86 un facteur de calibration.

$$(EI)_{fi,c,z} = E_{c,sec,\theta} \left[\left\{ (h - 2e_f - 2b_{c,fi})(b - 2b_{c,fi})^3 - e_w^3 \right\} / 12 \right] - I_{s,z} \quad (3-8b)$$

où $I_{s,z}$ est le moment d'inertie des barres d'armatures par rapport à l'axe principal d'inertie Z de la section mixte.

3-2-5 Contribution des barres d'armatures

La valeur de réduction de la limite d'élasticité $k_{y,t}$ et le facteur de réduction $k_{E,t}$ du module d'élasticité des barres d'armatures sont définies comme indiqué dans les tableaux 3-6 et 3-7 en fonction de la résistance au feu normalisé et de la moyenne géométrique u des distances entre l'axe d'armature et les faces du béton.

Tab. 3-6 : Facteur de réduction $k_{y,t}$ de la limite d'élasticité $f_{sy,20^\circ C}$ des armatures

Résistance à l'incendie normalisé	u en mm				
	40	45	50	55	60
R30	1	1	1	1	1
R60	0.789	0.883	0.976	1	1
R90	0.314	0.434	0.572	0.695	0.822
R120	0.170	0.223	0.288	0.367	0.436

Tab. 3-7 : Facteur de réduction $k_{E,t}$ du module d'élasticité $E_{s,20^\circ C}$ des armatures

Résistance à l'incendie normalisé	u en mm				
	40	45	50	55	60
R30	0.830	0.865	0.888	0.914	0.935
R60	0.604	0.647	0.689	0.729	0.763
R90	0.193	0.283	0.406	0.522	0.619
R120	0.110	0.128	0.173	0.233	0.285

Par suite, la valeur de calcul de la résistance plastique en compression axiale et la rigidité en flexion des barres d'armatures en situation d'incendie sont déterminées par :

$$N_{f_i,pl,R_d,s} = A_s \cdot k_{y,t} \cdot f_{sy,20^\circ C} / \gamma_{M,f_i,s} \quad (3-9a)$$

$$(EI)_{f_i,s,z} = k_{E,t} \cdot E_{s,20^\circ C} \cdot I_{s,z} \quad (3-9b)$$

NB : La moyenne géométrique u des armatures des axes u_1 et u_2 est obtenue par $u = \sqrt{u_1 \cdot u_2}$ où u_1 est la distance de l'axe de la barre d'armature extérieure à la face interne de la semelle (en mm) et u_2 est la distance de l'axe de la barre d'armature extérieure au parement du béton en mm.

3-2-6 Calcul de la charge axiale de flambement à température élevée

La valeur de calcul de la résistance plastique en compression axiale et la rigidité efficace en flexion de toute la section en situation d'incendie s'obtient à partir de la relation :

$$N_{f_i,pl,R_d} = N_{f_i,pl,R_d,f} + N_{f_i,pl,R_d,w} + N_{f_i,pl,R_d,c} + N_{f_i,pl,R_d,s} \quad (3-10)$$

$$(EI)_{f_i,eff,z} = \varphi_{f,\theta} (EI)_{f_i,f,z} + \varphi_{w,\theta} (EI)_{f_i,w,z} + \varphi_{c,\theta} (EI)_{f_i,c,z} + \varphi_{s,\theta} (EI)_{f_i,s,z} \quad (3-11)$$

où $\varphi_{i,\theta}$ est un coefficient de réduction dépendant de l'effet des contraintes thermiques défini dans le tableau 3-8.

Tab. 3-8 Coefficient de réduction $\varphi_{i,\theta}$ dépendant de l'effet des contraintes thermiques

Résistance à l'incendie normalisé	$\varphi_{f,\theta}$	$\varphi_{w,\theta}$	$\varphi_{c,\theta}$	$\varphi_{s,\theta}$
R30	1.0	1.0	0.8	0.8
R60	0.9	1.0	0.8	0.9
R90	0.8	1.0	0.8	0.8
R120	1.0	1.0	0.8	1.0

La charge de flambement d'Euler ou charge élastique sera alors :

$$N_{fi,cr,z} = \Pi^2 (EI)_{fi,eff,z} / \ell_\theta^2 \quad (3-12)$$

où ℓ_θ étant la longueur de flambement définie dans le paragraphe 2-6-3.

L'élançement réduit est obtenu par :

$$\bar{\lambda}_\theta = \sqrt{N_{fi,pl,R} / N_{fi,cr,z}} \quad (3-13)$$

où $N_{fi,pl,R}$ est la valeur de $N_{fi,pl,Rd}$ quand les facteurs de sécurité $\gamma_{M,fi,a}$, $\gamma_{M,fi,c}$ et $\gamma_{M,fi,s}$ sont pris égaux à 1.0.

Par conséquent, en utilisant $\bar{\lambda}_\theta$, on peut calculer le coefficient de réduction χ_z à partir de la formule suivante :

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \bar{\lambda}_\theta^2}} \quad (3-14)$$

avec $\varphi = 0.5[(1 + 0.49(\bar{\lambda}_\theta - 0.2) + \bar{\lambda}_\theta^2)]$ et obtenir finalement la charge axiale de calcul au flambement pour les différents degrés de résistance normalisé à l'incendie par la relation:

$$N_{fi,Rd} = \chi_z \cdot N_{fi,pl,Rd} \quad (3-15)$$

Remarques :

- 1- Au lieu de la formule (3-14), on peut utiliser la courbe de flambement (c) de l'EC1 définie dans le tableau 3-9.

Tab. 3-9 Coefficient χ pour la courbe de flambement

$\bar{\lambda}$	χ pour courbe de flambement :				
	a_e	a	b	c	d
0.2	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000
0.3	0.9859	0.9775	0.9641	0.9491	0.9235
0.4	0.9701	0.9528	0.9261	0.8973	0.8504
0.5	0.9513	0.9243	0.8842	0.8430	0.7793
0.6	0.9276	0.8900	0.8371	0.7854	0.7100
0.7	0.8961	0.8477	0.7837	0.7247	0.6431
0.8	0.8533	0.7957	0.7245	0.6622	0.5797
0.9	0.7961	0.7339	0.6612	0.5998	0.5208
1.0	0.7253	0.6656	0.5970	0.5399	0.4671
1.1	0.6482	0.5960	0.5352	0.4842	0.4189
1.2	0.5732	0.5300	0.4781	0.4338	0.3762
1.3	0.5053	0.4703	0.4269	0.3888	0.3385
1.4	0.4461	0.4179	0.3817	0.3492	0.3055
1.5	0.3953	0.3724	0.3422	0.3145	0.2766
1.6	0.3520	0.3332	0.3079	0.2842	0.2512
1.7	0.3150	0.2994	0.2781	0.2577	0.2289
1.8	0.2833	0.2702	0.2521	0.2345	0.2093
1.9	0.2559	0.2449	0.2294	0.2141	0.1920
2.0	0.2323	0.2229	0.2095	0.1962	0.1766
2.1	0.2117	0.2036	0.1920	0.1803	0.1630
2.2	0.1937	0.1867	0.1765	0.1662	0.1508
2.3	0.1779	0.1717	0.1628	0.1537	0.1399
2.4	0.1639	0.1585	0.1506	0.1425	0.1302
2.5	0.1515	0.1467	0.1397	0.1325	0.1214
2.6	0.1404	0.1362	0.1299	0.1234	0.1134
2.7	0.1305	0.1267	0.1211	0.1153	0.1062
2.8	0.1216	0.1182	0.1132	0.1079	0.0997
2.9	0.1136	0.1105	0.1060	0.1012	0.0937
3.0	0.1063	0.1036	0.0994	0.0951	0.0882

2- Pour les nuances d'acier (S 235, S 275, S 355), la figure 3-2 donne la valeur nominale de la limite d'élasticité f_y et de la résistance à la rupture en traction f_u à prendre en fonction de l'épaisseur de l'élément.

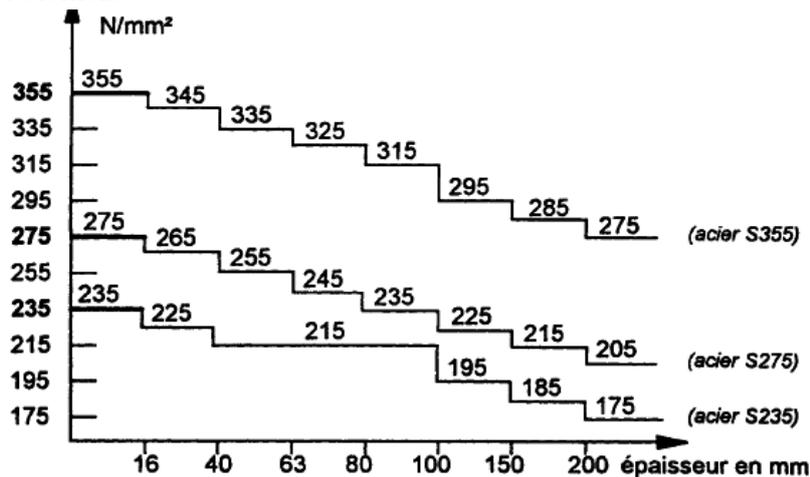


Fig. 3-2 Valeur nominale de la limite d'élasticité f_y et de la résistance à la rupture en traction f_u en fonction de l'épaisseur du profilé

3-3 Exemple d'application

Soit un poteau intérieur situé au rez-de-chaussée d'un immeuble à usage de bureaux de type R+5 dont la section transversale est représentée sur la figure 3-3 [28,29]. Le poteau est chauffé sur ces quatre faces et soumis à un feu normalisé de type ISO834. La hauteur d'étage H est de 4,20 mètres et la charge appliquée est supposée centrée sur le poteau. La limite d'élasticité de calcul de l'acier du profilé sera réduite à $f_y = 225 \text{ N/mm}^2$ vu que l'épaisseur des ailes dépasse 16 mm et les moments d'inertie sont calculés par rapport à l'axe faible (ici axe y). On propose 1) de justifier la stabilité de la colonne à température ambiante 2) de calculer sa capacité portante par la méthode simplifiée de l'Annexe F EC4 1-2 pour un temps d'exposition au feu de 60 min qui correspond à la classe de résistance au feu R60 3) d'estimer la résistance au feu de la colonne pour une charge appliquée de compression donnée $P = 2500 \text{ kN}$.

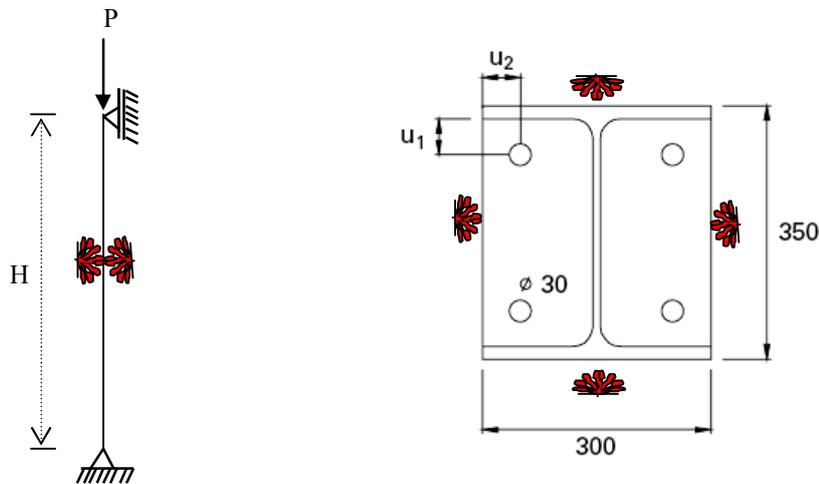


Fig. 3-3 Géométrie de la colonne

3-3-1 Données

a) Propriétés de la section transversale

Profilé :

HEA 360

Nuance d'acier :

S235

Hauteur :

$h = 350 \text{ mm}$

Largeur :

$b = 300 \text{ mm}$

Épaisseur de l'âme :

$e_w = 10 \text{ mm}$

Épaisseurs des semelles :

$e_f = 17.5 \text{ mm}$

Aire de la section :

$A_a = 14300 \text{ mm}^2$

Limite d'élasticité :

$f_{ay} = 235 \text{ MPa}$

Module d'élasticité :

$E_a = 210000 \text{ MPa}$

Moment d'inertie de flexion :

$I_{a,z} = 78,9 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$ (axe faible).

Armature :

Nuance d'acier :

S500

Diamètre :

4 Ø 30

Aire de la section :	$A_s = 2828 \text{ mm}^2$
Limite d'élasticité :	$f_{sk} = 500 \text{ MPa}$
Module d'élasticité :	$E_s = 210000 \text{ MPa}$
Moment d'inertie :	$I_{s,z} = 28,4 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$
Distance entre axes :	$U_s = 50 \text{ mm}$

Béton :

Classe de résistance :	C30/37
Aire de la section :	$A_c = 87,9 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$
Résistance en compression :	$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
Module élastique :	$E_{cm} = 32000 \text{ MPa}$
Module élastique de calcul :	$E_{cd} = 23700 \text{ MPa}$
Moment d'inertie :	$I_{c,z} = 680,3 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$ (axe faible).

La limite d'élasticité de calcul de l'acier du profilé sera réduite à $f_y = 225 \text{ N/mm}^2$ vu que l'épaisseur des ailes dépasse 16 mm.

b- Longueur de flambement :

- en situation ambiante : $L = 1,0$, $H = 4,20 \text{ m}$
- en situation d'incendie : $L_\theta = 0,5$. $H = 2,10 \text{ m}$

c- Combinaisons de charges : La descente de charge des 4 planchers supérieurs et du niveau en toiture donne les valeurs effectives suivantes au rez-de-chaussée :

- Poids propre de la structure : 1400 kN
- Charges permanentes : 360 kN
- Charges d'exploitation : 700 kN

La valeur de calcul de l'effort normal à la température ambiante et pour une action variable dominante est déterminée comme suit :

$$N_{sd} = (1\ 400 + 360) \times 1,35 + 700 \times 1,5 = \mathbf{3426 \text{ kN}}$$

La valeur de calcul de l'effort normal en situation d'incendie est obtenue comme suit (avec $\psi_1 = 0,5$) :

$$N_{sd,fi} = (1\ 400 + 360) \times 1,00 + 700 \times 0,5 = \mathbf{2110 \text{ kN}}$$

3-3-2 Justification de la stabilité à température ambiante :

La vérification de la résistance du poteau à la température ambiante s'effectue comme suit :

- Résistance plastique à la compression :

$$N_{pl,Rd} = A_a \cdot f_{ay} / \gamma_{Ma} + A_c \cdot 0,85f_{ck} / \gamma_c + A_s \cdot f_{sk} / \gamma_s$$

$$= (143000 \times 225/1,1 + 87900 \times 0,85 \times 30/1,5 + 2828 \times 500/1,15) / 1000 = 5649 \text{ kN}$$

Et, lorsque tous les facteurs partiels de sécurité sont égaux à 1,00 dans la formule précédente :

$$N_{pl,Rd} = A_a \cdot f_{ay} + A_c \cdot 0,85f_{ck} + A_s \cdot f_{sk} \\ = (143000 \times 225 + 87900 \times 0,85 \times 30 + 2828 \times 500)/1000 = 6873 \text{ kN}$$

La part de l'acier dans la résistance plastique atteint :

$$(14300 \times 225/1,1)/1000 = 2925 \text{ kN}$$

Soit, rapportée à la résistance plastique totale :

$$\delta = 2925 / 5649 = 0,518 \quad \text{la condition} \quad 0,2 < \delta < 0,9 \text{ est satisfaite.}$$

- Charge critique élastique de flambement

$$N_{cr} = \pi^2 \cdot (E_a \cdot I_a + E_s \cdot I_s + 0,8 \cdot E_{cd} \cdot I_c)/L^2 \\ = \pi^2/4200^2 \cdot (210 \times 78,9 + 210 \times 28,4 + 0,8 \times 23,7 \times 680,3) \cdot 10^6 = 19824 \text{ kN}$$

- Elancement réduit (non dimensionnel) :

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,R}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{6873}{19824}} = 0,589 \quad \text{la condition} \quad \bar{\lambda} < 2,0 \text{ est satisfaite.}$$

- Coefficient de réduction de flambement : à partir de la courbe de flambement (c) (tab. 3-9) avec interpolation linéaire pour la valeur intermédiaire de 0,589, on trouve $\chi_z = 0,792$.

- Résistance du Poteau au flambement :

$$N_{Rd} = \chi_z \cdot N_{pl,Rd} = 0,792 \times 5649 = 4474 \text{ kN} \geq N_{sd} = 3426 \text{ kN}$$

La stabilité à température ambiante du poteau est donc vérifiée avec une marge de sécurité de 31%.

3-3-3 Justification de la résistance au feu R60

3-3-3-1 Méthode des valeurs tabulées

Il convient de vérifier au préalable que les conditions d'applicabilité de cette méthode sont bien satisfaites. C'est le cas, car la longueur de flambement peut être considérée comme réduite de moitié en situation d'incendie, et la hauteur du poteau n'excède pas 30 fois sa largeur (9,00 mètres). La longueur de flambement réduite de moitié en situation d'incendie correspond aux hypothèses d'élaboration du tableau 2-6. On peut alors directement utiliser pour R_d la valeur de $N_{b,Rd}$ à température ambiante déjà calculé :

$$\eta_{fi,t} = N_{sd,fi} / R_d = 2110/4474 = 0,473$$

A partir de ce niveau de chargement on obtient les caractéristiques minimales de la section par interpolation dans le tableau 2-6 :

- Dimensions minimales h, b de la section :
 260 mm pour $\eta_{fi,t} = 0,3$; 300 mm pour $\eta_{fi,t} = 0,5$
 Par interpolation linéaire on déduit 294 mm pour $\eta_{fi,t} = 0,473$
 $b_{réel} = 300 \text{ mm} > 294 \text{ mm}$, condition satisfaite
- Distance minimale à l'axe des armatures u_s : 40 mm
 $u_{s, réel} = 50 \text{ mm} \gg 40 \text{ mm}$, condition satisfaite
- Rapport de l'épaisseur de l'âme à l'épaisseur de la semelle e_w / e_f :
 0,5 pour $\eta_{fi,t} = 0,3$; 0,6 pour $\eta_{fi,t} = 0,5$
 Pour $\eta_{fi,t} = 0,473$ on obtient 0,59 par interpolation
 $(e_w / e_f)_{réel} = 10/17,5 = 0,57 \cong 0,59$

Le profilé satisfait approximativement à l'exigence R60. En toute rigueur, il conviendrait de renforcer la section si on base la justification au feu sur cette seule méthode des valeurs tabulées. Ce renforcement pourrait être réalisé par l'ajout d'armatures, ou par le choix d'un acier de nuance supérieure ou d'un béton d'une classe de résistance plus élevée, de manière à diminuer un peu le taux de chargement $\eta_{fi,t}$.

3-3-3-2 Modèle de calcul simplifié de l'Annexe G-EC4

Il convient d'abord de vérifier que la section transversale se trouve bien dans les limites d'applicabilité de la méthode pour la classe de résistance au feu R60. Ces limites sont définies comme suit :

- $L_0 = 2,10 \text{ m} \ll L_{0, maximum} = 13,5 \cdot b = 13,5 \times 300 = 4050 \text{ mm}$
- $230 \text{ mm} \ll h = 350 \text{ mm} \ll 1100 \text{ mm}$
- $230 \text{ mm} \ll b = 300 \text{ mm} < 500 \text{ mm}$
- $1 \% < \text{pourcentage d'armatures} = 3,22 \% < 6 \%$

Les conditions sont bien satisfaites. Les dimensions du profilé HEA 360 sont :

$$b = 300 \text{ mm} \quad h = 350 \text{ mm} \quad e_w = 10 \text{ mm} \quad e_f = 17,5 \text{ mm}$$

2. Contribution de l'âme du profilé :

La partie de l'âme à négliger : $H_t = 770 \text{ mm}$ (tab 3-2) $\rightarrow h_{w,fi} = 30,7 \text{ mm}$

- Niveau de contrainte maximale : $f_{a,max,w,t} = 181,1 \text{ MPa}$
- Résistance plastique en compression axiale à l'incendie :

$$N_{fi,pl. Rd, w} = e_w \cdot (h - 2 \cdot e_f - 2 \cdot h_{w,fi}) \cdot f_{a,max,w,t} / \gamma_{M,fi,a}$$

$$= 10 \times (350 - 2 \times 17,5 - 2 \times 30,7) \times 181,1 / 1,0 = 459270 \text{ N}$$

- Rigidité flexionnelle effective (axe faible) à l'incendie :

$$(E \cdot I)_{fi,w,Z} = E_{a,w,20^\circ C} \cdot (h - 2 \cdot e_f - 2 \cdot h_{w,fi}) \cdot e_w^3 / 12 = 4,438 \cdot 10^9 \text{ MPa}$$

3. Contribution des armatures:

- Facteur de réduction de la limite d'élasticité de calcul : $u = \sqrt{50 \times 50} = 50 \text{ mm}$
- $k_{y,t} = 0,976$ pour R60 (tab. 2-3)
- Facteur de réduction du module d'élasticité : $k_{E,t} = 0,689$ pour R60 (tab.2-3)
- Résistance plastique en compression axiale à l'incendie : $N_{fi,pl. Rd, s} = 1379771 \text{ N}$
- Inertie des barres par rapport à l'axe z : le centre des barres de 30 mm se trouvant à une distance de 100 mm de l'axe médian de l'âme du profilé, on calcule :

$$I_{s,z} = 4\pi \times \frac{15^4}{4} + 4\pi \times 15^2 \times 100^2 = 28433377 \text{ mm}^4$$

- Rigidité flexionnelle effective (axe faible) à l'incendie :

$$(E \cdot I)_{fi,s,Z} = k_{E,t} \cdot E_{s,20^\circ C} \cdot I_{s,z} = 4,114 \cdot 10^{12} \text{ N.mm}^2$$

4. Contribution du béton :

- Couche extérieure de béton négligée dans le calcul : $b_{c,fi} = 15,0 \text{ mm}$ (tab.3-4)
 - Température moyenne du béton : pour $A_m / V = 12,381 \rightarrow \theta_{c,t} = 328,17^\circ \text{C}$
 - Module sécant réduit du béton :
- $$E_{c,sec,\theta} = 3143,8 \text{ MPa}; \quad k_{c,\theta} = 0,822 \quad \varepsilon_{cu,\theta} = 7,844 \times 10^{-3}$$
- Résistance plastique en compression axiale à l'incendie : avec $\gamma_{M,fi,c} = 1,30$
- $$N_{fi,pl. Rd, c} = 1162708 \text{ N}$$
- Rigidité flexionnelle effective (axe faible) à l'incendie : $(E \cdot I)_{fi,c,Z} = 1,38 \times 10^{12} \text{ N.mm}^2$

5- Charge axiale de flambement à température élevée (R60) :

- Résistance plastique en compression axiale à l'incendie :

$$N_{fi,pl. Rd} = N_{fi,pl. Rd, f} + N_{fi,pl. Rd, w} + N_{fi,pl. Rd, s} + N_{fi,pl. Rd, c} = 3266560 \text{ N}$$

- Rigidité efficace totale en flexion :

$$(E \cdot I)_{fi,eff,Z} = 6,16 \times 10^{12} \text{ N.mm}^2$$

- Charge critique élastique de flambement : $N_{fi,cr,z} = 13779000 \text{ N}$

- Elancement réduit :

$$\text{Avec } N_{fi,pl. R} = 264810 + 459271 + 1379771 + 1162708 \times 1,30 = 3615372 \text{ N}$$

Soit : $\overline{\lambda}_\theta = 0,512$ et $\chi_z = 0,836$ d'après la courbe de flambement (c)
 - Charge axiale centrée admissible compte tenu du flambement en situation d'incendie :
 $N_{fi,Rd,z} = 0,836 \times 3266560 = 2730844.2 \text{ N} = 2730.8 \text{ kN} > N_{sd,fi} = 2110 \text{ kN}$

La stabilité au feu est largement assurée après 60 minutes de chauffage.

Notons que le calcul en situation d'incendie devient nettement déterminant pour les classes supérieures à R60. L'optimisation d'une section impliquant plusieurs paramètres (profilé, nuance de l'acier, classe de résistance du béton, quantité d'armatures) nécessite plusieurs calculs successifs. C'est pourquoi une codification de la méthode s'avère indispensable.

3-3-4 Estimation de la résistance au feu R_f pour une charge appliquée donnée P

La procédure se résume comme suit en se référant à la figure 3-5.

- 1- calcul, au temps $R_f = 30 \text{ min}$ ($= R_{f,30}$), la capacité portante de la colonne en utilisant la formule (1) soit égale à la valeur $N_{fi,Rd,30}$. On obtient ainsi: $N_{fi,Rd,30} = 3711.28 \text{ kN}$
- 2- calcul, au temps $R_f = 60 \text{ min}$ ($= R_{f,60}$), la capacité portante de la colonne en utilisant la formule (1) soit égale à la valeur $N_{fi,Rd,60}$. On obtient ainsi: $N_{fi,Rd,60} = 2749.58 \text{ kN}$
- 3- Par interpolation (ou par extrapolation) linéaire, pour une valeur de charge axiale appliquée P , on trouve une valeur de la résistance au feu R_f donnée par la relation suivante:

$$R_f = R_{f,30} + \frac{(P - N_{fi,Rd,30})}{(N_{fi,Rd,30} - N_{fi,Rd,60})} * (R_{f,30} - R_{f,60}) \quad (3-16)$$

On obtient alors: $R_f = 66.80 \text{ min}$ si la valeur de la charge axiale appliquée est de 2500 kN .

- 4- Si $R_f < 0$, on prend $R_f = 0$.

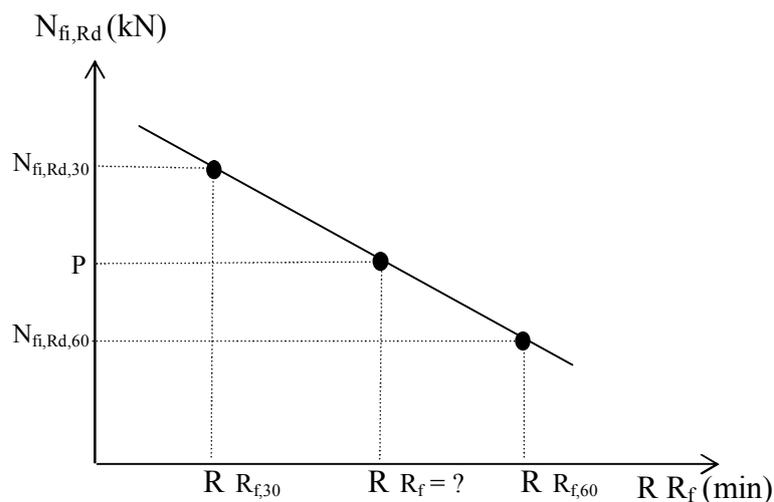


Fig. 3-5 Estimation de la résistance au feu en fonction de la charge appliquée

3-3-5 Disposition constructives des colonnes mixtes partiellement enrobées

L'EC4 laisse certaines libertés dans la manière de réaliser les étriers et de connecter le béton des chambres sur l'âme du profilé. Nous adoptons un système comprenant des étriers fermés et des connecteurs à tête soudés sur l'âme. Ce système offre l'avantage de pouvoir livrer au chantier des paniers d'armatures pré-assemblés qui seront simplement déposés dans les chambres et sommairement maintenus en place lors du bétonnage. Il évite la soudure des étriers sur l'âme.

A- Introduction des charges

Les charges introduites à chaque plancher doivent être réparties entre les constituants acier et béton armé du poteau mixte. L'EC4-1-1 impose d'assurer cette diffusion sur une distance n'excédant pas deux fois la largeur du poteau soit $2 \times 300 = 600$ mm. Les charges sont généralement introduites dans l'acier, par le biais d'un assemblage métallique. Nous supposons que le béton armé des chambres est continu d'un étage à l'autre, et, par simplification, que chaque niveau apporte une charge identique sur le poteau.

Il faut alors introduire à chaque niveau $1/5$ de la charge totale de calcul, soit $3426/5 = 685$ kN. La part du profilé dans la résistance plastique $\delta = 0,518$ a été calculée auparavant, de sorte qu'il faudra faire passer dans le béton armé des chambres : $(1 - 0,518) \times 685 = 330$ kN. Adoptons des goujons connecteurs à tête soudés sur l'âme, de dimension $\phi 16 \times 100$. Ils présentent une capacité ultime $P_{Rd} = 57,9$ kN/pièce. Il faudra 6 connecteurs, soit trois pièces de chaque côté de l'âme, pour introduire dans le béton armé sa part de charge. On n'aura aucune difficulté à les grouper au droit ou directement sous le niveau supérieur de l'assemblage.

B- Connexion mécanique du béton sur l'âme

Même en l'absence d'effort tranchant à température ambiante, il est nécessaire d'assurer une liaison mécanique minimum entre le béton armé des chambres et l'âme du profilé, pour éviter une désolidarisation sous l'effet du gradient thermique en situation d'incendie. Il convient de disposer au moins un connecteur tous les 500 mm sur chaque face de l'âme. Dans le cas de connecteurs soudés, on les distribue généralement en quinconce, en inversant l'ordre d'une face à l'autre pour éviter de superposer les soudures au même endroit. Le diamètre minimum des connecteurs soudés est fixé à 10 mm, leur longueur devant atteindre $0,3 \cdot b = 0,3 \times 300 = 90$ mm. On adopte en pratique des goujons $\phi 10 \times 100$, ou $\phi 13 \times 100$, voire $\phi 16 \times 100$ selon la disponibilité.

Notons qu'on pourrait remplacer ces connecteurs à tête soudés par des barres d'armatures d'au moins 6 mm de diamètre traversant l'âme par des perçages prévus en atelier, et liaisonnant les paniers d'armatures situés de chaque côté. Il convient cependant dans ce cas de prendre des dispositions pour éviter que le béton fraîchement coulé dans une chambre ne sorte de celle-ci lors de l'opération de retournement de la pièce.

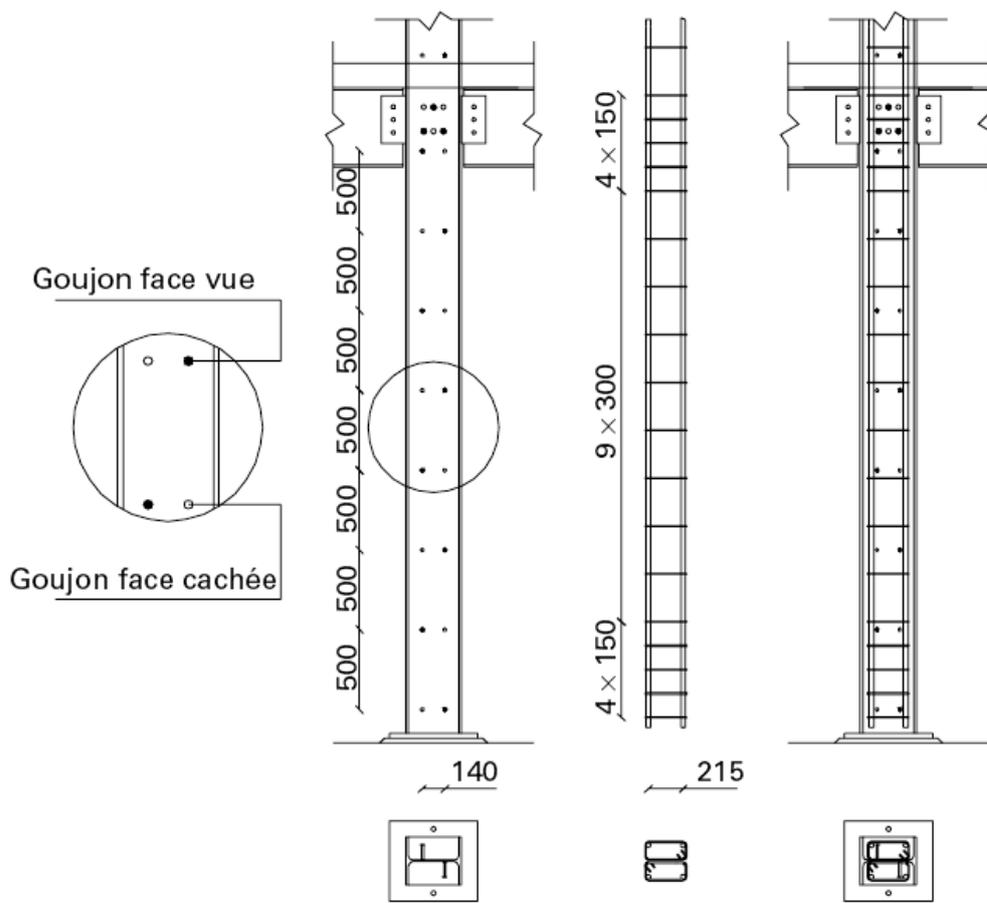


Fig. 3-6 Goujons connecteurs à tête soudés sur l'âme

CHAPITRE 4

RESISTANCE AU FEU DES COLONNES MIXTES PARTIELLEMENT ENROBEES SOUS L'ACTION COMBINEE DE LA COMPRESSION ET DE LA FLEXION-IMPLEMENTATION NUMERIQUE ET ANALYSE

4-1 Généralités

La complexité de la méthode de l'Eurocode 4, faisant appel nécessairement au diagramme de l'interaction entre l'effort normal et le moment flechissant agissant sur la section, n'est qu'apparente et peut se programmer aisément sur ordinateur. La procédure telle que décrite dans la section 2-6-3 est basée fondamentalement sur l'état à la rupture ou ultime des colonnes mixtes et couvre les cas usuels des sections soumises à la compression axiale combinée éventuellement avec des moments de flexion additionnels.

La valeur de calcul de la résistance, en situation d'incendie, en compression excentrée est donnée par la formule (2-22) que nous réécrivons sous la forme:

$$N_{f_i,Rd,e} = N_{f_i,Rd,0} \frac{N_{Rd,0}}{N_{Rd}} \quad (4-1)$$

où :

- $N_{f_i,Rd,0}$ est la valeur de calcul de la résistance au feu en compression axiale dont la méthode de calcul est amplement décrite dans le chapitre 3 en faisant appel au programme P213FB.FOR développé antérieurement [14,15] ; l'indice 0 étant relatif à l'excentricité nulle ($e=0$).
- N_{Rd} et $N_{Rd,e}$ sont respectivement la valeur de calcul, à température ambiante, la charge de flambement dans le cas d'une charge de compression excentrée de valeur "e" de la charge axiale de flambement.

4-2 Charge axiale de flambement, N_{Rd}

La charge axiale de flambement (ou de compression), N_{Rd} (équ. 2-13) se détermine comme indiquée dans les sections 3-3-2 et 2-5-3-5 en considérant la résistance de l'élément mixte au stade ultime dans des conditions de température ambiante. Les étapes de calcul sont résumées dans la figure 4-1 où il convient de vérifier que la charge axiale de service, N_{sd} , pondérée par les facteurs de sécurité reste inférieure à la charge axiale de compression N_{Rd} .

- Résistance plastique à la compression (équ. 2-6) :

$$N_{pl,Rd} = A_a \cdot f_{ay} / \gamma_{Ma} + A_c \cdot 0,85f_{ck} / \gamma_c + A_s \cdot f_{sk} / \gamma_s$$

avec $\gamma_{Ma} = 1.10$, $\gamma_c = 1.50$ et $\gamma_s = 1.15$.

- Elancement réduit :

- * Charge critique élastique d'Euler (équ. 2-8) :

$$N_{cr} = \frac{\Pi^2 (EI)_e}{\ell^2} ; \ell: \text{longueur de flambement du poteau}$$

- * Elancement réduit (équ. 2-7) :

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,R}}{N_{cr}}}$$

$N_{pl,R}$: résistance plastique à la compression de la section correspondant à la valeur $N_{pl,Rd}$ lorsque les coefficients de sécurité γ_{Ma} , γ_c et γ_s sont tous pris égaux à 1.00

- Coefficient de réduction de flambement χ (formule 3-14) :

$$\chi_z = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \bar{\lambda}^2}} \text{ avec } \varphi = 0.5[(1 + 0.49(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2)]$$

- Charge axiale de flambement (équ. 2-13) :

$$N_{Rd} = \chi N_{pl,Rd}$$

Fig. 4-1 Etapes de calcul de la charge axiale de flambement, N_{Rd}

4-3 Charge de flambement $N_{Rd,e}$

Lorsque la charge axiale est accompagnée de moment de flexion agissant dans un seul plan (i.e flexion uniaxiale ou monoaxiale), il est nécessaire en premier lieu, de déterminer la courbe d'interaction N-M pour la section suivant le plan de flexion considéré. C'est le cas par exemple de celui représenté dans la figure 4-2, selon l'axe fort, pour une section totalement enrobée. Il s'agit en second lieu de vérifier comme mentionné dans la section 2-5-4 qu'au stade ultime, le moment de flexion pondéré maximal M_{sd} développé dans la colonne ne dépasse pas une limite acceptable $M_{lim} = 0.9\mu M_{pl,Rd}$. Notons que la valeur du moment limite M_{lim} , par l'intermédiaire du facteur μ , augmente lorsque le niveau de chargement décroît comme indiqué par la zone grise du diagramme.

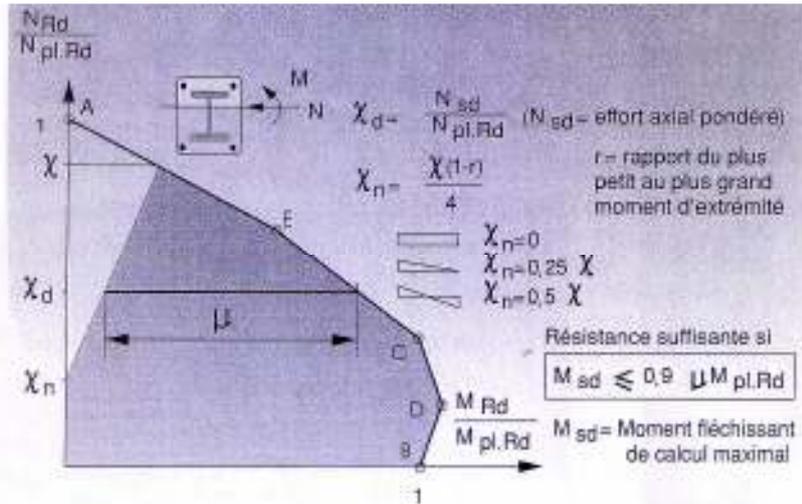


Fig 4-2 Diagramme d'interaction pour une section totalement enrobée selon l'axe fort [7]

Par suite, la charge de flambement $N_{Rd,e}$ peut être déterminée comme suit, d'une manière pas-à-pas, en se référant à la figure 4-3 :

- 1- Détermination pour la section mixte de la colonne considérée, la valeur de la charge plastique $N_{Pl,Rd}$ et de celle du moment résistant plastique de flexion $M_{Pl,Rd}$.
- 2- Connaissant la résistance axiale de compression N_{Rd} et le rapport $M_{Rd}/M_{Pl,Rd}$, les points A et B peuvent être définis où ν_χ représente le moment résistant correspondant de la section.
- 3- La charge de calcul N_{sd} recherchée (fixée a priori à la première itération) donne le facteur $\chi_d = \frac{N_{sd}}{N_{Pl,Rd}}$ et par conséquent les points C et D où μ_d étant le moment résistant correspondant de la section. La longueur ν dans le cas d'un poteau excentrée (i.e les moments aux extrémités sont égaux soit $\chi_n = 0$ dans la formule 2-14) est défini par la relation suivante en exploitant les propriétés des triangles semblables :

$$\mu = \mu_d - \mu_\chi \cdot \chi_d / \chi \quad (4-2)$$

- 4- Le moment sollicitant M_{sd} pour le cas d'une colonne excentrée en tenant compte des effets de second ordre est donné par l'expression:

$$M_{sd} = N_{sd} e k(n) \quad (4-3)$$

où e étant la valeur de l'excentricité de la charge appliquée de compression et $k(n)$ est un facteur d'amplification lié au flambement et qui dépend de la charge critique de flambement N_{cr} . Ce facteur comme sera montré ultérieurement pour une colonne en compression excentrée, est donné par la relation :

$$k(n) = (1 + 0.250n)/(1 - n) \quad (4-4)$$

avec $n = N_d / N_{cr}$ (4-5)

5- La colonne a une résistance suffisante si $M_{sd} \leq 0.9 \mu M_{pl,Rd}$. Si cette condition n'est pas satisfaite, il faut réduire soit la charge N_{sd} ou réduire la valeur de l'excentricité ou augmenter les dimensions de la section de la colonne. Si la différence entre M_{sd} et M_{lim} est important, il faut augmenter (ou diminuer) la valeur de la charge appliquée N_{sd} . A travers un nombre d'itération, la charge ultime excentrée de la colonne peut finalement être déterminée soit $N_{Rd,e} = N_{sd}$. Par conséquent, la programmation de la méthode permettant une application rapide de cette méthode simplifiée s'avère indispensable.

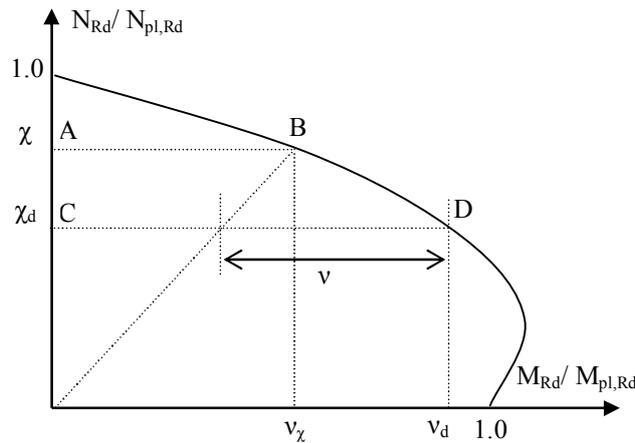


Fig. 4-3 Méthode de calcul de la charge de flambement $N_{Rd,e}$

4-4 Calcul de la courbe d'interaction N-M par la méthode approchée de l'Eurocode 4

La courbe d'interaction de la section transversale d'une colonne mixte acier-béton soumise à l'action simultanée d'un effort normal de compression et d'un moment fléchissant peut être effectuée par une analyse plus rationnelle basée sur la théorie à la rupture qui tient compte d'une représentation correcte des diagrammes σ - ϵ des matériaux utilisés. Le principe consiste de donner des points successifs en déplaçant un axe de flexion plastique à travers la section. Cependant, comme déjà mentionné dans la section 2-5-4, cette méthode d'analyse générale est assez laborieuse et ne sera pas l'objet de ce travail vu le nombre colossal d'équations non linéaires à résoudre afin de déterminer la position de l'axe neutre.

A l'annexe C, l'EC 4 partie 1-1 [25] propose une méthode approchée permettant de représenter assez rapidement la courbe d'interaction en la faisant approcher par un schéma polygonal à 4 ou 5 points (points A,B,C,D,E, figure 4-2).

4-4-1 Hypothèses principales

Les deux hypothèses principales sont les suivantes :

- 1- Les sections transversales doivent être doublement symétriques par rapport aux deux axes principaux et constituées d'une combinaison quelconque d'acier de construction (matériau a), le béton (matériau c) et de barres d'armatures (matériau s).
- 2- La résistance des sections transversales soumises à l'action d'une combinaison quelconque d'effort axial de compression N et de moment flechissant M par rapport à un axe principal d'inertie est représentée par une courbe. On utilise l'analyse plastique avec des blocs de contraintes rectangulaires pour les différents matériaux conformément aux diagrammes donnés à la figure 4-4 pour une section totalement enrobée.

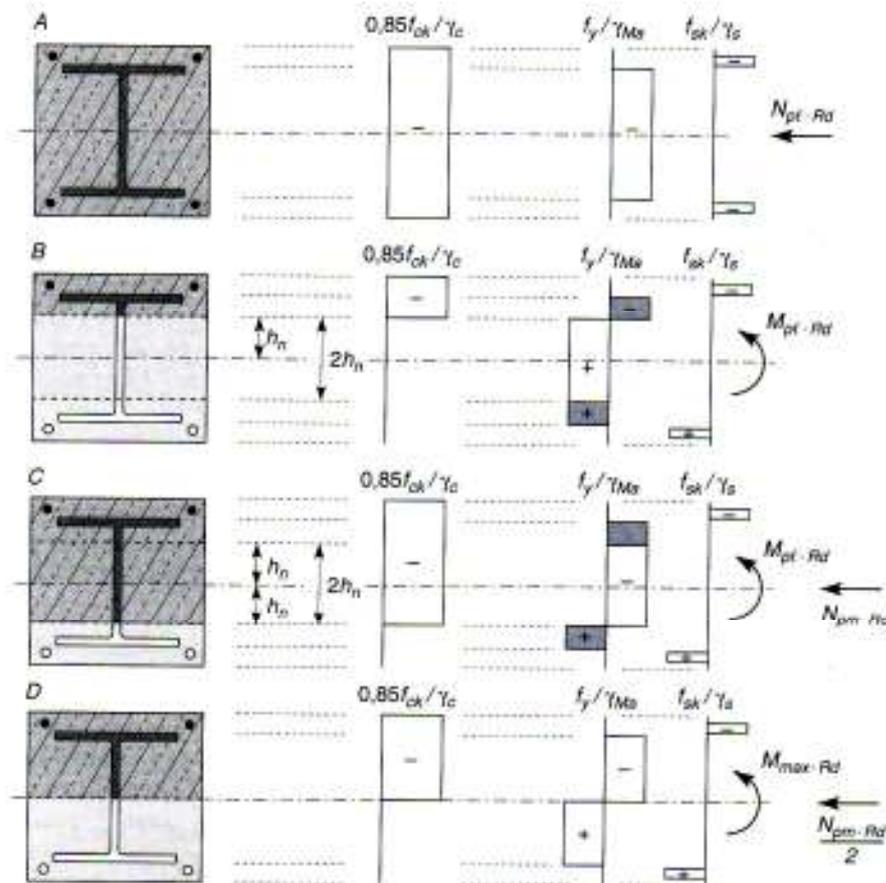


Fig. 4-4 Répartition des contraintes correspondants à la courbe d'interaction de la figure 4-3

4-4-2 Résistance à la compression

La charge plastique $N_{Pl,Rd}$ s'obtient comme indiquée dans la figure 4-1. La résistance $N_{Pm,Rd}$ se calcule de la façon suivante.

Soit la section transversale générale représentée à la figure 4-5 composée d'acier de construction, d'armature (zone hachurée) et de béton, doublement symétrique, par rapport à ses deux axes principaux passant par son centre de gravité G .

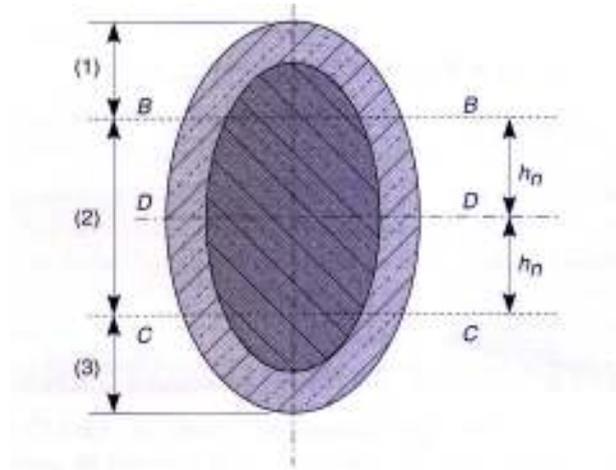


Fig. 4-5 Section transversale mixte symétrique par rapport à ses 2 axes de symétrie

En ce qui est de la flexion seule représentée par le cas B (fig. 4-4) ou par le point B de la figure 4-2, l'axe neutre plastique est représenté par la ligne BB qui définit la région (1) de la section transversale, à l'intérieur de laquelle le béton travaille en compression. La ligne CC située à la même distance h_n de l'autre côté de G représente l'axe neutre plastique pour le cas C sur la figure 4-4, équivalent au point C de la figure 4-2. Cela est raison du fait que les aires d'acier de construction, de béton et d'armature situées dans la région (2) sont toutes symétriques par rapport à G . Les modifications de contraintes qui alors en résultent lorsque l'axe neutre plastique se déplace depuis BB vers CC, font augmenter la résistance jusqu'à $N_{Pm,Rd}$ et que la résistance à la flexion reste inchangée.

En utilisant les indices (1), (2) et (3) utilisées pour indiquer respectivement les régions (1), (2) et (3), nous pouvons écrire dans chacun des cas suivants :

- Flexion seule (cas B de la figure 4-4 ou ligne BB de la figure 4-5):

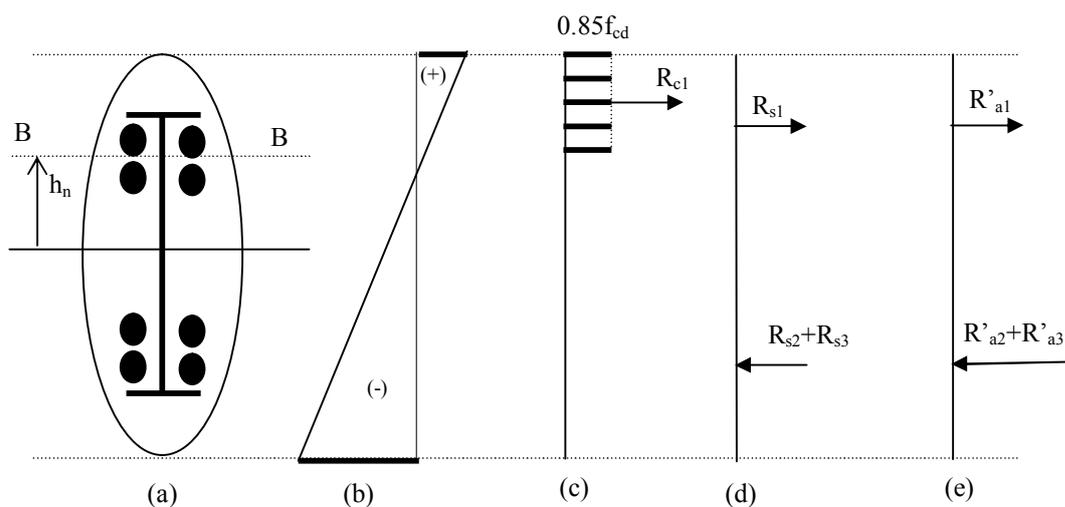


Fig. 4-6 Equilibre de la section dans le cas de la flexion seule (cas B)

- (a) position de l'axe neutre
- (b) diagramme des déformations
- (c) diagramme des contraintes et effort résultant dans le béton
- (d) efforts résultants dans les armatures
- (e) efforts résultants dans le profilé

$$\sum F_X = 0$$

$$R_{c1} + R_{s1} + R'_{a1} = R_{s2} + R_{s3} + R'_{a2} + R'_{a3}$$

Du fait de la symétrie : $R_{s1} = R_{s3}$ et $R'_{a1} = R'_{a3}$, on peut écrire : $R_{c1} = R_{s2} + R'_{a2}$ (1)

- Flexion et compression combinée (cas C de la figure 4-3 ou ligne CC de la figure 4-5) :

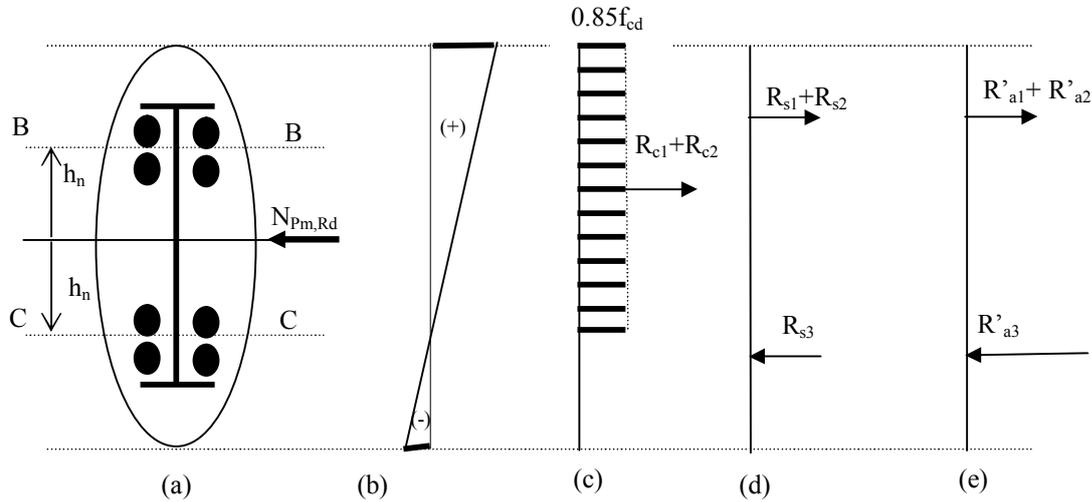


Fig. 4-7 Equilibre de la section dans le cas de la flexion/compression (cas C)

- (a) position de l'axe neutre
- (b) diagramme des déformations
- (c) diagramme des contraintes et effort résultant dans le béton
- (d) efforts résultants dans les armatures
- (e) efforts résultants dans le profilé

$$\sum F_X = 0 \quad R_{c1} + R_{c2} + R_{s1} + R_{s2} + R'_{a1} + R'_{a2} = N_{Pm,Rd} + R_{s3} + R'_{a3}$$

du fait de la symétrie : $R_{s1} = R_{s3}$ et $R'_{a1} = R'_{a3}$, nous pouvons écrire :

$R_{c1} + R_{c2} + R_{s2} + R'_{a2} = N_{Pm,Rd}$ (2). En substituant (1) dans (2), il est possible de déduire :

$R'_{a2} + R_{s2} + R_{c2} + R_{s2} + R'_{a2} = N_{Pm,Rd}$. Soit en posant : $R_{a2} = R'_{a2} + R_{s2}$, nous aurons :

$$N_{Pm,Rd} = R_{c2} + 2|R_{a2}| \quad (4-6)$$

où suivant la notation adoptée dans la section 4-2 :

$$R_{c2} = A_{c2} 0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad \text{et} \quad R_{a2} = \frac{A_{a2} f_y}{\gamma_{Ma}} + \frac{A_{s2} f_{sk}}{\gamma_s} \quad (4-7)$$

NB : les valeurs des efforts de compression et de résistances des matériaux sont pris positives.

Par ailleurs, en exploitant encore la symétrie, soit :

$$R_{a1} = |R_{a3}| \text{ et } R_{c1} = R_{c3} \quad (3)$$

Nous pouvons écrire pour le cas où l'axe neutre est en BB ($\sum F_x = 0$) :

$$R_{c1} + R_{a1} = |R_{a2}| + |R_{a3}| \quad (4)$$

En tenant compte des relations (3), nous obtenons :

$$R_{c1} = |R_{a2}| = |R_{c3}| \quad (5)$$

Si nous portons cette relation dans (4-6), nous aurons finalement :

$$N_{Pm,Rd} = R_{c2} + R_{c1} + R_{c2} = R_c \quad (4-8)$$

où R_c représente la résistance à la compression de la totalité de la surface du béton, ce qui se calcule aisément.

4-4-3 Résistance à la flexion

La résistance axiale qui correspond au cas D de la figure 4-4 est égale à la moitié de celle du cas C. L'axe neutre pour le cas D est donc la ligne DD sur la figure 4-5. Quant à la résistance à la flexion pour le cas D ou encore au point D de la courbe d'interaction (fig. 4-2), elle peut être calculée par la relation suivante :

$$M_{\max,Rd} = W_{pa}f_{yd} + W_{ps}f_{sd} + W_{pc}f_{cd} / 2 \quad (4-9)$$

où :

- W_{pa} , W_{ps} et W_{pc} sont les modules de résistance plastique pour les parties en acier de construction, d'armature et les parties en béton du profilé. Pour le calcul de W_{pc} , le béton est supposé non fissuré d'où l'apparition du chiffre 2 dans le dernier terme.

- f_{yd} , f_{sd} et f_{cd} sont les résistances de calcul pour l'acier de construction, l'armature et le béton qui s'expriment en fonction des résistances caractéristiques comme suit :

$$f_{cd} = 0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} ; \quad f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{Ma}} ; \quad f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} \quad (4-10)$$

avec γ_{Ma} , γ_c et γ_s sont les coefficients de sécurité partiels aux états limites où on prend : $\gamma_{Ma} = 1.10$, $\gamma_c = 1.50$ et $\gamma_s = 1.15$.

La résistance à la flexion au point B (fig. 4-2) est définie par la relation :

$$M_{Pl,Rd} = M_{\max,Rd} - M_{n,Rd} \quad (4-11)$$

avec :

$$M_{n,Rd} = W_{pan}f_{yd} + W_{Psn}.f_{sd} + W_{Pc}.f_{cd} / 2 \quad (4-12)$$

où W_{Pan} , W_{Psn} , et W_{Pcn} , sont les modules de résistance plastique pour les parties en acier de construction, d'armature et les parties en béton du profilé à l'intérieur de la région (2) de la figure 4-5.

4-4-4 Application au profilé partiellement enrobé

Considérons la section suivante (fig. 4-8) dont la flexion est supposée se produire suivant l'axe faible (axe Z-Z). Les étapes à suivre dans l'ordre de la traduction sur ordinateur sont données comme suit :

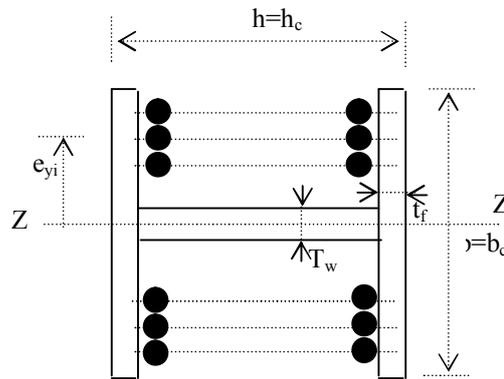


Fig. 4-8 Caractéristiques géométriques de la section

1- Valeurs des modules de résistance plastique des matériaux :

Profilé (fig. 4-9) :

$$W_{Pa} = (h - 2t_f) \frac{t_w^2}{4} + t_f \frac{b^2}{2}$$

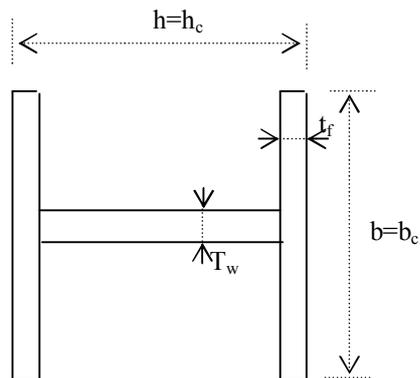


Fig. 4-9 Calcul du module de résistance plastique du profilé

Armatures : $W_{Ps} = \sum_{i=1}^{n_s} |A_{si} e_{yi}|$ où e_{yi} est la distance de la nappe (lit) d'armatures i de l'aire A_{si} par rapport à l'axe principal d'inertie considéré (ici l'axe Z i.e faible).

Béton :

$$W_{Pc} = \frac{hb^2}{4} - W_{Pa} - W_{Ps}$$

2- Résistance à la compression de la totalité de la surface du béton , $N_{Pm,Rd}$ (fig. 4-10):

$$N_{Pm,Rd} = R_c = A_c f_{cd} ; A_c \text{ étant l'aire totale de la surface du béton égale à } bh - A_p - A_s \text{ où } A_p = 2bt_f + (h - 2t_f)t_w \text{ (aire totale du profilé) et } A_s = \sum_{i=1}^{n_s} A_{si} \text{ (aire totale des nappes d'armatures).}$$

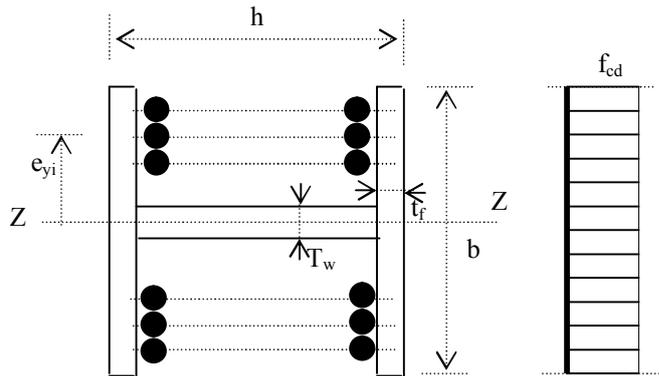


Fig. 4-10 Caractéristiques géométriques de la section

3- Résistance plastique à la compression, $N_{Pl,Rd}$:

La résistance plastique à la compression de la section qui correspond au point caractéristique A de la courbe d'interaction est : $N_{Pl,Rd} = A_p f_{yd} + A_s f_{sd} + A_c f_{cd}$ où les résistances de calcul f_{yd}, f_{sd}, f_{cd} sont définies par les relations 4-10.

4- Moment maximum correspondant au point D, $M_{max,Rd}$:

$$M_{max,Rd} = W_{pa} f_{yd} + W_{ps} f_{sd} + W_{pc} f_{cd} / 2$$

5- Position de l'axe neutre plastique

- Lorsque l'axe neutre est situé à l'intérieur de l'âme du profilé (fig. 4-11) ($0 \leq h_n < \frac{t_w}{2}$), nous avons :

$W_{Pan} = hh_n^2$; $W_{Psn} = 0 = W_{Pcn}$. La région est exemptée du béton et d'armatures et il n'y a que l'aire correspondant du profilé à prendre en compte.

$$N_{Pm,Rd} = 2[h(2h_n) f_{yd}] \text{ soit } h_n = \frac{N_{Pm,Rd}}{4h f_{yd}}$$

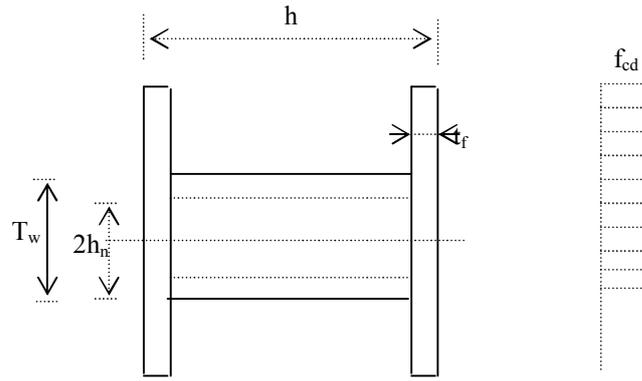


Fig. 4-11 Axe neutre dans l'âme

$$M_{n,Rd} = W_{pan}f_{yd} + W_{Psn}.f_{sd} + W_{Pc}f_{cd} / 2 ; M_{Pl,Rd1} = M_{max,Rd} - M_{n,Rd}$$

- Lorsque la région $(2h_n)$ n'englobe aucune nappe d'armatures soit h_n est située entre $\frac{t_w}{2}$ et la première nappe d'armatures à comptée à partir du cg de la section (fig.4-12) :

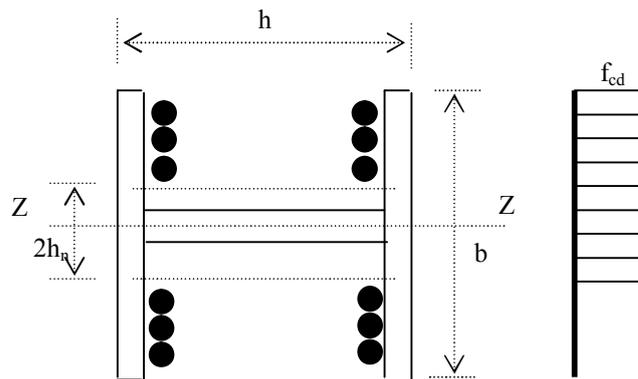


Fig. 4-12 Axe neutre englobe aucune armature

$$A_{sn} = 0$$

$$N_{Pm,Rd} = f_{cd}h(2h_n) - A_{sn}f_{cd} - 2t_f(2h_n)f_{cd} + 2[A_{sn}f_{cd} + t_f(2h_n)f_{yd} + t_w(h - 2t_f)f_{yd}] \text{ soit :}$$

$$h_n = \frac{N_{Pm,Rd} - A_{sn}(2f_{sd} - f_{cd}) + t_w(2t_f - h)(2f_{yd} - f_{cd})}{2hf_{cd} + 4t_f(f_{yd} - f_{cd})}$$

dont le terme $A_{sn}f_{cd} + 2t_f(2h_n)f_{cd}$ représente la force correspondante à l'espace occupé par les aciers d'armature et du profilé dans la zone comprimée du béton comme schématisé par exemple pour les armatures dans la figure 4-13.

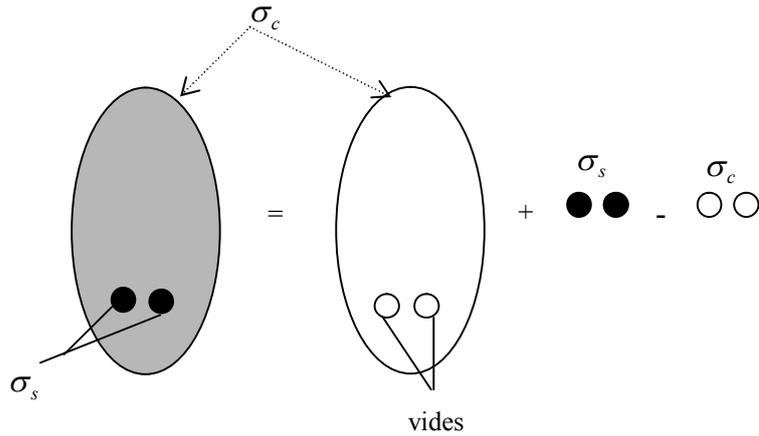


Fig 4-13 Espace occupé par les aciers d'armature et du profilé dans la zone comprimée du béton

$$W_{Pan} = 2t_f h_n^2 + (h - 2t_f)t_w^2 ; W_{Psn} = 0 ; W_{Pcn} = hh_n^2 - W_{Pan} - W_{Psn}$$

$$M_{n,Rd} = W_{pan}f_{yd} + W_{Psn}f_{sd} + W_{Pc}f_{cd} / 2 ; M_{Pl,Rd2} = M_{max,Rd} - M_{n,Rd}$$

- Lorsque la région $(2h_n)$ englobe toutes les armatures soit h_n est située entre le bord extérieur et la dernière nappe d'armatures à comptée à partir du cg de la section (fig.4-14) :

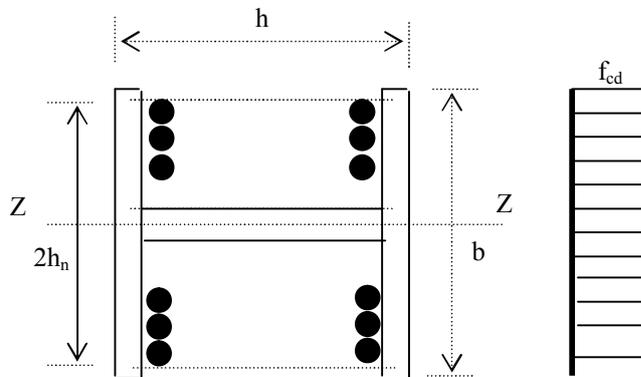


Fig. 4-14 Axe neutre englobe toutes les armatures

$$A_{sn} = A_s$$

$$N_{Pm,Rd} = f_{cd}h(2h_n) - A_{sn}f_{cd} - 2t_f(2h_n)f_{cd} + 2[A_{sn}f_{cd} + t_f(2h_n)f_{yd} + t_w(h - 2t_f)f_{yd}] \text{ soit :}$$

$$h_n = \frac{N_{Pm,Rd} - A_{sn}(2f_{sd} - f_{cd}) + t_w(2t_f - h)(2f_{yd} - f_{cd})}{2hf_{cd} + 4t_f(f_{yd} - f_{cd})}$$

$$W_{Pan} = 2t_f h_n^2 + (h - 2t_f)t_w^2 ; W_{Psn} = W_{Ps} ; W_{Pcn} = hh_n^2 - W_{Pan} - W_{Psn}$$

$$M_{n,Rd} = W_{pan}f_{yd} + W_{Psn}.f_{sd} + W_{Pc}.f_{cd} / 2 ; M_{Pl,Rd3} = M_{max,Rd} - M_{n,Rd}$$

- Lorsque la région $(2h_n)$ englobe la première nappe d'armatures (le nombre maximal de nappes étant de 3) (fig.4-15) :

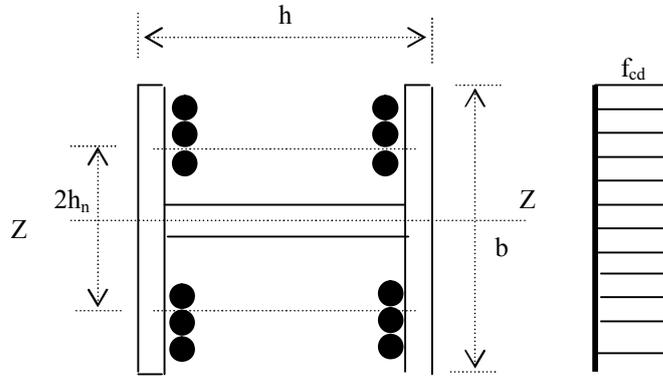


Fig. 4-15 Axe neutre englobe la première nappe d'armature

$$A_{sn} = A_s - 2A_{si}$$

$$N_{Pm,Rd} = f_{cd}h(2h_n) - A_{sn}f_{cd} - 2t_f(2h_n)f_{cd} + 2[A_{sn}f_{cd} + t_f(2h_n)f_{yd} + t_w(h - 2t_f)f_{yd}] \text{ soit :}$$

$$h_n = \frac{N_{Pm,Rd} - A_{sn}(2f_{sd} - f_{cd}) + t_w(2t_f - h)(2f_{yd} - f_{cd})}{2hf_{cd} + 4t_f(f_{yd} - f_{cd})}$$

$$W_{Pan} = 2t_f h_n^2 + (h - 2t_f)t_w^2 ; W_{Psn} = W_{Ps} ; W_{Pcn} = hh_n^2 - W_{Pan} - W_{Psn}$$

$$M_{n,Rd} = W_{pan}f_{yd} + W_{Psn}.f_{sd} + W_{Pc}.f_{cd} / 2 ; M_{Pl,Rd4} = M_{max,Rd} - M_{n,Rd}$$

- Lorsque la région $(2h_n)$ englobe les deux premières nappes d'armatures (le nombre maximal de nappes étant de 3) (fig.4-16) :

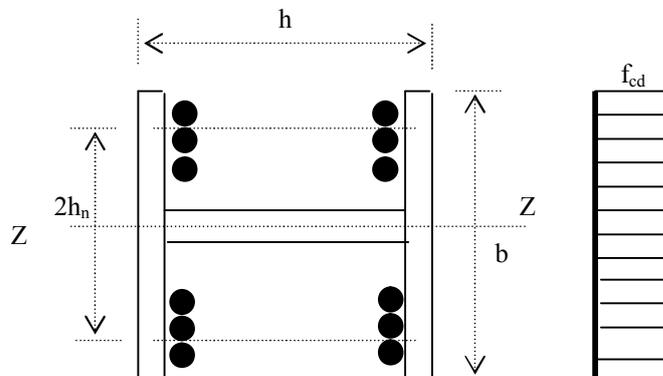


Fig. 4-16 Axe neutre englobe les deux premières nappes d'armatures

$$A_{sn} = A_s - 4A_{si}$$

$$N_{Pm,Rd} = f_{cd} h(2h_n) - A_{sn} f_{cd} - 2t_f(2h_n)f_{cd} + 2[A_{sn}f_{cd} + t_f(2h_n)f_{yd} + t_w(h - 2t_f)f_{yd}] \quad \text{soit:}$$

$$h_n = \frac{N_{Pm,Rd} - A_{sn}(2f_{sd} - f_{cd}) + t_w(2t_f - h)(2f_{yd} - f_{cd})}{2hf_{cd} + 4t_f(f_{yd} - f_{cd})}$$

$$W_{Pan} = 2t_f h_n^2 + (h - 2t_f)t_w^2 ; W_{Psn} = W_{Ps} ; W_{Pcn} = hh_n^2 - W_{Pan} - W_{Psn}$$

$$M_{n,Rd} = W_{pan}f_{yd} + W_{psn}f_{sd} + W_{pc}f_{cd} / 2 ; M_{Pl,Rd5} = M_{max,Rd} - M_{n,Rd}$$

6- Moment de résistance de flexion correspondant au point B, $M_{PL,Rd}$:

$$M_{Pl,Rd} = \max(M_{Pl,Rdi})$$

4-5 Calcul du moment sollicitant maximal M_{sd} pour le cas d'une colonne excentrée

Soit la colonne droite prismatique de longueur ℓ , chargée par une force P parallèle à son axe et excentrée d'une distance δ comme indiquée sur la figure 4-17. Considérons la ligne d'action de la force comme axe des x et la perpendiculaire à ox en o comme axe des y .

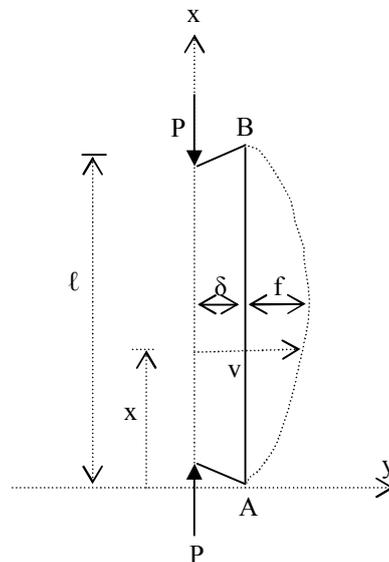


Fig. 4-17 Colonne droite comprimée excentriquement

Dans la théorie qui suit, nous négligeons le raccourcissement $\Delta = \frac{P\ell}{EA}$ de la colonne par compression, qui est toujours faible vis-à-vis des déformations de flexion.

4-5-1 Equation de la ligne élastique

L'équilibre différentiel qui régit le comportement de la colonne est donnée par l'équation de la ligne élastique qui s'écrit:

$$\frac{d^2v}{dx^2} = -\frac{M(x)}{EI}$$

en ne prenant en considération que l'effet de la flexion i.e en négligeant les effets dus à l'effort normal et à l'effort tranchant.

Or, $M(x) = Pv(x)$ en grandeur et de signe, donc on a :

$$\frac{d^2v}{dx^2} + \frac{Pv(x)}{EI} = 0$$

Afin de simplifier les relations ultérieures, posons :

$$\frac{P}{EI} = k^2 \quad (4-13)$$

L'équation différentielle du phénomène s'écrit alors :

$$\frac{d^2v}{dx^2} + k^2v = 0 \quad (4-14)$$

Cette équation est linéaire et de second ordre à coefficients constants.

4-5-2 Résolution de l'équation différentielle d'équilibre

L'équation (4-15) admet comme intégrale générale :

$$v = A \sin kx + B \cos kx \quad (4-15)$$

comme on peut le vérifier immédiatement après substitution.

Les constantes d'intégration A et B se déterminent en exprimant que la déformée $v=f(x)$ passe par les points A et B i.e :

$$(v)_{x=0} = \delta \text{ et } (v)_{x=l} = \delta$$

En tenant compte de ces conditions, nous obtenons :

$$v(x) = \delta \left(\cos kx + \sin kx \frac{1 - \cos kl}{\sin kl} \right)$$

Examinons en particulier la flèche f que prend la colonne en son milieu et, pour cela, faisons $x=\ell/2$ dans l'expression de $v(x)$; il vient :

$$\delta + f = \delta \left(\cos k \frac{\ell}{2} + \sin k \frac{\ell}{2} \cdot \frac{1 - \cos kl}{\sin kl} \right)$$

ou encore, par quelques transformations trigonométriques élémentaires :

$$\begin{aligned} \delta + f &= \delta \left(\cos k \frac{\ell}{2} + \sin k \frac{\ell}{2} \cdot \operatorname{tg} \frac{kl}{2} \right) \\ &= \delta \frac{\sin^2 k \frac{\ell}{2} + \cos^2 k \frac{\ell}{2}}{\cos k \frac{\ell}{2}} = \frac{\delta}{\cos k \frac{\ell}{2}} \end{aligned}$$

ou en déduit :

$$f = \frac{\delta(1 - \cos k \frac{\ell}{2})}{\cos k \frac{\ell}{2}} \quad (4-16)$$

Notons que lorsque la charge est nulle, $k=0$, $\cos kl/2 = 1$ et $f=0$, ce qui est évident. Lorsque P augmente, $\cos kl/2$ diminue et f augmente plus vite que P , ce qui prouve bien que le principe de superposition est inapplicable puisqu'il n'y a pas proportionnalité entre la charge et le déplacement.

4-5-3 Etat critique de la colonne

Dans la formule (4-16), le cosinus du dénominateur s'annule lorsque $kl/2=\pi/2$ c'est-à-dire lorsque la force de compression P atteint la valeur critique :

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{\ell^2} \quad (4-17)$$

Lorsque P tend vers cette valeur P_{cr} , le dénominateur $\cos kl/2$ diminue donc indéfiniment, et la flèche f de la colonne croît au-delà de toute limite.

D'une manière générale, on a :

$$k\ell = \sqrt{P\ell^2 / EI} = \pi \sqrt{P / P_{cr}} \quad (4-18)$$

On peut donc, en se fixant une série de valeurs de $k\ell$, en déduire f par la relation 4-16 et P/P_{cr} par (4-18) comme indiqué dans la table ci-dessous. Représentons graphiquement la variation de la flèche f en fonction de la force P . Nous obtenons une courbe à allure hyperbolique admettant comme asymptote, l'horizontale de cote $P = P_{cr}$ (fig.4-18).

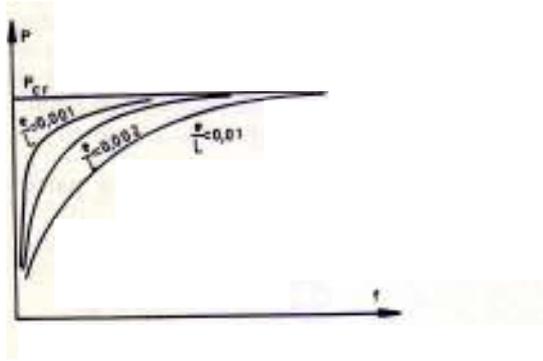


Fig. 4-18 Evolution de la charge en fonction de la flèche [30]

La forme de cette courbe dépend de la valeur adoptée pour l'excentricité e . L'expression (4-16) étant linéaire en e , les courbes peuvent se déduire toutes de l'une d'entre elles en réduisant les f dans le même rapport que les e . On peut coter ces courbes en valeurs de l'excentricité relative e/l .

Il faut noter que ces conclusions ne sont cependant valables que tant que les déformations restent suffisamment faibles. N'oublions pas, en effet, que, dans l'établissement de la théorie, nous avons supposé implicitement que l'inclinaison de la tangente de la déformée par rapport à la corde restait suffisamment faible (effet de l'effort tranchant négligeable).

4-5-4 Expression du moment sollicitant maximal M_{sd}

Tant que le rapport P/P_{cr} , donc la quantité $k\ell$, est faible, il est suffisamment précis d'admettre que $\cos k\frac{\ell}{2} = 1 - \frac{k^2\ell^2}{8}$ dans le numérateur de (4-16) et que $\cos k\frac{\ell}{2} = 1$ dans le dénominateur de la même formule ; on obtient ainsi :

$$f_0 = \frac{\delta k^2 \ell^2}{8}$$

où, en remplaçant k^2 par sa valeur (equ.4-14) :

$$f = \frac{p\delta\ell^2}{8EI} \cdot \frac{1}{1 - \frac{P}{P_{cr}}} = f_0 \frac{1}{1 - \frac{P}{P_{cr}}} \quad (4-19)$$

La table ci-dessous donne les valeurs exactes de f/e et les valeurs approchées tirées de la formule 4-19. On constate que l'approximation donnée par cette formule est excellente.

$k\ell$	0.2	1.0	2.0	3.0	π
f/e	0.005	0.139	0.851	13.1	∞
$F_{\text{approché}}/e$	0.005	0.139	0.840	12.8	∞
$1/(\cos k\ell/2)$	1.005	1.140	1.867	13.2	∞
P/P_{cr}	0.004	0.101	0.401	0.911	1

Le moment sollicitant maximum M_{sd} se produit au milieu de la colonne et vaut :

$$M_{sd} = P(e + f) = \frac{P\delta}{\cos k\ell/2} \quad (4-20)$$

Si, au lieu de la valeur exacte de f , on introduit la valeur approchée (4-19) dans l'expression du moment, on trouve, en tenant compte de ce que $\frac{p\ell^2}{8EI} = \frac{\pi^2 P}{8P_{cr}}$:

$$M_{sd} = Pe \frac{(1 + 0.234P/P_{cr})}{1 - P/P_{cr}} \quad (4-21a)$$

Cette formule permet de calculer le moment de flexion sollicitant maximal qui se produit dans la colonne pour toute valeur du rapport P/P_{cr} .

NB : En guise d'approximation en tenant compte des effets éventuels de la présence d'une imperfection initiale, la relation (4-21) est approchée habituellement [30,31] par la façon suivante :

$$M_{sd} = Pe \frac{(1 + 0.250P/P_{cr})}{1 - P/P_{cr}} \quad (4-21b)$$

4-6 Exemple d'application

Soit l'exemple de la colonne étudiée au chapitre précédent dont les propriétés géométrique et mécanique sont synthétisées à la figure 3-3. La charge de compression P est supposée maintenant appliquée avec une excentricité de valeur $\delta = 50$ mm. 1) Tracer la courbe d'interaction N- M 2) Calculer la charge de flambement $N_{Rd,\delta}$ et déduire la capacité portante de la colonne pour un temps d'exposition au feu R60. 3) Estimer la résistance au feu de la colonne pour une charge appliquée P égale à 2500 kN.

4-6-1 Représentation la courbe d'interaction N- M de la section transversale

Considérons la section transversale de la colonne comme représentée sur la figure suivante 4-19.

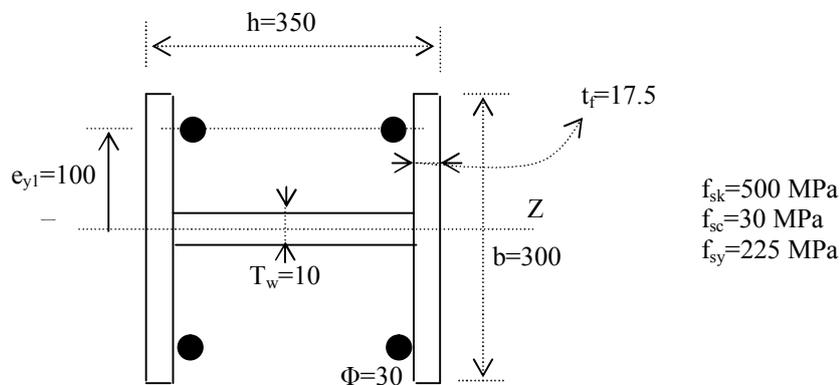


Fig. 4-19 Caractéristiques de la section transversale de la colonne

1- Modules de résistance plastique des matériaux :

$$W_{Pa} = (h - 2t_f) \frac{t_w^2}{4} + t_f \frac{b^2}{2} = (350 - 2 * 17.5) \frac{10^2}{4} + \frac{17.5 * 350^2}{2} = 795375.0 \text{ mm}^3$$

$$W_{Ps} = \sum_{i=1}^4 |A_{si} e_{yi}| = 2 * 1414.0 * 100 = 282800.0 \text{ mm}^3$$

$$W_{Pc} = \frac{hb^2}{4} - W_{Pa} - W_{Ps} = \frac{350 * 300^2}{4} - 795375 - 282800 = 6796825.0 \text{ mm}^3$$

2- Résistances de calcul des matériaux :

$$f_{cd} = 0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0.85 * \frac{30}{1.50} = 17 \text{ MPa} ; \quad f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{Ma}} = \frac{225}{1.10} = 204.6 \text{ MPa}$$

$$f_{sd} = \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.8 \text{ MPa}$$

3- Résistance plastique à la compression correspondant au point A , $N_{Pl,Rd}$:

- $A_p = 2bt_f + (h - 2t_f)t_w$ (aire totale du profilé) = $2*300*17.5 + (350 - 2*17.5)*10 = 13650 \text{ mm}^2$
- $A_s = \sum_{i=1}^{2_s} A_{si}$ (aire totale des nappes d'armatures) = 2828 mm^2
- $A_c = bh - A_p - A_s$ (aire totale de la surface du béton) = $300*350 - 13650 - 2828 = 88522 \text{ mm}^2$

$$N_{Pl,Rd} = A_p f_{yd} + A_s f_{sd} + A_c f_{cd} = 13650*204.6 + 88522*17 + 2828*434.8 = 5526484.7 \text{ N} = 5526.5 \text{ kN}$$

4- Résistance à la compression correspondant au point C , $N_{Pm,Rd}$:

$$N_{Pm,Rd} = A_c f_{cd} = 88522*17 = 1504874.04 \text{ N} = 1504.9 \text{ kN}$$

5- Moment maximum correspondant au point D , $M_{\max,Rd}$:

$$M_{\max,Rd} = W_{pa} f_{yd} + W_{ps} f_{sd} + W_{pc} f_{cd} / 2 = 795375.0*204.6 + 282800.0*434.8 + 6796825.0*17/2 = 343419875.79 \text{ N.mm} = 343.4 \text{ kN.m}$$

6- Moment $M_{Pl,Rd}$ selon la position de l'axe neutre plastique :

- $0 \leq h_n < \frac{t_w}{2}$ (l'axe neutre plastique est situé dans l'ame)

$$h_n = \frac{N_{Pm,Rd}}{4hf_{yd}} = \frac{1504874.04}{4*350*204.6} = 5.26 \text{ mm}$$

$$W_{Pan} = hh_n^2 = 350*5.26^2 = 9665.68 \text{ mm}^3 ; W_{Psn} = 0 = W_{Pcn}$$

$$M_{n,Rd} = W_{pan} f_{yd} + W_{psn} f_{sd} + W_{pc} f_{cd} / 2 = 9665.68*204.6 = 1977071.85 \text{ N.mm} = 1.98 \text{ kN.m}$$

$$M_{Pl,Rd1} = M_{\max,Rd} - M_{n,Rd} = 343.4 - 1.98 = 341.4 \text{ kN.m}$$

- $\frac{t_w}{2} \leq h_n < e_{y1}$ (la région $2h_n$ n'englobe pas les armatures)

$$A_{sn} = 0$$

$$h_n = \frac{N_{Pm,Rd} + t_w(2t_f - h)(2f_{yd} - f_{cd})}{2hf_{cd} + 4t_f(f_{yd} - f_{cd})} = \frac{1504874.04 + 10*(2*17.5 - 350)*(2*204.6 - 17)}{2*350*17 + 4*17.5(204.6 - 17)}$$

$$= 10.8 \text{ mm}$$

$$W_{Pan} = 2t_f h_n^2 + (h - 2t_f)t_w^2 = 2*17.5*10.8^2 + (350 - 2*17.5)*10^2 = 11941.8 \text{ mm}^3$$

$$W_{Psn} = 0 ; W_{Pcn} = hh_n^2 - W_{Pan} - W_{Psn} = 350*10.8^2 - 11941.8 = 28726.3 \text{ mm}^3$$

$$M_{n,Rd} = W_{pan}f_{yd} + W_{Psn}.f_{sd} + W_{Pc}f_{cd} / 2 = 11941.8*204.6+0+28726.3*17/2 = 2686816.1\text{N.mm} = 2.69 \text{ kN.m}$$

$$M_{Pl,Rd2} = M_{\max,Rd} - M_{n,Rd} = 343.4 - 2.69 = 340.7 \text{ kN.m}$$

- $e_{y1} \leq h_n < \frac{b}{2}$ (la région $2h_n$ englobe les nappes d'armatures)

$$A_{sn} = A_s = 2828 \text{ mm}^2$$

$$h_n = \frac{N_{Pm,Rd} - A_{sn}(2f_{sd} - f_{cd}) + t_w(2t_f - h)(2f_{yd} - f_{cd})}{2hf_{cd} + 4t_f(f_{yd} - f_{cd})}$$

$$= \frac{1504874.04 - 2828(2*434.8 - 17) + 10*(2*17.5 - 350)*(2*204.6 - 17)}{2*350*17 + 4*17.5(204.6 - 17)} = -85.5 \text{ mm} (< 0)$$

Par suite, il faut prendre $M_{Pl,Rd} = \max(M_{Pl,Rdi}) = 341.4 \text{ kN.m}$.

Finalement, les coordonnées des points recherchés sont:

Point A : $M_{Rd} = 0.0 \text{ kN.m}$; $N_{Rd} = N_{Pl,Rd} = 5526.5 \text{ kN}$

Point C : $M_{Rd} = 1.0 \text{ kN.m}$; $N_{Rd} = N_{Pm,Rd} = 1504.9 \text{ kN}$

Point D : $M_{Rd} = M_{\max,Rd} = 343.4 \text{ kN.m}$; $N_{Rd} = N_{Pm,Rd} / 2.0 = 752.5 \text{ kN}$

Point B : $M_{Rd} = M_{Pl,Rd} = 341.4 \text{ kN.m}$; $N_{Rd} = 0.0 \text{ kN}$

Nous obtenons par conséquent la courbe d'interaction que nous représentons sous la forme a-dimensionnelle suivante :

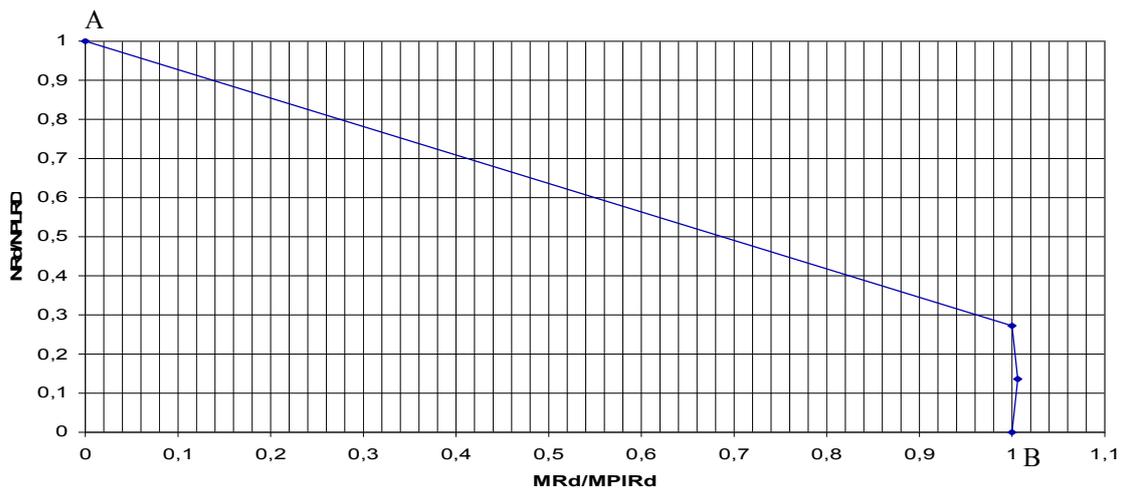


Fig. 4-20 Représentation de la courbe d'interaction M-N de la section transversale de la colonne

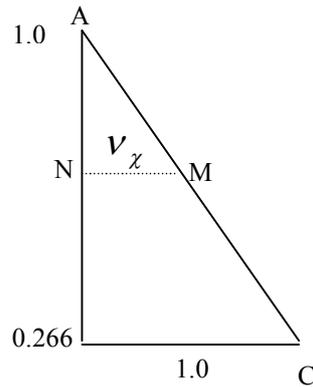


Fig. 4-22 Détermination du moment correspondant v_χ de la section

▪ **Itération 1 :**

$$N_{sd}^{(1)} = N_{sd}^{(0)} = 2500 \text{ kN} ; \quad \chi_d^{(1)} = \frac{N_{sd}^{(1)}}{N_{Pl,Rd}} = 0.443 ; \quad v_d^{(1)} = \frac{1 - 0.443}{1 - 0.266} * 1.0 = 0.759$$

(1)

La valeur V_d étant obtenue en considérant le théorème des triangles semblables (fig. 4-23).

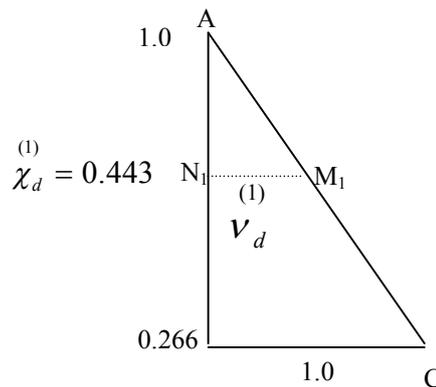


Fig. 4-23 Détermination du moment correspondant $V_d^{(1)}$ de la section

$$v = v_d^{(1)} - v_\chi \frac{\chi_d^{(1)}}{\chi} = 0.759 - 0.283 * \frac{0.443}{0.792} = 0.601$$

Avec $e = 50 \text{ mm}$ et $n = \frac{N_{sd}^{(1)}}{N_{cr}} = \frac{2500}{19824} = 0.126$, nous aurons :

$$k(n) = \frac{(1 + 0.250 n)}{(1 - n)} = \frac{(1 + 0.250 * 0.126)}{(1 - 0.126)} = 1.180$$

$$M_{sd}^{(1)} = N_{sd}^{(1)} * e * k(n) = 2500 * 0.050 * 1.180 = 147.5 \text{ kN.m}$$

$$M_{adm}^{(1)} = 0.9 * v * M_{Pl,Rd}^{(1)} = 0.9 * 0.601 * 341.4 = 184.7 \text{ kN.m}$$

$M_{sd}^{(1)} < M_{adm}^{(1)}$. Il faut alors augmenter la charge d'un incrément de valeur $\Delta N_{sd} = 50kN$.

▪ **Itération 2 :**

$$N_{sd}^{(2)} = N_{sd}^{(1)} + \Delta N_{sd} = 2550kN ; \quad \chi_d^{(2)} = \frac{N_{sd}^{(2)}}{N_{Pl,Rd}} = \frac{2550}{5649} = 0.451 ; \quad v_d^{(2)} = \frac{1-0.451}{1-0.266} * 1.0 = 0.748$$

$$v^{(2)} = v_d^{(2)} - v_\chi^{(2)} \frac{\chi_d^{(2)}}{\chi} = 0.748 - 0.283 * \frac{0.451}{0.792} = 0.587$$

Avec $e = 50mm$ et $n^{(2)} = \frac{N_{sd}^{(2)}}{N_{cr}} = \frac{2550}{19824} = 0.129$, nous aurons :

$$k^{(2)}(n) = \frac{(1 + 0.250 n^{(2)})}{(1 - n^{(2)})} = \frac{(1 + 0.250 * 0.129)}{(1 - 0.129)} = 1.185$$

$$M_{sd}^{(2)} = N_{sd}^{(2)} * e * k^{(2)}(n) = 2550 * 0.050 * 1.185 = 151.1 \text{ kN.m}$$

$$M_{adm}^{(2)} = 0.9 * v^{(2)} * M_{Pl,Rd} = 0.9 * 0.587 * 341.4 = 180.4 \text{ kN.m}$$

$M_{sd}^{(2)} < M_{adm}^{(2)}$. Augmentons alors la charge de $\Delta N_{sd} = 50kN$.

▪ **Itération 3 :**

$$N_{sd}^{(3)} = N_{sd}^{(2)} + \Delta N_{sd} = 2600kN ; \quad \chi_d^{(3)} = \frac{N_{sd}^{(3)}}{N_{Pl,Rd}} = \frac{2600}{5649} = 0.460 ; \quad v_d^{(3)} = \frac{1-0.460}{1-0.266} * 1.0 = 0.736$$

$$v^{(3)} = v_d^{(3)} - v_\chi^{(3)} \frac{\chi_d^{(3)}}{\chi} = 0.736 - 0.283 * \frac{0.460}{0.792} = 0.572$$

Avec $e = 50mm$ et $n^{(3)} = \frac{N_{sd}^{(3)}}{N_{cr}} = \frac{2600}{19824} = 0.131$, nous aurons :

$$k^{(3)}(n) = \frac{(1 + 0.250 n^{(3)})}{(1 - n^{(3)})} = \frac{(1 + 0.250 * 0.131)}{(1 - 0.129)} = 1.188$$

$$M_{sd}^{(3)} = N_{sd}^{(3)} * e * k^{(3)}(n) = 2600 * 0.050 * 1.188 = 154.44 \text{ kN.m}$$

$$M_{adm}^{(3)} = 0.9 * v^{(3)} * M_{Pl,Rd} = 0.9 * 0.572 * 341.4 = 175.6 \text{ kN.m}$$

$M_{sd}^{(3)} < M_{adm}^{(3)}$. Augmentons la charge de $\Delta N_{sd} = 50kN$.

▪ **Itération 4 :**

$$N_{sd}^{(4)} = N_{sd}^{(4)} + \Delta N_{sd} = 2650 \text{ kN} ; \quad \chi_d^{(4)} = \frac{N_{sd}^{(4)}}{N_{Pl,Rd}} = \frac{2650}{5649} = 0.469 ; \quad v_d^{(4)} = \frac{1-0.469}{1-0.266} * 1.0 = 0.723$$

$$v = v_d - v_\chi \frac{\chi_d}{\chi} = 0.723 - 0.283 * \frac{0.469}{0.792} = 0.555$$

Avec $e = 50 \text{ mm}$ et $n = \frac{N_{sd}^{(4)}}{N_{cr}} = \frac{2650}{19824} = 0.134$, nous aurons :

$$k(n)^{(4)} = \frac{(1 + 0.250 n)^{(4)}}{(1 - n)^{(4)}} = \frac{(1 + 0.250 * 0.134)}{(1 - 0.134)} = 1.193$$

$$M_{sd}^{(4)} = N_{sd}^{(4)} * e * k(n)^{(4)} = 2650 * 0.050 * 1.193 = 158.1 \text{ kN.m}$$

$$M_{adm}^{(4)} = 0.9 * v * M_{Pl,Rd} = 0.9 * 0.555 * 341.4 = 170.5 \text{ kN.m}$$

$$M_{sd}^{(4)} < M_{adm}^{(4)} . \text{ Augmentons la charge de } \Delta N_{sd} = 50 \text{ kN} .$$

▪ **Itération 6 :**

$$N_{sd}^{(6)} = N_{sd}^{(6)} + \Delta N_{sd} = 2750 \text{ kN} ; \quad \chi_d^{(6)} = \frac{N_{sd}^{(6)}}{N_{Pl,Rd}} = \frac{2750}{5649} = 0.487 ; \quad v_d^{(6)} = \frac{1-0.487}{1-0.266} * 1.0 = 0.699$$

$$v = v_d - v_\chi \frac{\chi_d}{\chi} = 0.699 - 0.283 * \frac{0.487}{0.792} = 0.525$$

Avec $e = 50 \text{ mm}$ et $n = \frac{N_{sd}^{(6)}}{N_{cr}} = \frac{2750}{19824} = 0.139$, nous aurons :

$$k(n)^{(6)} = \frac{(1 + 0.250 n)^{(6)}}{(1 - n)^{(6)}} = \frac{(1 + 0.250 * 0.139)}{(1 - 0.139)} = 1.202$$

$$M_{sd}^{(6)} = N_{sd}^{(6)} * e * k(n)^{(6)} = 2750 * 0.050 * 1.202 = 165.3 \text{ kN.m}$$

$$M_{adm}^{(6)} = 0.9 * v * M_{Pl,Rd} = 0.9 * 0.525 * 341.4 = 161.3 \text{ kN.m}$$

$M_{sd}^{(6)} > M_{adm}^{(6)} .$ Il faut donc, en principe, maintenant diminuer la charge. Cependant, il est possible de retenir une valeur moyenne soit $N_{Rd,\delta} = \frac{2700 + 2750}{2} = 2725 \text{ kN}$. Comme sera montré dans la partie de l'implémentation numérique, pour un nombre de pas de charge plus petit et une norme de convergence plus fine, nous trouverons pour $N_{Rd,\delta} = 2730 \text{ kN}$. Ce qui

correspond à un coefficient de proportionnalité $r = \frac{N_{Rd,e}}{N_{Rd}} = \frac{2730}{4474} = 0.61$ soit 61% de la capacité totale de charge de la colonne lorsque l'excentricité est nulle.

Nous déduisons, à l'aide de la formule (4-1) avec $N_{fi,Rd} = 2730.8 \text{ kN}$ à $t = 60 \text{ min}$, $N_{fi,Rd,e} = 2730.8 * 0.61 = 1665.8 \text{ kN} < N_{sd,fi} = 2110 \text{ kN}$. La stabilité au feu n'est donc pas assurée après 60 minutes de chauffage en prenant en considération une valeur de l'excentricité de charge égale à 50 mm.

4-6-3 Estimation de la résistance au feu pour une charge $P = 2500 \text{ kN}$

Suivant la procédure mentionnée dans le chapitre précédent, dans la section 3-3-4, nous obtenons les résultats suivants :

- $N_{fi,Rd,30} = 2288.09 \text{ kN}$
- $N_{fi,Rd,60} = 1666.3 \text{ kN}$
- $R_f = R_{f,30} + \frac{(P - N_{fi,Rd,30})}{(N_{fi,Rd,30} - N_{fi,Rd,60})} * (R_{f,30} - R_{f,60})$

$$= 30 + \frac{(2500 - 2288.09)}{2288.09 - 1666.3} * (30 - 60) = 19.78 \text{ min}$$

soit une réduction de plus de 70

% si l'excentricité n'est pas prise en compte où $R_f = 66.78 \text{ min}$.

4-7 Implémentation numérique- Code P213FB.FOR_version septembre 2014

Dans cette section nous allons illustrer le programme établi par des applications numériques portant sur l'évaluation de la capacité portante et de la résistance au feu des colonnes mixtes partiellement enrobées de béton supposées chargées excentriquement. Le programme s'intitule **P213FB.FOR_version septembre 2014** et facilement exploitable sur micro-ordinateur. L'extrait du programme principal est donné dans la figure 4-24 et les différents chiffres et lettres employés désignent comme suit :

P: programme ; **2**: théorie à la rupture ; **1**: théorie uniaxiale ; **3**: présence de trois matériaux ; **F**: feu ; **B**: colonne mixte partiellement enrobée de béton.

Mentionnons, par ailleurs, que le langage d'ordinateur employé est le fortran dont le compilateur est celui du Compaq Visual Fortran, version 6.5 (ou Developer Studio).

```
PROGRAM P213FB.FOR_version 2014, reviewed on 29/08/2014
Ce programme calcule pour une colonne mixte partiellement enrobée de béton selon le choix:
C 1- la capacité portante au feu pour un temps t d'exposition (ITYPE=1)
C 2- la résistance au feu pour une charge donnée (ITYPE=2)
integer IMP,LEC,ITYPE,NA
real*8 W,H,FC20,FS20,FP20,EC20,ES20,EP20,L0,LFT,K0,KF,TIME,
+XPARAM,TIME1,TIME2,BW,HW,EF,EW,IAZP,AIREP,U1,U2,NPLFZ0,NPLFZ1,
+LANDA,XNU,EXC,AS,IAZ,WMIN,XNPLRD,NRDZ0,NRDEZ0,RF0,RF1,XNPLFZ0,
+XNPLFZ1,YNPLFZ0,YNPLFZ1,XKNU0,XKNU1,XNPMRD,XMAXRD,XMPLRD,GAMMAT,
+NCRZ,NRDEZ1,NRDEZ2,NRDEZ3,NPLFZ2,XNPLFZ2,YNPLFZ2,XKNU2,RF2,NPLFZ3
real*8 TEXPPS(14,6),TEXPPW(14,6),TPROPP(14,6),TPROPB(14,6),
-----
OPEN(UNIT=LEC,FILE='p213fbx.inp',STATUS='OLD')
OPEN(UNIT=IMP,FILE='p213fbx.out',STATUS='UNKNOWN')
OPEN(UNIT=IMP9,FILE='P213FB7.OUT',STATUS='UNKNOWN')
C LECTURE DES DONNES
call INPUT(IMP,LEC,L0,K0,KF,W,H,U1,U2,FC20,FS20,FP20,EC20,ES20,
+EP20,BW,HW,EF,EW,IAZP,AIREP,ITYPE,XPARAM,EXC,NA,VAS,VDS,AS,IAZ, JPFLAMB)
C Representation de la courbe d'interaction M-N des sections partiellement
C enrobées par la methode approchée de l'annexe C de l'EC4-part 1-1
call MNEC4(IMP,IMP7,H,W,EF,EW,VAS,VDS,NA,FC20,FS20,FP20,XNPLRD, XNPMRD,XMAXRD,XMPLRD
C Calcul de la capacité portante d'une colonne mixte excentrée , à température
C ambiante, (par la méthode simplifiée de l'EC4 et par la méthode pratique suggérée)
call FNU(IMP,W,H,FC20,FS20,FP20,EC20,ES20,EP20,IAZP,AIREP,IR,EXC,
+AS,IAZ,NRDZ0,NRDEZ1,NRDEZ3,L0,XNPLRD,XNPMRD,XMAXRD,XMPLRD,NCRZ, ZLANDA)
C Calcul de la capacité portante d'une colonne mixte, à temperature ambiante, méthode itérative de l'EC4 part 1-1)
if(EXC.ge.0.001D0)then
call PRNDE(IMP,IMP8,NRDZ0,XNPLRD,XMAXRD,XNPMRD,XMPLRD,EXC,NCRZ,NRDEZ2,IR)
NRDEZ1=NRDEZ1/1000 ;NRDEZ3=NRDEZ3/1000 ;NRDEZ2=NRDEZ2/1000 ;NRDZ0=NRDZ0/1000
write(imp,250)NRDZ0,NRDEZ1,NRDEZ2,NRDEZ3
250 format('Calcul à temperature ambiante:','/','Charge axiale ultime de la colonne en kN (sans excentricite)...
NRDZ0=',D12.5,/,'Charge ultime de la colonne en kN avec exc. (practical method)...NRDEZ1=',D12.5,/,'Charge ultime
de la colonne en kN avec exc. (iteration EC4 part 1-1 method)...NRDEZ2=',D12.5,/,'Charge ultime de la colonne en kN
avec excentricité (simplified practical method)...NRDEZ3=',D12.5,//)
C Representation des courbes d'interaction MN liées à la stabilité de la colonne
call MNDIAG(IMP9,NRDZ0,XNPLRD,XMAXRD,XNPMRD,XMPLRD,EXC,NCRZ,W,ZLANDA)
C Lire le fichier des 2 paramètres de températures dans les semelles du
C profilé en fonction des temps d'exposition au feu données
call TDATA1(LEC1,IMP1,TEXPPS)
```

Fig. 4-24 Extrait du programme principal P213FB.FOR_version septembre 2014

Dans ce qui suit, nous allons tout d'abord présenter la description du fichier type de données qui s'intitule **P213FB.INP** suivi d'une illustration d'un exemple numérique afin de jauger la véracité du programme.

4-7-1 Description du fichier de données P213FB.INP

Convention : A chaque bloc fonctionnel de P213F.INP correspond un ensemble de cartes d'en-tête définissant le nom du bloc à exécuter. Les cartes d'en-tête présentent le même format pour tous les blocs (format A4). Les blocs doivent être exécutés dans l'ordre dans lequel ils sont présentés ci-après.

COMT : bloc des commentaires.

- 1 carte d'en tête

<u>Variable lue</u>	<u>Description</u>
COMT	nom du bloc des commentaires
•	Des cartes de commentaires suivies de cartes blanches.

GEOM : bloc de lecture des données relatives à la géométrie.

- 1 carte d'en tête

<u>Variables lues</u>	<u>Description</u>
GEOM	nom du bloc de la géométrie.
L ₀	longueur réelle de la colonne.
W, H	dimensions de la section.
EXC	Valeur de l'excentricité de charge
K0	coefficient de flambement à t = 0
KF	coefficient de flambement sous feu
JPFLAMB	Plan de flambement :
	(JPFLAMB=1 : selon l'axe faible-z ; JPFLAMB=2 : selon l'axe fort-y)

<u>Variables lues</u>	<u>Description</u>
BW	largeur de la semelle
HW	hauteur du profilé
EF	épaisseur de la semelle
EW	épaisseur de l'âme
AIREP	aire du profilé
IAZP	Moment d'inertie du profilé

<u>Variables lues</u>	<u>Description</u>
NA	Nombre de nappes (ou de lits) d'armature.
U1,U2	enrobage des armatures

<u>Variables lues</u>	<u>Description</u>
VAS(I)	Aire de la nappe d'armature (I)
VDS(I)	Distance de la nappe d'armature (I) par rapport au cg de la section

PMAT : bloc de lecture des propriétés des matériaux.

<u>Variables lues</u>	<u>Description</u>
PMAT	bloc des propriétés des matériaux
FC20	Résistance de calcul du béton, de l'acier d'armature et de construction
FS20	Résistance de calcul de l'acier d'armature
FP20	Résistance de calcul de l'acier de construction

<u>Variables lues</u>	<u>Description</u>
EC20	Module d'élasticité du béton à 20°C
ES20	Module d'élasticité de l'acier d'armature
EP20	Module d'élasticité de l'acier de construction

TYPE : bloc de lecture de type de problème à traiter.

<u>Variable lue</u>	<u>Description</u>
TYPE	bloc de type de problème.
ITYPE	type de problème a traiter

(ITYPE=1 : capacité portante au feu pour un temps t d'exposition ; ITYPE=2 : résistance au feu pour une charge donnée)

<u>Variable lue</u>	<u>Description</u>
XPARAM	temps d'exposition au feu si ITYPE=1 ; charge si ITYPE=2

4-7-2 Organigramme du programme P213FB.FOR_version septembre 2014

Les organigrammes pour le calcul de la capacité portante à température ambiante (N_{Rd} , $N_{Rd,e}$) et en situation d'incendie ($N_{fi,Rd,e}$) sont respectivement donnés dans les figures 4-25, 4-26 et 4-27 ci-après.

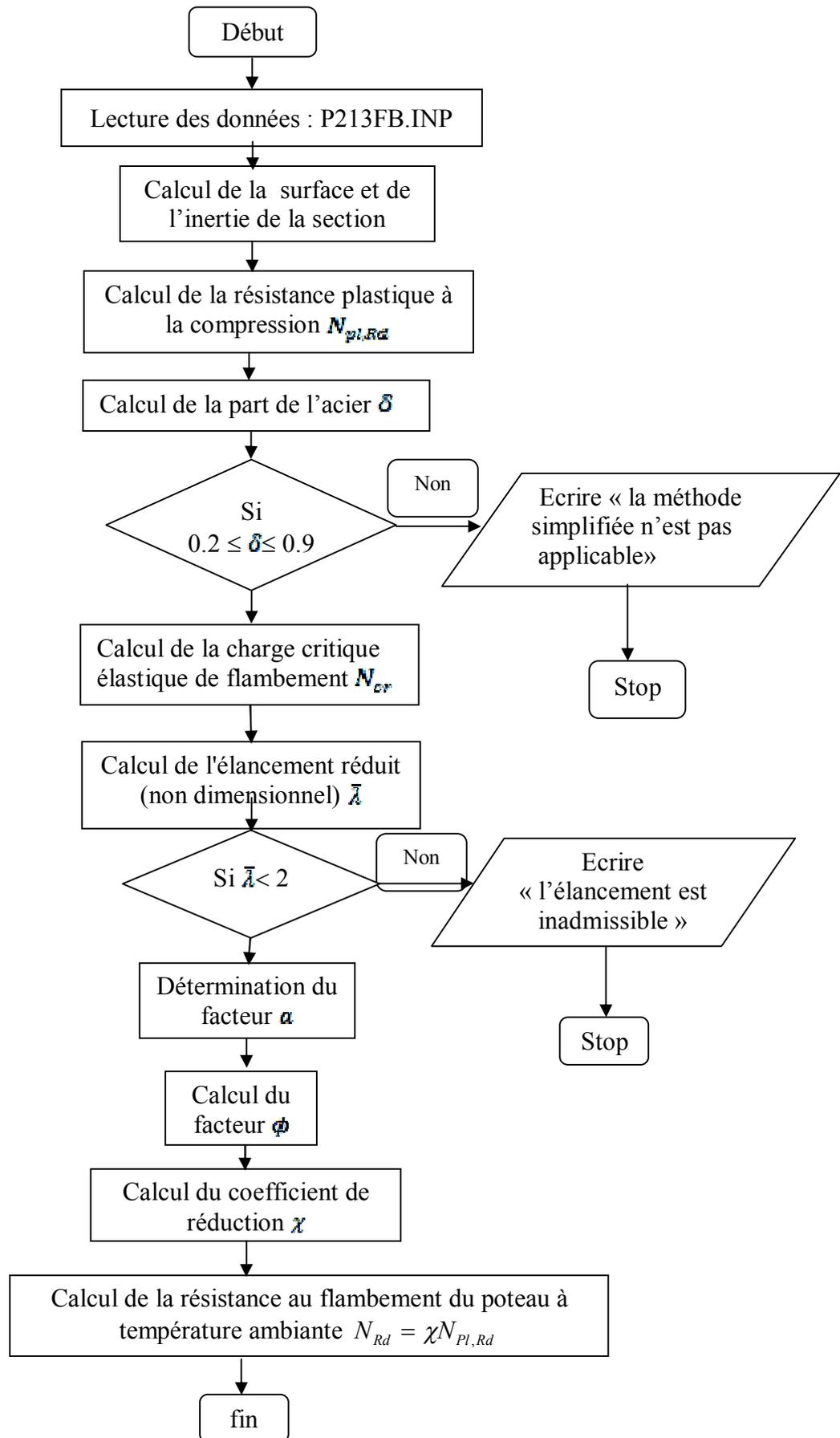
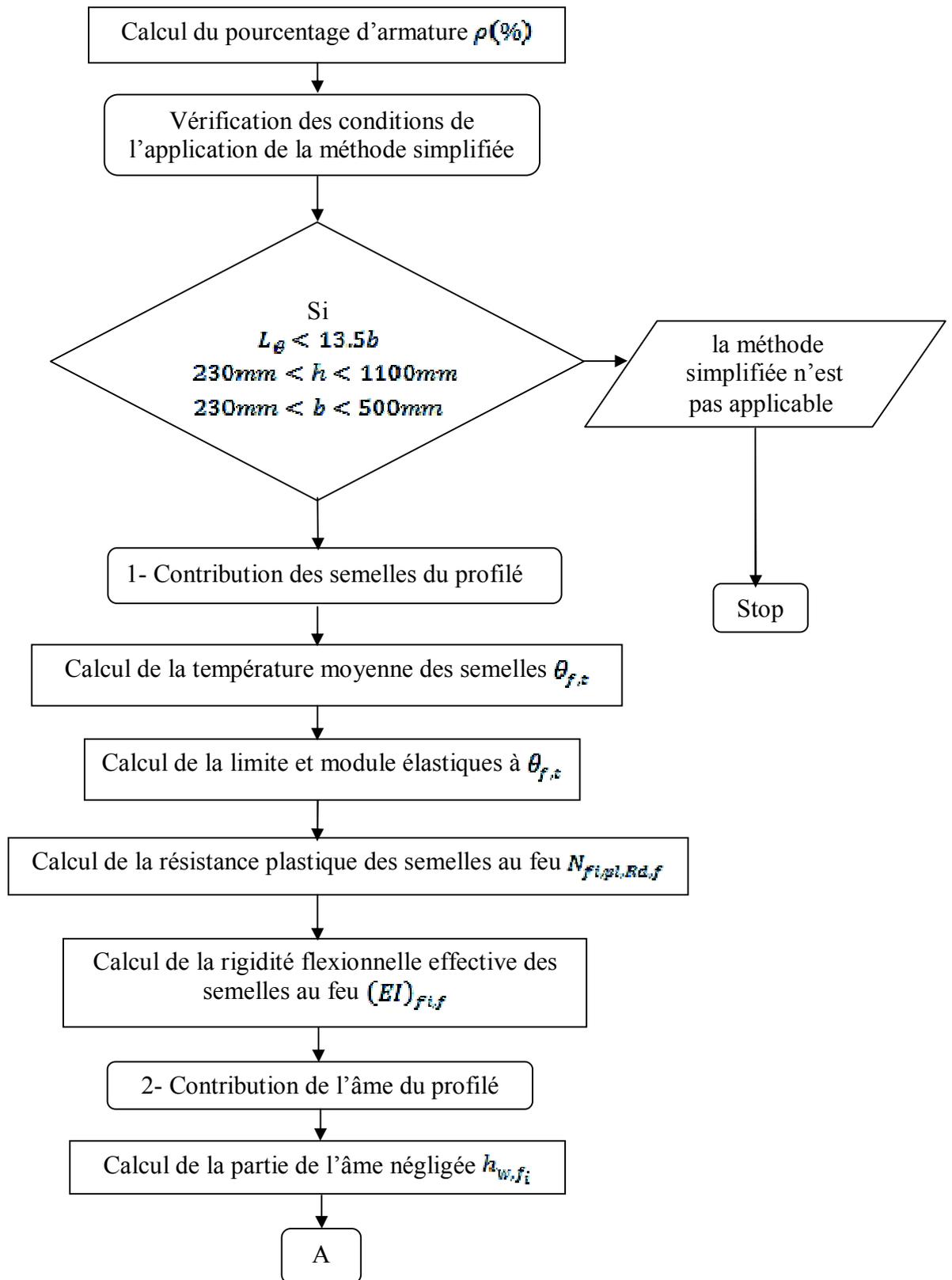
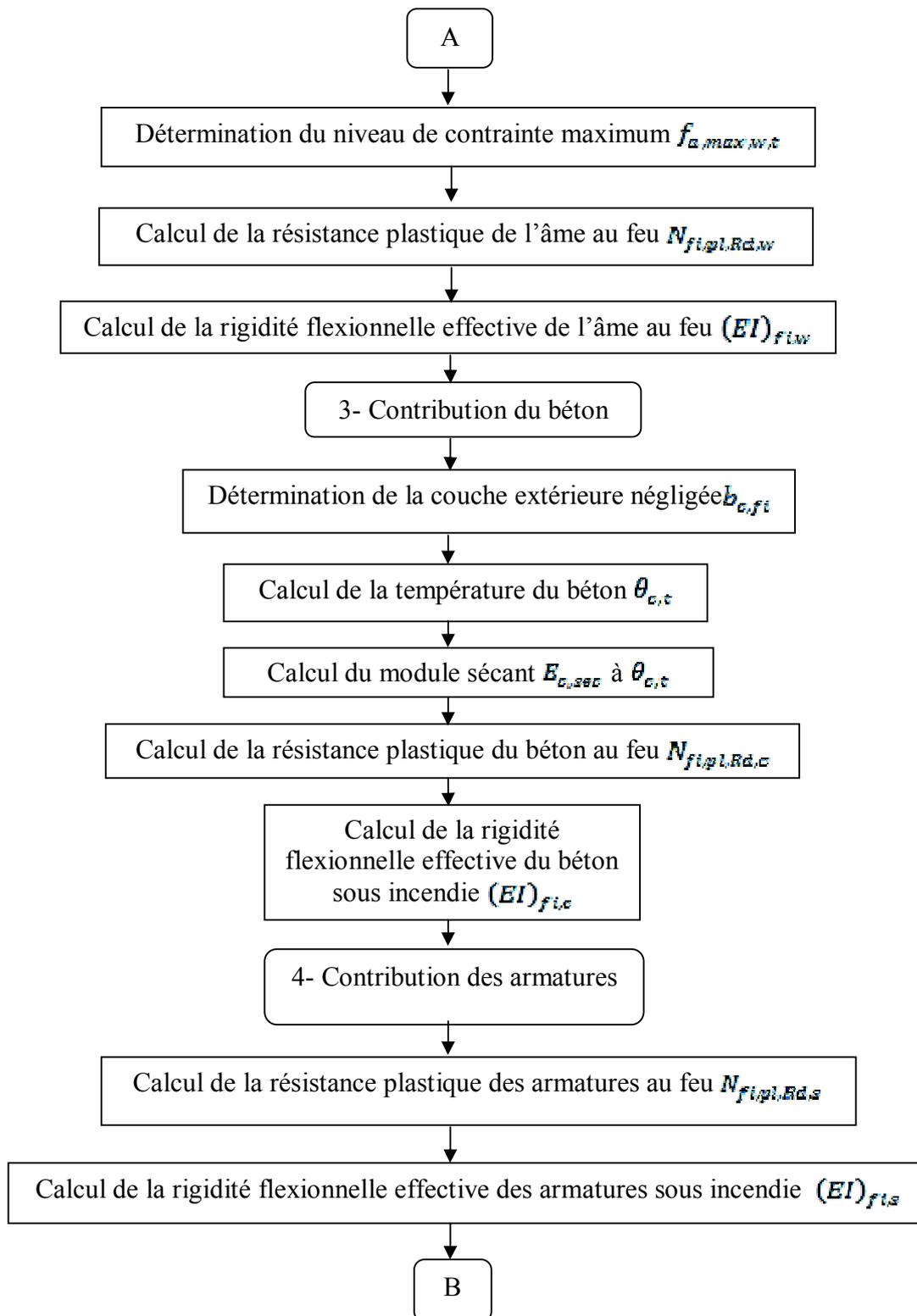


Fig. 4-25 Organigramme de calcul de la charge axiale de la colonne à température ambiante, N_{Rd}





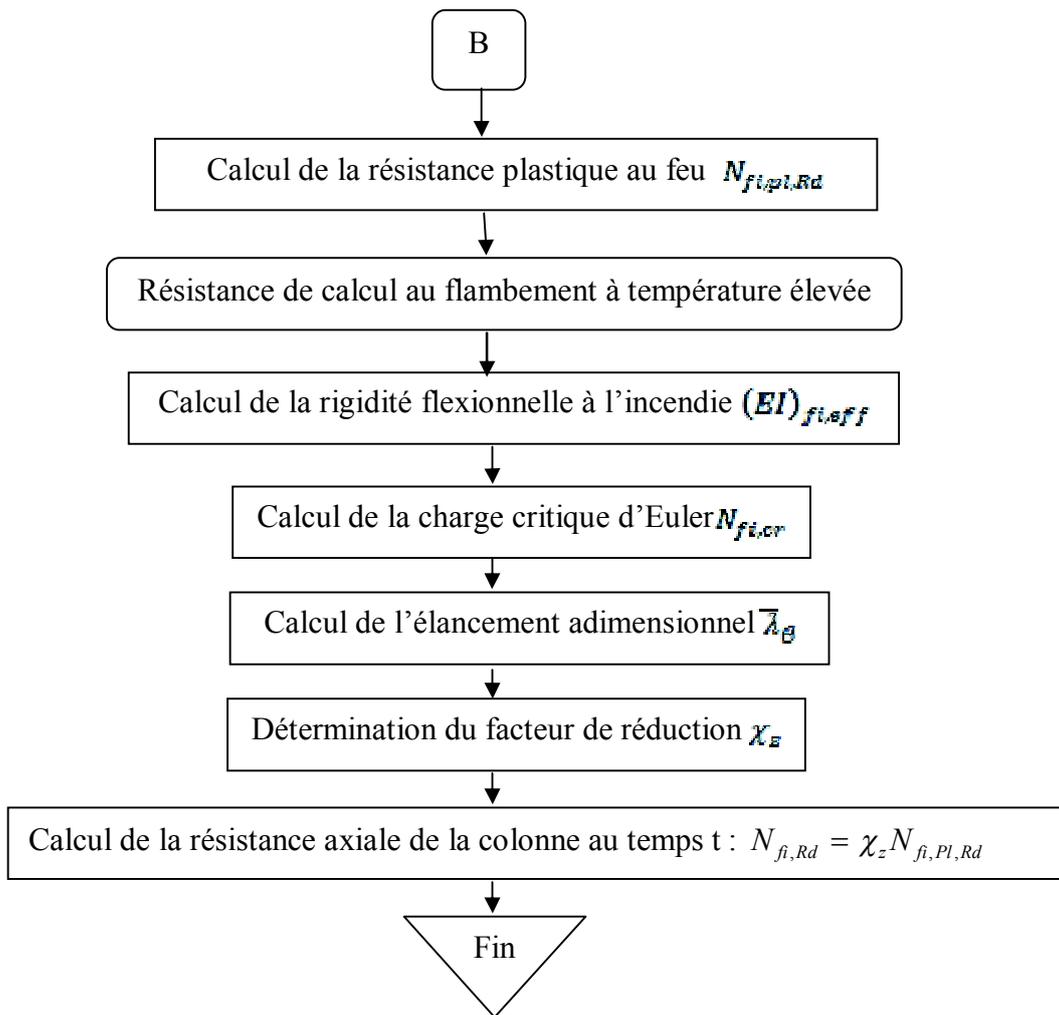


Fig. 4-26 Organigramme de calcul de la charge axiale de la colonne en situation d'incendie, $N_{fi,Rd}$

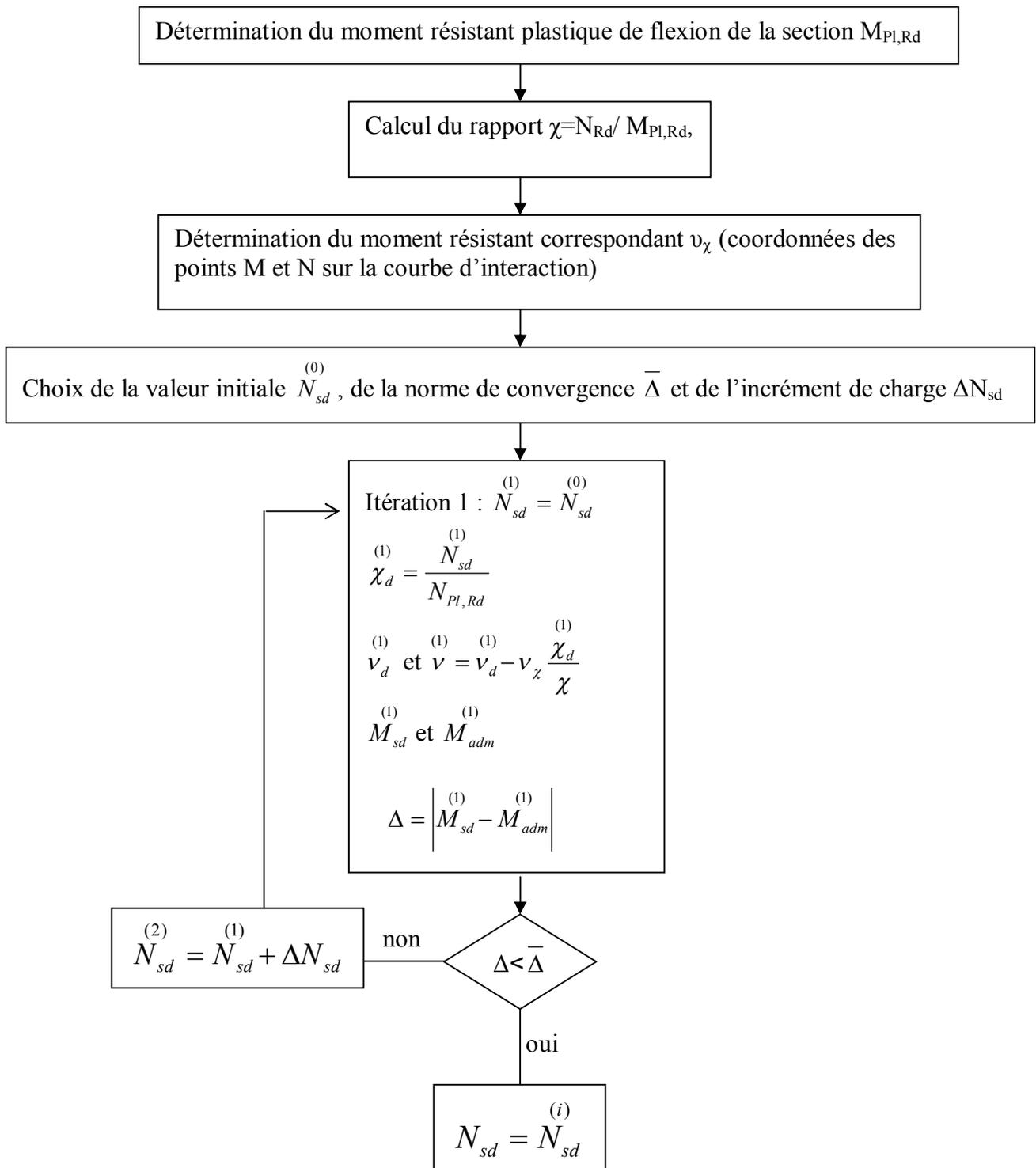


Fig. 4-27 Organigramme de calcul de la charge de flambement $N_{Rd,e}$

4-7-3 Comparaison des résultats

Afin de jauger la fiabilité du programme établi, nous allons comparer les résultats avec ceux obtenus manuellement à l'aide de l'exemple traité manuellement dans la section précédente en affichant respectivement les fichiers de données xxxx.inp et de sortie xxxx.out.

4-7-3-1 Calcul de la capacité portante a t = 60 min

A-1 Fichier de données : P213FB.INP

```
COMT
Le programme p213fbx.for _version septembre 2014 calcule pour une colonne mixte en béton
avec profilé partiellement enrobée (méthode simplifiée de l'EC4 + méthode simplifiée pratique):
1- la capacité portante au feu correspondante à un temps t d'exposition (ITYPE=1)
2- la résistance au feu pour une charge axiale appliquée d'intensité P (ITYPE=2)
   (exemple_mathieu.inp)

GEOM
4200.D0,300.D0,350.D0,50.D0,1.0D0,0.5D0,1
300.D0,350.D0,17.5D0,10.D0,143.D2,78.9D6
2,50.D0,50.D0
1414.D0,100.D0
1414.D0,100.D0
PMAT
30.0D0,500.0D0,225.0D0
32000.D0,210000.D0,210000.D0
TYPE 1
60.D0
end
```

A-2 Fichier de sortie : P213FB.OUT

COMT

=====DEBUT:COMMENTAIRES/DESCRIPTION----- PROGRAM

P213FB.FOR with effect of eccentricity (+ MN EC4 method)-----

calcul pour une colonne mixte partiellement en béton selon le choix:

1- la capacité portante au feu pour un temps t d'exposition (ITYPE=1)

2- la résistance au feu pour une charge donnée P(ITYPE=2)

(program reviewed on 25/08/2013, example of Mathieu)

=====FIN:COMMENTAIRES/DESCRIPTION=====

GEOM

-----BLOC:LECTURE DES DONNEES RELATIVES

AUX CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA COLONNE -----

Longueur réelle de la colonne en mm....L0 = 4200.0

Largeur de la section en mm:W= 300.0

Hauteur de la section en mm:H= 350.0

Valeur de l'excentricité de charge en mm.... EXC = 50.00

Coefficient de flambement à t=0..... k0 = 1.0

Coefficient de flambement sous feu..... kf = 0.50

Plan de flambementJPFLAMB = 1

selon l'axe faible (z): JPFLAMB=1 & selon l'axe fort (y): JPFLAMB=2

Largeur de la semelle.....BW en mm: 300.0

Hauteur du profilé.....HW en mm: 350.0

Epaisseur de la semelle.....EF en mm: 17.5

Epaisseur de l'ame.....EW en mm: 10.0

Aire du profilé.....AIREP en mm2: 14300.0

Moment d'inertie du profilé par rapport à l'axe considéré...IAZP en mm4: 78900000.0

Nombre de nappe d'armature ou équivalente...NA= 2

Enrobage des armatures.....U1 en mm: 50.0

Enrobage des armatures.....U2 en mm: 50.0

Aire de la nappe d'armature (lit) en mm2...VAS(I)= 1414.00

Distance du lit d'armature par rapport au cg de la section en mm...VDS(I)= 100.00

Aire de la nappe d'armature (lit) en mm2...VAS(I)= 1414.00

Distance du lit d'armature par rapport au cg de la section en mm...VDS(I)= 100.00

Aire totale des armatures en mm2... AS= 2828.00

Moment d'inertie total des armatures par rapport au cg de la section en mm4...IAZ= 28280000.00

PMAT

-----BLOC:LECTURE DES DONNEES RELATIVES

AUX PROPRIETES DES MATERIAUX (Béton et acier: N/mm2) -----

Résistance à la compression du béton.FC20 en N/mm2= 30.00

Limite élastique de l'acier d'armature.FS20 en N/mm2= 500.00

Limite élastique de l'acier de constr...FP20 en N/mm2= 225.00

***FC20,FS20,FP20 étant des résistances caractéristiques (i.e non pondérées)

Module d'élasticité du béton à 20°C...EC20 en N/mm2= 32000.00

Module d'élast à 20°C de l'acier d'armature....ES20 en N/mm2= 210000.00

Module d'élasticité de l'acier de constr.....EP20 en N/mm2= 210000.00

Problème à traiter

ITYPE = 1 XPARAM = 60.00

Determination des points caractéristiques de la courbe d'interaction selon la méthode de l'annexe C de l'EC4-part 1-1(par la subroutine MNEC4)

Module de resistance plastique pour les parties en acier de construction ...WPA= 795375.00
Module de resistance plastique des armatures...WPS= 282800.00
Module de resistance plastique des parties en beton du profile...WPC= 6796825.00

Aire totale du profilé...AIREP= 13650.00
Aire totale des armatures...AIRES= 2828.00
Aire totale du beton...AIREC= 88522.00

Coefficients de securite des materiaux:
profile...GMA= 1.10 ,armature...GMS= 1.15 ,beton...GMC= 1.50

Resistances de calcul des materiaux:
acier de construction...FYD= 204.55 ,armature...FSD= 434.78 ,beton...FCD= 17.00

Resistance plastique a la compression de la section:...XNPLRD= 5526484.68
Resistance NPRMD correspond a l'abscisse du point C de la courbe d'interaction:
...XNPMRD= 1504874.04
Moment MAXRD qui correspond a l'abscisse du point caracteristique D de la courbe d'interaction:
...XMAXRD= 343419875.79

Lorsque l'AN est situe a l'interieur de l'ame du profilé:
module de résistance plastique partiel du profilé...WPAN= 9665.68
module de résistance plastique partiel du béton...WPCN= 0.00
module de résistance plastique partiel de l'armature...WPSN= 0.00
Valeur de l'axe neutre...HN= 5.26
Moments MNRD et MPLRD correspondant:...XMNRD= 1977071.85 ...XMPLRD1= 341442816.00
XA= -1235086.33420389 XB= 25028.1818082510

Lorsque la region (2hn) ne contient aucune armature:
module de résistance plastique partiel du profilé...WPAN= 11941.81
module de résistance plastique partiel du béton...WPCN= 28726.28
module de résistance plastique partiel de l'armature...WPSN= 0.00
Valeur de l'axe neutre...HN= 10.78
Moments MNRD et MPLRD correspondant...XMNRD= 2686816.05 ...XMPLRD2= 340733056.00
XA= -3646140.81862082 XB= 25028.1818082510

Lorsque la region (2hn) contient toutes les nappes d'armatures:
Valeur de l'axe neutre...HN= -85.55
Moments MNRD et MPLRD correspondant...XMNRD= 194095764.00 ...XMPLRD3= 149324112.00
Valeurs caract. de la courbe d'interaction M-N

Resistance correspond à l'ordonnée du point A...NPLRD= 5526484.68
Resistance correspond à l'ordonnée du point C...NPRMD= 1504874.04
Moment correspondant à l'abscisse du point D ...MAXRD= 343419875.79
Moment correspondant à l'abscisse du point B ...MPLRD...= 341442816.00

Coefficient de sécurité de l'acier de construction...GMA= 0.11000D+01
Coefficient de sécurité du beton...GMC= 0.15000D+01
Coefficient de sécurité des armatures...GMS= 0.11500D+01
Résistance plastique a la compression par sommation des différentes capacités constituants.NPLRD en [kN]= 0.56484D+07
Résistance plastique a la compression lorsque les coefficient de securite sont tous egaux a 1.0...NPLR= 0.68722D+07

Charge critique élastique de flambement NCRZ [N] 0.19811D+08
Elancement réduit BLANDA= 0.58897D+00
Coef PHI (courbe de flambement C-ENV EC3-1-1)...PHI= 0.76874D+00
Coef XSI (courbe de flambement C-ENV EC3-1-1)...XSI= 0.79190D+00
Coef XSIE (coef. de flambement liee a l'excentricite)...XSIE= 0.50268D+00

Charge axiale centrée admissible a temperature ambiante...NRDZ0 [N]= 0.44730D+07
Charge axiale centrée admissible a temperature ambiante... NRDEZ1 [N]= 0.28394D+07

Calculation of the buckling corresponding resistance with eccentricity prnde
(using M-N interaction diagram and iteration process as suggested by EC4

Convergence obtained after 273 iterations :

Admissible resistance moment in [kN.m]...MADM= 164.55
Design moment due to eccentricity in [kN.m]...MSD= 163.77
buckling corresponding resistance in [kN]...prnde [kN]= 2730.00
Load increment in kN...DELTAN= 10.00
convergence norm in [kN]...XNORM= 1.00

Calcul à temperature ambiante:

Charge axiale ultime de la colonne en kN (sans excentricite)... NRDZ0= 0.44730D+01
Charge ultime de la colonne en kN avec exc. (practical method)...NRDEZ1= 0.28394D+04
Charge ultime de la colonne en kN avec exc. (iteration EC4 part 1-1 method)...NRDEZ2= 0.27300D+01

Longueur de flambement- sit.incendie- en mm... lft=0.5*10... 2100.00
Largeur dans le sens du plan de flambement considere en mm..... WMIN= 300.00
Elancement de la colonne.....LANDA= 24.25

Calcul en situation d'incendie:

Temps.en minutes...= 60.00

1-Contribution des ailes du profilé

Facteur de massivitéAM/V [m-1]= 0.12381D+02
Température en °C donnée par le tableau G-1...T0T= 0.68000D+03
Coefficient empirique donnée par le tableau G-1...KT= 0.95500D+01
Température moyenne des semelles...TFT= 0.79824D+03
Niveau de contrainte maximale correspondante ...fmaxt= 25.226
Niveau du module d'élasticité coresp...,eyt= 0.19048D+05
Coefficient de sécurité du profilé....GMFP= 0.10000D+01
Résistance plastique des deux ailes exposées au feu...,NPLPSF en [N]= 0.26487D+06
Rigidité efficace en flexion (axe faible)des deux ailes... EIFPSZ en [N.mm²]= 0.15000D+13

1-Contribution de l'ame du profilé en acier

Hauteur ht donnée par le tableau G-2[mm]= 0.77000D+03
Hauteur d'ame à négliger hwfi....[mm]= 0.30715D+02
Niveau de contrainte maximale FMAXT...[N/mm²]= 0.18112D+03
Résistance plastique de l'ame en compres. axiale sous incendie.,NPLPWF [N]= 0.45927D+06
Rigidité efficace en flexion de l'ame.,EIFPWZ [N.mm²]= 0.44375D+10

1-Contribution des barres d'armatures

Facteur de réduction de la limite d'élasticité tab G-5 kyt= 0.97600D+00
Coefficient de sécurité des armatures....GMFA= 0.10000D+01
Résistance plastique à la compression des armatures..NPLAF [N]= 0.13801D+07
Facteur de réduction du module d'élast de calcul ket (tab G-6) 0.68900D+00
moment d'inertie des barres par rapport à l'axe médian du profilé IAZ [mm⁴] = 0.28280D+08
Valeur de calcul de la rigidité réduite en flexion des armatures EIFAZ [N.mm²]= 0.40918D+13

1-Contribution du béton

Couche externe du béton négligée dans le calcul, tab.G-3...BCFI 0.15000D+02
Coefficient de sécurité du béton....GMFB= 0.13000D+01
Température moyenne de calcul dans le béton (tab G-4)..TEMPT= 0.32815D+03

Résistance maximale (réduite) correspondante XKCBT= 0.82185D+00
 déformation ultime corres ECUT= 0.78444D-02
 Module sécant du béton ESECT 0.31431D+04
 Résistance plastique du béton à la compression..NPLBF [N]= 0.11625D+07
 Rigidité efficace du béton en flexion EIFBZ [N.mm2]= 0.13803D+13

Résistance plastique à la compression par sommation
 des différentes capacités constituants NPLF= 0.32667D+07
 Coef. de réduction- semelle (tab f-7) PHIPST= 0.90000D+00
 Coef. de réduction- ame (tab f-7) PHIPWT= 0.10000D+01
 Coef. de réduction- armature (tab f-7) PHIAT= 0.80000D+00
 Coef. de réduction- béton (tab f-7) PHIBT= 0.90000D+00
 Rigidité efficace totale en flexion...EIFZ [N.mm2]= 0.61414D+13

Charge critique élastique de flambement NCRFZ [N] .13744D+08
 Résistance plastique totale (gmfi=1) NPLF1 NCRFZ= .36154D+07
 Elancement réduit BLANDA= .51288D+00
 Coef PHI (courbe de flambement C-ENV EC3-1-1)...PHI= .70818D+00
 Coef XSI (courbe de flambement C-ENV EC3-1-1)...XSI= .83576D+00
 Coef XSIE (coef. de flambement liée à l'excentricité)...XSIE= .52349D+00
 Charge admissible en sit. d'incendie (avec excent.; practical approach) NPLFZ1 [N]= .17101D+07
 Charge axiale admissible en sit. d'incendie sans excent.... NPLFZ0 [N]= .27302D+07
 GAMMAT 1.0000000000000000
 Temps (en min)= 60.00
 Charge axiale ultime de la colonne correspondante (sans excentricité)...NPLFZ0 [kN]= .27302D+04
 Charge ultime de la colonne cor. avec excent. (with practical method)...NPLFZ1 [kN]= .17101D+04
 Charge ultime de la colonne cor. avec excent. (with EC4 approach) ...NPLFZ2 [kN]= .16836D+04
 Charge ultime de la colonne cor. avec excent. (with simplified practical method) ...NPLFZ3 [kN]= .16421D+04

B- Calcul de la résistance au feu pour P = 2500 kN

B-1 Fichier de données : P213FB.INP

```

COMT
Le programme p213fbx.for _version septembre 2014 calcule pour une colonne mixte en béton avec
profilé partiellement enrobée (méthode simplifiée de l'EC4 + méthode simplifiée pratique):
1- la capacité portante au feu correspondante à un temps t d'exposition (ITYPE=1)
2- la résistance au feu pour une charge axiale appliquée d'intensité P (ITYPE=2)
   (example_mathieu.inp)
GEOM
4200.D0,300.D0,350.D0,50.D0,1.0D0,0.5D0,1
300.D0,350.D0,17.5D0,10.D0,143.D2,78.9D6
2,50.D0,50.D0
1414.D0,100.D0
1414.D0,100.D0
PMAT
30.0D0,500.0D0,225.0D0
32000.D0,210000.D0,210000.D0
TYPE 2
2500.D0
end
  
```

B-2 Fichier de sortie : P213FB.OUT

COMT

=====DEBUT:COMMENTAIRES/DESCRIPTION=====

Le programme p213fbx.for _version septembre 2014 calcule pour une colonne mixte en béton avec profilé partiellement enrobée (méthode simplifiée de l'EC4 + méthode simplifiée pratique):

- 1- la capacité portante au feu correspondante à un temps t d'exposition (ITYPE=1)
- 2- la résistance au feu pour une charge axiale appliquée d'intensité P (ITYPE=2)
(exemple_mathieu.inp)

=====FIN:COMMENTAIRES/DESCRIPTION=====

GEOM

-----BLOC:LECTURE DES DONNEES RELATIVES
AUX CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE LA COLONNE -----

Longueur réelle de la colonne en mm...L0 = 4200.0
Largeur de la section en mm:W= 300.0
Hauteur de la section en mm:H= 350.0
Valeur de l'excentricité de charge en mm... EXC = 50.00
Coefficient de flambement à t=0.... k0 = 1.0
Coefficient de flambement sous feu.... kf = .50
Plan de flambementJPFLAMB = 1
selon l'axe faible (z): JPFLAMB=1 & selon l'axe fort (y): JPFLAMB=2

Largeur de la semelle.....BW en mm: 300.0
Hauteur du profilé.....HW en mm: 350.0
Epaisseur de la semelle.....EF en mm: 17.5
Epaisseur de l'ame.....EW en mm: 10.0
Aire du profilé.....AIREP en mm2: 13650.0
Moment d'inertie du profilé par rapport à l'axe considéré...IAZP en mm4: 78900000.0

Nombre de nappe d'armature ou équivalente...NA= 2
Enrobage des armatures.....U1 en mm: 50.0
Enrobage des armatures.....U2 en mm: 50.0
Aire de la nappe d'armature (lit) en mm2...VAS(I)= 1414.00
Distance du lit d'armature par rapport au cg de la section en mm...VDS(I)= 100.00
Aire de la nappe d'armature (lit) en mm2...VAS(I)= 1414.00
Distance du lit d'armature par rapport au cg de la section en mm...VDS(I)= 100.00
Aire totale des armatures en mm2... AS= 2828.00
Moment d'inertie total des armatures par rapport au cg de la section en mm 4...IAZ= 28280000.00

PMAT

-----BLOC:LECTURE DES DONNEES RELATIVES
AUX PROPRIETES DES MATERIAUX (Béton et acier: N/mm2) -----

Résistance à la compression du béton.FC20 en N/mm2= 30.00
Limite élastique de l'acier d'armature.FS20 en N/mm2= 500.00
Limite élastique de l'acier de constr...FP20 en N/mm2= 225.00
***FC20,FS20,FP20 étant des résistances caractéristiques (i.e non pondérées)

Module d'élasticité du béton à 20°C...EC20 en N/mm2= 32000.00
Module d'élast à 20°C de l'acier d'armatureES20 en N/mm2= 210000.00
Module d'élasticité de l'acier de constr.....EP20 en N/mm2= 210000.00

Problème à traiter

ITYPE = 2 XPARAM = 2500.00

Détermination des points caractéristiques de la courbe d'interaction selon
la méthode de l'annexe C de l'EC4-part 1-1(par la subroutine MNEC4)

Module de résistance plastique pour les parties en acier de construction ...WPA= 795375.00
Module de résistance plastique des armatures...WPS= 282800.00
Module de résistance plastique des parties en béton du profile...WPC= 6796825.00

Aire totale du profilé...AIREP= 13650.00
Aire totale des armatures...AIRES= 2828.00
Aire totale du beton...AIREC= 88522.00

Coefficients de securite des materiaux:

profile ...GMA= 1.10 ,armature...GMS= 1.15 ,beton...GMC= 1.50

Resistances de calcul des materiaux:

acier de construction...FYD= 204.55 ,armature...FSD= 434.78 ,beton...FCD= 17.00

Resistance plastique à la compression de la section:...XNPLRD= 5526484.68

Résistance NPRMD correspondant à l'abscisse du point C de la courbe d'interaction:

...XNPMRD= 1504874.04

Moment MAXRD qui correspond à l'abscisse du point caractéristique D de la courbe d'interaction:

...XMAXRD= 343419875.79

Lorsque l'AN est situé à l'intérieur de l'ame du profilé:

module de résistance plastique partiel du profilé...WPAN= 9665.68

module de résistance plastique partiel du béton...WPCN= .00

module de résistance plastique partiel de l'armature...WPSN= .00

Valeur de l'axe neutre...HN= 5.26

Moments MNRD et MPLRD correspondant:...XMNRD= 1977071.85 ...XMPLRD1= 341442803.95

XA=-1235086.334203886000000 XB= 25028.181808251000000

Lorsque la région (2hn) ne contient aucune armature:

module de résistance plastique partiel du profilé...WPAN= 11941.81

module de résistance plastique partiel du béton...WPCN= 28726.28

module de résistance plastique partiel de l'armature...WPSN= .00

Valeur de l'axe neutre...HN= 10.78

Moments MNRD et MPLRD correspondant:...XMNRD= 2686816.05 ...XMPLRD2= 340733059.74

XA=-3646140.818620816000000 XB= 25028.181808251000000

Lorsque la région (2hn) contient toutes les nappes d'armatures:

Valeur de l'axe neutre...HN= -85.55

Moments MNRD et MPLRD correspondant:...XMNRD= 194095764.00 ...XMPLRD3= 149324100.00

Valeurs caract. de la courbe d'interaction M-N

Resistance correspond à l'ordonnée du point A...NPLRD= 5526484.68

Resistance correspond à l'ordonnée du point C...NP MRD= 1504874.04

Moment correspondant à l'abscisse du point D ...MA XRD= 343419875.79

Moment correspondant à l'abscisse du point B ...MPLRD...= 341442803.95

Coefficient de sécurité de l'acier de construction... GMA= .11000D+01

Coefficient de sécurité du beton...GMC= .15000D+01

Coefficient de sécurité des armatures...GMS= .11500D+01

Résistance plastique a la compression par sommation des différentes capacités constituants.NPLRD en [N]= .55265D+07

Résistance plasti que a la compression lorsque les coefficient de securite sont tous egaux a 1.0...NPLR= .67426D+07

Charge critique élastique de flambement NCRZ [N] .19811D+08

COEFK 4.855705

Elancement réduit BLANDA= .58339D+00

Coef PHI (courbe de flambement C-ENV EC3-1-1)...PHI= .76410D+00

Coef XSI (courbe de flambement C-ENV EC3-1-1)...XSI= .79519D+00

Coef XSIE (coef. de flambement liée à l'excentricite)...XSIE= .47826D+00

Charge axiale centrée admissible à température ambiante...NRDZ0 [N]= .43946D+07

Charge axiale centrée admissible à température ambiante... NRDEZ1 [N]= .27867D+07

Charge axiale centrée admissible à température ambiante... NRDEZ3 [N]= .26431D+07

Calculation of the buckling corresponding resistance with eccentricity prnde
(using M-N interaction diagram and iteration process as suggested by EC4

Convergence obtained after 271 iterations :

Admissible resistance moment in [kN.m]...MADM= 161.88
Design moment due to eccentricity in [kN.m]...MSD= 162.34
buckling corresponding resistance in [kN]...prnde [kN]= 2710.00
Load incremen in kN...DELTAN= 10.00
convergence norm in [kN]...XNORM= 1.00
excentricité (en m).....ECL= .05

Calcul à temperature ambiante:

Charge axiale ultime dela colonne en kN (sans excentricite)... NRDZ0= .43946D+04
Charge ultime de la colonne en kN avec exc. (practical method)...NRDEZ1= .27867D+04
Charge ultime de la colonne en kN avec exc. (iteration EC4 part 1-1 method)...NRDEZ2= .27100D+04
Charge ultime de la colonne en kN avec exc. (simplified practical method)...NRDEZ3= .26431D+04

Longueur de flambement- sit.incendie- en mm... lft= 0.5*10... 2100.00
Largeur dans le sens du plan de flambement considere en mm... ..WMIN= 300.00
Elancement de la colonne.....LANDA= 24.25

charge appliquée XNU en [kN].....= .2500D+04

1-Contribution des ailes du profilé

Facteur de massivitéAM/V [m-1]= .12381D+02
Température en °C donnée par le tableau G-1...T0T= .55000D+03
Coefficient empirique donnée par le tableau G-1...KT= .96500D+01
Température moyenne des semelles...TFT= .66948D+03
Niveau de contrainte maximale correspondante ...fmaxt= 68.233
Niveau du module d'élasticité corespondant...eyt= .38838D+05
Coefficient de sécurité du profilé...GMFP= .10000D+01
Résistance plastique des deux ailes exposées au feu..., NPLPSF en [N]= .71645D+06
Rigidité efficace en flexion (axe faible)des deux ailes... EIFPSZ en [N.mm²]= .30585D+13

1-Contribution de l'ame du profilé en acier

Hauteur ht donnée par le tableau G-2[mm]= .35000D+03
Hauteur d'ame à négliger hwfi....[mm]= .13149D+02
Niveau de contrainte maximale FMAXT...[N/mm²]= .20622D+03
Résistance plastique de l'ame en compres. axiale sous incendie.,NPLPWF [N]= .59535D+06
Rigidité efficace en flexion de l'ame., EIFPWZ [N.mm²]= .50523D+10

1-Contribution des barres d'armatures

Facteur de réduction de la limite d'élasticité tab G-5 kyt= .10000D+01
Coefficient de sécurité des armatures...GMFA= .10000D+01
Résistance plastique à la compression des armatures ..NPLAF [N]= .14140D+07
Facteur de réduction du module d'élast de calcul ket (tab G-6) .88800D+00
moment d'inertie des barres par rapport à l'axe médian du profilé IAZ [mm⁴] = .28280D+08
Valeur de calcul de la rigidité réduite en flexion des armatures EIFAZ [N.mm²]= .52737D+13

1-Contribution du béton

Couche externe du béton négligée dans le calcul, tab.G-3...BCFI .40000D+01
Coefficient de sécurité du béton....GMFB= .13000D+01
Température moyenne de calcul dans le béton (tab G-4)..TEMPT= .20836D+03
Résistance maximale (réduite) correspondante XKCBT= .94164D+00
déformation ultime corres ECUT= .56254D-02
Module sécant du béton ESECT .50217D+04
Résistance plastique du béton à la compression..NPLBF [N]= .15650D+07
Rigidité efficace du béton en flexion EIFBZ [N.mm²]= .30564D+13

Résistance plastique à la compression par sommation
des différentes capacités constituants NPLF= .42908D+07
Coef. de réduction- semelle (tab f-7) PHIPST= .10000D+01
Coef. de réduction- ame (tab f-7) PHIPWT= .10000D+01
Coef. de réduction- armature (tab f-7) PHIAT= .80000D+00
Coef. de réduction- béton (tab f-7) PHIBT= .10000D+01
Rigidité efficace totale en flexion...EIFZ [N.mm²]= .10782D+14

Charge critique élastique de flambement NCRFZ [N] .24131D+08
Résistance plastique totale (gmfi=1) NPLF1 NCRFZ= .47603D+07

Elancement réduit BLANDA= .44415D+00
Coef PHI (courbe de flambement C-ENV EC3-1-1)...PHI= .65845D+00
Coef XSI (courbe de flambement C-ENV EC3-1-1)...XSI= .87371D+00
Coef XSIE (coef. de flambement liée à l'excentricité)...XSIE= .31496D-02
Charge admissible en sit. d'incendie (avec excent.; practical approach) NPLFZ1 [N]= .13514D+05
Charge axiale admissible en sit. d'incendie sans excent.... NPLFZ0 [N]= .37489D+07

tempsTIME1 (en min)= 30.00
Charge ultime de la colonne en [kN] corres. sans excentricité...XNPLFZ0= 3748.9306
Charge ultime de la colonne en [kN] corres. avec excentricité (with practical method)...XNPLFZ1= 13.5143
Charge ultime de la colonne en [kN] corres. avec excentricité (with EC4 approach)...XNPLFZ2= 2311.8440
Charge ultime de la colonne cor. avec excent. (with simp. practical method) ...XNPLFZ3 [kN]= .22548D+04

1-Contribution des ailes du profilé

Facteur de massivitéAM/V [m-1]= .12381D+02
Température en °C donnée par le tableau G-1...T0T= .68000D+03
Coefficient empirique donnée par le tableau G-1...KT= .95500D+01
Température moyenne des semelles...TFT= .79824D+03
Niveau de contrainte maximale correspondante ...fmaxt= 25.226
Niveau du module d'élasticité coresp....eyt= .19048D+05
Coefficient de sécurité du profilé...GMFP= .10000D+01
Résistance plastique des deux ailes exposées au feu..., NPLPSF en [N]= .26487D+06
Rigidité efficace en flexion (axe faible)des deux ailes... EIFPSZ en [N.mm²]= .15000D+13

1-Contribution de l'ame du profilé en acier

Hauteur ht donnée par le tableau G-2 ...[mm]= .77000D+03
Hauteur d'ame à négliger hwfi...[mm]= .30715D+02
Niveau de contrainte maximale FMAXT...[N/mm²]= .18112D+03
Résistance plastique de l'ame en compres. axiale sous incendie.,NPLPWF [N]= .45927D+06
Rigidité efficace en flexion de l'ame., EIFPWZ [N.mm²]= .44375D+10

1-Contribution des barres d'armatures

Facteur de réduction de la limite d'élasticité tab G-5 kyt= .97600D+00
Coefficient de sécurité des armatures...GMFA= .10000D+01
Résistance plastique à la compression des armatures ..NPLAF [N]= .13801D+07
Facteur de réduction du module d'élast de calcul ket (tab G-6) .68900D+00
moment d'inertie des barres par rapport à l'axe médian du profilé IAZ [mm⁴] = .28280D+08
Valeur de calcul de la rigidité réduite en flexion des armatures EIFAZ [N.mm²]= .40918D+13

1-Contribution du béton

Couche externe du béton négligée dans le calcul, tab.G-3...BCFI .15000D+02
Coefficient de sécurité du béton...GMFB= .13000D+01
Température moyenne de calcul dans le béton (tab G-4)..TEMPT= .32815D+03
Résistance maximale (réduite) correspondante XKCBT= .82185D+00
déformation ultime corres ECUT= .78444D-02

Module sécant du béton ESECT .31431D+04
Résistance plastique du béton à la compression..NPLBF [N]= .11625D+07
Rigidité efficace du béton en flexion EIFBZ [N.mm2]= .13803D+13

Résistance plastique à la compression par sommation
des différentes capacités constituants NPLF= .32667D+07
Coef. de réduction- semelle (tab f-7) PHIPST= .90000D+00
Coef. de réduction- ame (tab f-7) PHIPWT= .10000D+01
Coef. de réduction- armature (tab f-7) PHIAT= .80000D+00
Coef. de réduction- beton (tab f-7) PHIBT= .90000D+00
Rigidité efficace totale en flexion...EIFZ [N.mm2]= .61414D+13

Charge critique élastique de flambement NCRFZ [N] .13744D+08
Résistance plastique totale (gmfi=1) NPLF1 NCRFZ= .36154D+07

Elancement réduit BLANDA= .51288D+00
Coef PHI (courbe de flambement C-ENV EC3-1-1)...PHI= .70818D+00
Coef XSI (courbe de flambement C-ENV EC3-1-1)...XSI= .83576D+00
Coef XSIE (coef. de flambement liee à l'excentricite)...XSIE= .31019D-02
Charge admissible en sit. d'incendie (avec excent.; practical approach) NPLFZ1 [N]= .10133D+05
Charge axiale admissible en sit. d'incendie sans excent.... NPLFZ0 [N]= .27302D+07

tempsTIME2 (en min)= 60.00
Charge ultime de la colonne en [kN] corres. sans excentricité...YNPLFZ0= 2730.1762
Charge ultime de la colonne en [kN] corres. avec exc. (with EC4 approach)...YNPLFZ2= 1683.6112
Charge ultime de la colonne cor. avec excent. (with simp. practical method) ...YNPLFZ3 [kN]= .16421D+04

Charge (en [kN])...XNU= 2500.00 :

Résistance au feu de la colonne corres. sans excentricité...RF0= 66.78
Résistance au feu de la colonne corres. avec excentricité (with practical method)...RF1= -22031.19
Résistance au feu de la colonne corres. avec excentricité (with EC4 approach)...RF2= 21.01
Résistance au feu de la colonne corres. avec excentricité (with simplified practical method)...RF3= 17.99

Résistance plastique à la compression par sommation
des différentes capacités constituants NPLF= .42908D+07
Coef. de réduction- semelle (tab f-7) PHIPST= .10000D+01
Coef. de réduction- ame (tab f-7) PHIPWT= .10000D+01
Coef. de réduction- armature (tab f-7) PHIAT= .80000D+00
Coef. de réduction- beton (tab f-7) PHIBT= .10000D+01
Rigidité efficace totale en flexion...EIFZ [N.mm2]= .10782D+14

Charge critique élastique de flambement NCRFZ [N] .24131D+08
Résistance plastique totale (gmfi=1) NPLF1 NCRFZ= .47603D+07

Elancement réduit BLANDA= .44415D+00
Coef PHI (courbe de flambement C-ENV EC3-1-1)...PHI= .65845D+00
Coef XSI (courbe de flambement C-ENV EC3-1-1)...XSI= .87371D+00
Coef XSIE (coef. de flambement liee à l'excentricite)...XSIE= .31496D-02
Charge admissible en sit. d'incendie (avec excent.; practical approach) NPLFZ1 [N]= .13514D+05
Charge axiale admissible en sit. d'incendie sans excent.... NPLFZ0 [N]= .37489D+07

tempsTIME1 (en min)= 30.00
Charge ultime de la colonne en [kN] corres. sans excentricité...XNPLFZ0= 3748.9306
Charge ultime de la colonne en [kN] corres. avec excentricité (with practical method)...XNPLFZ1= 13.5143
Charge ultime de la colonne en [kN] corres. avec excentricité (with EC4 approach)...XNPLFZ2= 2311.8440
Charge ultime de la colonne cor. avec excent. (with simplified practical method) ...XNPLFZ3 [kN]= .22548D+04

1-Contribution des ailes du profilé

Facteur de massivitéAM/V [m-1]= .12381D+02
Température en °C donnée par le tableau G-1...T0T= .68000D+03
Coefficient empirique donnée par le tableau G-1...KT= .95500D+01
Température moyenne des semelles....TFT= .79824D+03
Niveau de contrainte maximale correspondante ...fmaxt= 25.226
Niveau du module d'élasticité coresp....eyt= .19048D+05
Coefficient de sécurité du profilé...GMFP= .10000D+01
Résistance plastique des deux ailes exposées au feu..., NPLPSF en [N]= .26487D+06
Rigidité efficace en flexion (axe faible)des deux ailes... EIFPSZ en [N.mm2]= .15000D+13

1-Contribution de l'ame du profilé en acier

Hauteur ht donnée par le tableau G-2 ...[mm]= .77000D+03
Hauteur d'ame à négliger hwfi...[mm]= .30715D+02
Niveau de contrainte maximale FMAXT...[N/mm2]= .18112D+03
Résistance plastique de l'ame en compres. axiale sous incendie.,NPLPWF [N]= .45927D+06
Rigidité efficace en flexion de l'ame., EIFPWZ [N.mm2]= .44375D+10

1-Contribution des barres d'armatures

Facteur de réduction de la limite d'élasticité tab G-5 kyt= .97600D+00
Coefficient de sécurité des armatures...GMFA= .10000D+01
Résistance plastique à la compression des armatures ..NPLAF [N]= .13801D+07
Facteur de réduction du module d'élast de calcul ket (tab G-6) .68900D+00
moment d'inertie des barres par rapport à l'axe médian du profilé IAZ [mm4] = .28280D+08
Valeur de calcul de la rigidité réduite en flexion des armatures EIFAZ [N.mm2]= .40918D+13

1-Contribution du béton

Couche externe du béton négligée dans le calcul, tab.G-3...BCFI .15000D+02
Coefficient de sécurité du béton....GMFB= .13000D+01
Température moyenne de calcul dans le béton (tab G-4).TEMPT= .32815D+03
Résistance maximale (réduite) correspondante XKCBT= .82185D+00
déformation ultime corres ECUT= .78444D-02
Module sécant du béton ESECT .31431D+04
Résistance plastique du béton à la compression..NPLBF [N]= .11625D+07
Rigidité efficace du béton en flexion EIFBZ [N.mm2]= .13803D+13

Résistance plastique à la compression par sommation
des différentes capacités constituants NPLF= .32667D+07
Coef. de réduction- semelle (tab f-7) PHIPST= .90000D+00
Coef. de réduction- ame (tab f-7) PHIPWT= .10000D+01
Coef. de réduction- armature (tab f-7) PHIAT= .80000D+00
Coef. de réduction- beton (tab f-7) PHIBT= .90000D+00
Rigidité efficace totale en flexion...EIFZ [N.mm2]= .61414D+13

Charge critique élastique de flambement NCRFZ [N] .13744D+08
Résistance plastique totale (gmfi=1) NPLF1 NCRFZ= .36154D+07

Elancement réduit BLANDA= .51288D+00
Coef PHI (courbe de flambement C-ENV EC3-1-1)...PHI= .70818D+00
Coef XSI (courbe de flambement C-ENV EC3-1-1)...XSI= .83576D+00
Coef XSIE (coef. de flambement liée à l'excentricité)...XSIE= .31019D-02
Charge admissible en sit. d'incendie (avec excent.; practical approach) NPLFZ1 [N]= .10133D+05
Charge axiale admissible en sit. d'incendie sans excent.... NPLFZ0 [N]= .27302D+07

```

temps .....TIME2 (en min)= 60.00
Charge ultime de la colonne en [kN] corres. sans excentricité...YNPLFZ0= 2730.1762
Charge ultime de la colonne en [kN] corres. avec excentricité (with EC4 approach)...YNPLFZ2= 1683.6112
Charge ultime de la colonne cor. avec excent. (with simplified practical method) ...YNPLFZ3 [kN]=
.16421D+04

*****
Charge (en [kN])...XNU= 2500.00 :

Resistance au feu de la colonne corres. sans excentricité...RF0= 66.78
Resistance au feu de la colonne corres. avec excentricité (with EC4 approach)...RF2= 21.01
Resistance au feu de la colonne corres. avec excentricité (with simplified practical methodh)...RF3= 17.99
*****

```

NB : Comparaison des résultats

R_f (h) = 60 min		
<i>N_{fi,Rd,z}</i>	Calcul manuel	Programme: P213FB_version septembre 2014
	1665.8 kN	1683.6 kN

P=2500 kN		
R_f (min)	Calcul manuel	Programme: P213FB_version septembre 2014
	19.78	21.01

Notons que la différence entre les résultats donnés par la méthode manuelle et par ceux issus du programme est due principalement à la valeur de l'incrément de charge (ΔP) utilisée dans le schéma itératif du calcul de la résistance ultime de la colonne P_{Rnde} . Dans le calcul manuel, ΔP est pris égal à 50 kN par contre dans le programme, l'incrément est pris égal à 1.0 kN pour des raisons d'une meilleure convergence de la détermination des courbes d'interaction de stabilité de la colonne que nous verrons au chapitre qui suit ; autrement, les résultats sont vraiment identiques (voir [28])

4-8 Analyse paramétrique

L'optimisation d'une colonne impliquant plusieurs paramètres (profilé, nuance de l'acier, classe de résistance du béton, quantité d'armatures, élancement, chargement, enrobage...) nécessite plusieurs calculs successifs. C'est pourquoi une codification de la méthode s'avère indispensable. La procédure est donc traduite en langage d'ordinateur Fortran 90 dont le compilateur est Compact Visual Fortran. Rappelons que le programme est écrit pour résoudre l'une des situations suivantes 1) calculer la capacité portante des colonnes mixtes acier-béton partiellement enrobées en fonction d'une résistance au feu donnée 2) estimer la résistance au feu de la colonne pour une charge appliquée donnée.

Nous montrons ici l'influence des principaux paramètres sur la résistance au feu de la colonne de l'exemple précédent. Les différents paramètres étudiés sont: le taux de chargement η , l'élancement λ , l'enrobage des barres d'armatures u et l'excentricité de charge e .

4-8-1 Effet du taux de chargement, η

Afin d'examiner l'influence du taux de chargement, on fait varier le facteur de charge $\eta = \frac{N_{app}}{N_d}$ où N_{app} est la charge axiale P directement appliquée sur la colonne et N_d est la charge de calcul à froid pour la colonne étudiée obtenue soit à $t = 0$; La valeur de N_d calculée étant estimée à 5873.9 kN. Les résultats obtenus sont illustrés sur la figure 4-28 en comparaison au cas où l'excentricité est nulle. Nous remarquons une diminution linéaire de la résistance au feu au fur et à mesure que le taux de chargement η augmente. A $\eta \geq 0.8$, la résistance au feu de la colonne est nulle.

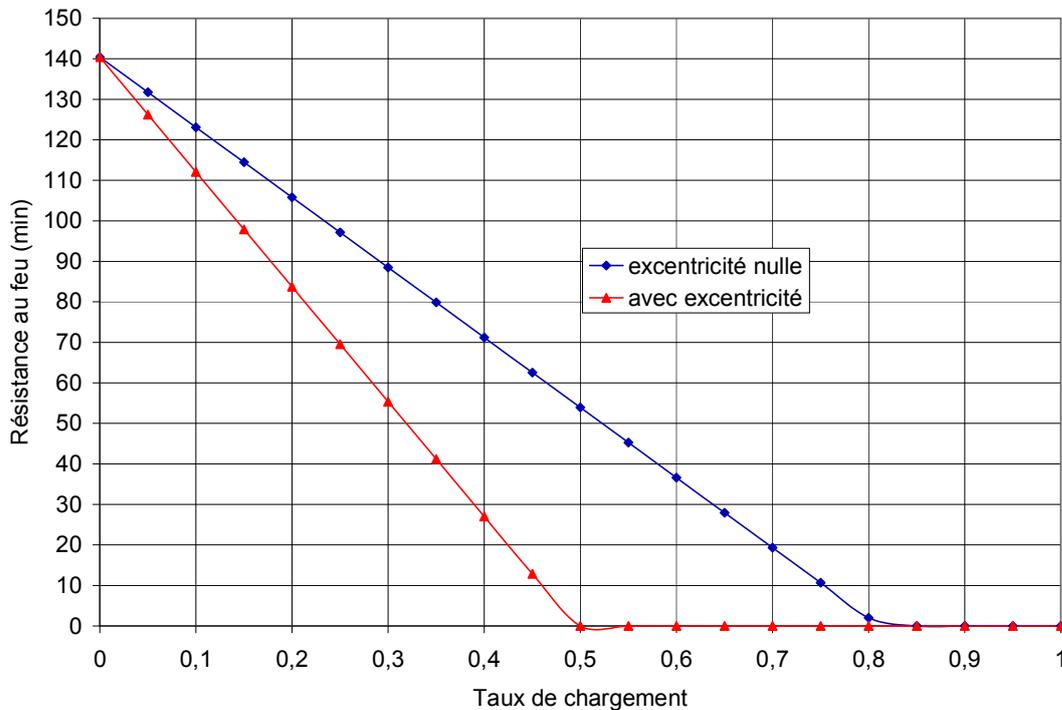


Fig. 4-4 Effet du taux de chargement η sur la résistance au feu

4-8-2 Effet de l'élancement, λ

Les résultats sont illustrés sur la figure 4-29 pour une charge axiale appliquée de compression $P = 2110.0$ kN soit de l'ordre de la valeur de calcul de l'effort normal en situation d'incendie $N_{Sd,fi}$. Les valeurs des élancements sont choisies varier de $\lambda = 10$ pour des colonnes très courtes à $\lambda = 80$ pour des colonnes très longues. On remarque une décroissance quasi-linéaire de la résistance au feu avec l'augmentation de l'élancement de la colonne. A titre de comparaison, la colonne étudiée présente une résistance au feu de 38.59 min pour un élancement de valeur égale à 24.25.

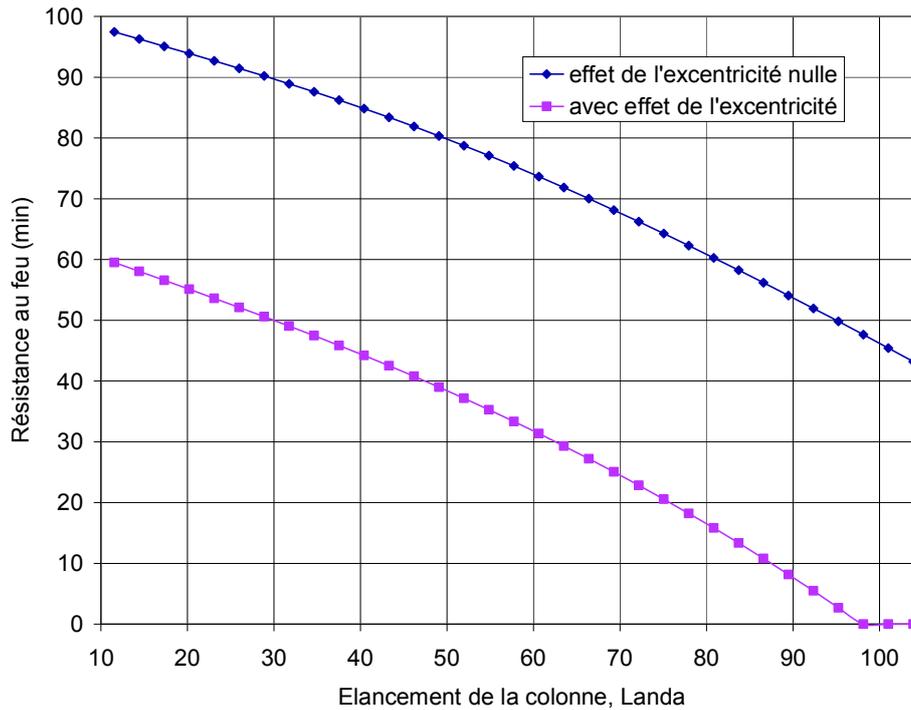


Fig. 4-29 Effet de l'élancement λ de la colonne sur la résistance au feu

4-8-3 Effet de l'enrobage des barres d'armatures, u

A la figure 4-30, on montre l'effet de l'enrobage des barres d'armatures $u = \sqrt{u_1 u_2}$ en considérant une charge axiale de compression $P = 2110$ kN. Le choix de la valeur minimale de $u = 30$ mm est dicté par la distance de la barre d'armature ($\Phi=30$ mm) à la semelle du profilé métallique ($e_f = 17,5$ mm). Les résultats mettent nettement en relief l'effet favorable de la plage des valeurs optimales suggérées par l'EC4 à l'exception entre 40 et 60 mm.

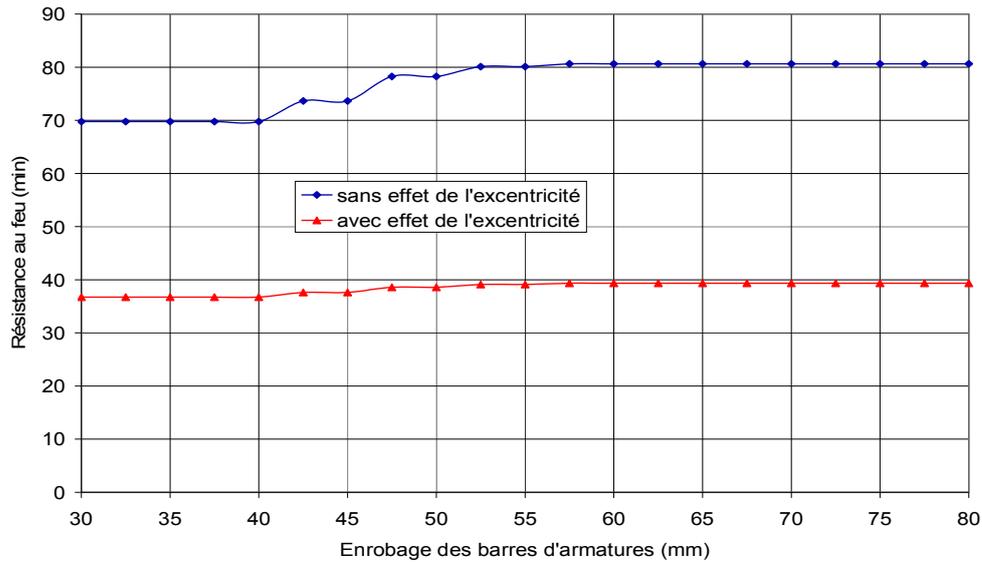


Fig. 4-30 Effet de l'enrobage (u) des barres d'armatures sur la résistance au feu

4-8-4 Effet de l'excentricité de charge, e

A la figure 4-31, on représente la variation de la résistance au feu de la colonne en fonction de l'excentricité de charge. Les excentricités e de la charge appliquée de compression $P=2110$ kN sont choisies varier entre 0% et 50 % de la demi-largeur de la section (ici $e_{\max} = 75$ mm). L'excentricité étant par hypothèse ne doit pas dépasser le quart de la section dans la direction du plan de flambement considéré. Nous remarquons que la résistance au feu décroît au fur et à mesure que l'excentricité augmente où pour $\delta=50$ mm, la résistance au feu affiche une valeur de 38.6 min soit 50% de moins lorsque l'excentricité n'est pas prise en compte (ici $R_f = 78.26$ min).

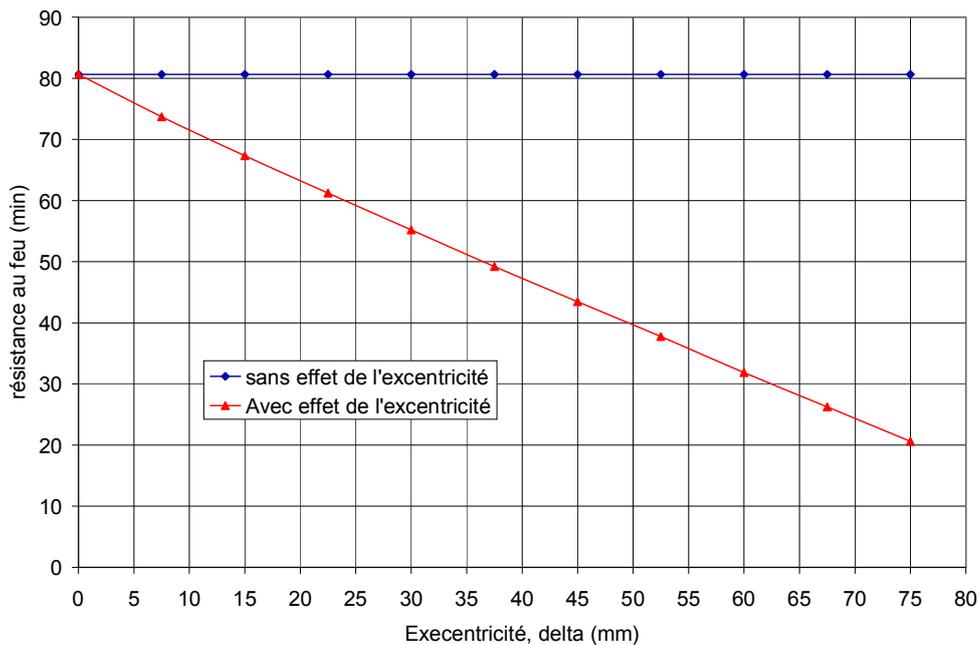


Fig. 4-31 Effet de l'excentricité sur la résistance au feu

CHAPITRE 5

FORMULATION SIMPLIFIEE POUR LA DETERMINATION AU FEU DE LA RESISTANCE ULTIME DES COLONNES MIXTES PARTIELLEMENT ENROBEES EXCENTRIQUEMENT CHARGES

5-1 Généralités

Comme nous venons de le voir au chapitre précédent, la méthode préconisée par l'EC4 à l'article 7 de l'annexe G peut s'avérer longue et fastidieuse pour le praticien désirant de déterminer en compression excentrée la résistance ultime au feu des colonnes mixtes acier-béton partiellement enrobées. La difficulté étant double qui consiste à la fois d'une part de déterminer la courbe d'interaction entre l'effort normal et le moment fléchissant résistant de la section transversale en fonction de la position variable de l'axe neutre. D'autre part, il faut évaluer la résistance ultime de la colonne qui fait appel nécessairement à un processus itératif dont le nombre d'itérations très nombreuses dépend des valeurs ainsi admises du pas de charge (ΔP) et de la norme de convergence ($\bar{\Delta}$).

La valeur de calcul de la résistance ultime au feu, en compression excentrée, est donnée par la formule (2-22) que nous réécrivons sous la forme suivante:

$$N_{f_i,Rd,e} = N_{f_i,Rd,0} \eta(\chi) \quad (5-1)$$

où $\eta(\chi)$ étant un coefficient d'amplification non linéaire défini par la relation :

$$\eta(\chi) = \frac{N_{Rde}(\chi)}{N_{Rd}(\chi)} \quad (5-2)$$

avec :

- $N_{f_i,Rd,0} = N_{f_i,Rd}(t)$: valeur de calcul de la résistance pour un temps d'exposition au feu (t), en compression axiale ($e=0$) donnée par la relation (2-17) dont la méthode de calcul est décrite dans le chapitre 3 [28,32].
- $N_{Rd,e}$: valeur de calcul à froid (ou à température ambiante ou ordinaire), de la charge de flambement dans le cas d'une charge de compression excentrée de valeur "e".
- N_{Rd} (équ. 3-15): valeur de calcul à froid de la charge axiale de flambement ($e=0$).
- χ (équ. 3-14) : coefficient de réduction de flambement qui dépend de l'éclatement de la colonne ($\bar{\lambda}$: équ. 3-13 pour $\square=20^\circ\text{C}$).

Par suite, en vue de mettre au point une méthode de calcul simple pour l'évaluation la résistance au feu des colonnes mixtes partiellement enrobées, il est souhaitable de partir d'une méthode de calcul simplifiée existant à température ordinaire.

5-2 Formulations existant à température ordinaire

Nous allons présenter dans cette section diverses méthodes de calcul des colonnes en béton à température ordinaire ou ambiante, et exposer les raisons pour lesquelles elles sont ou ne sont pas applicables à notre problème.

5-2-1 Méthode générale

La méthode dite générale s'énonce comme suit :

" Le calcul des éléments comprimés peut être effectué sur la base d'une analyse rationnelle du comportement de l'ouvrage, tenant compte de l'influence des charges et des effets du second ordre provoqués par les déformations. Ces dernières sont évaluées compte tenu de la fissuration, de l'influence de l'armature sur la rigidité de la pièce et du fluage correspondant aux charges d'utilisation. La capacité portante étant strictement liée à la relation charge-déformation, il est indispensable de fonder le calcul sur une représentation correcte des diagrammes contraintes-déformations du béton et de l'acier".

Cette méthode générale est reprise dans les documents du CEB [13,14] et dans l'Eurocode 2 [12]. Elle a donné naissance aux méthodes dites de la colonne modèle [15].

La prévision du comportement d'un élément comprimé élancé en béton est très complexe en raison de l'existence de "non-linéarités", à savoir :

- des "non-linéarités" géométriques qui résultent de l'influence des déplacements transversaux sur la valeur des moments de flexion qu'on appelle les " effets de second ordre";
- des non-linéarités matérielles, qui résultent du diagramme contrainte-déformation non linéaire et de la fissuration du béton, ce qui entraîne une relation "moment courbure" non linéaire.

Les conditions d'équilibre et de compatibilité doivent être idéalement remplies dans chaque section de la colonne. En d'autres termes :

- dans chaque section, les efforts extérieurs doivent être en équilibre avec les efforts internes ;
- dans chaque section, la courbure due aux déformations internes doit être égale à la courbure de la déformée.

En raison de la non continuité des relations "contraintes-déformations", il n'est pas possible de trouver une expression mathématique pour la deuxième condition. L'ampleur des calculs qu'exige la méthode dite générale requiert l'utilisation d'un ordinateur ou de tables ou abaques eux-mêmes établis par ordinateur [16,17].

La méthode générale ne peut pas donc servir de base pour une méthode de calcul simple pour l'évaluation de la résistance au feu des colonnes en béton.

5-2-2 Méthode pratique basée sur l'état d'équilibre

Il est possible de simplifier quelque peu la méthode générale en vérifiant que, sous la combinaison la plus défavorable des actions, compte tenu des déformations correspondantes, un état d'équilibre est possible entre les forces extérieures et le système interne de contraintes. Cette méthode ne conduit pas à la solution optimum (l'état d'équilibre trouvé n'est pas nécessairement l'état limite ultime).

Dans cette méthode, il faut se donner un diagramme de déformation et vérifier les relations suivantes :

$$\bar{N} \geq N_{ed} \quad \text{et} \quad \bar{e} \geq e \quad (5-3)$$

où \bar{N} est la résultante des contraintes normales ; N_{ed} est l'effort normal extérieur résultant de la combinaison la plus défavorable des actions ; \bar{e} est l'excentricité de \bar{N} ; e est la somme additionnelle due aux imperfections et de l'excentricité du second ordre.

Le calcul des efforts internes et de leur excentricité n'est pas toujours évident. Cette méthode n'est donc pas suffisamment simple pour être utilisée comme point de départ d'une méthode de calcul pour la détermination de la résistance au feu d'une colonne en béton.

5-2-3 Méthode de calcul approchée

Suivant cette méthode, une colonne élancée peut être calculée comme une colonne courte soumise à N_{sd} et un moment total $M_{sdt} = M_{sd} + M_2$, M_{sd} étant le moment du premier ordre. M_2 est le moment complémentaire qui peut être évalué à partir de la formule :

$$M_2 = \frac{N_{sd} K l^2}{10} \quad (5-4)$$

Le facteur K est une courbure fictive de la colonne. Pour le calcul de ce facteur K, il faut déterminer plusieurs facteurs qui dépendent du milieu ambiant et du rapport entre les valeurs caractéristiques des moments dus à l'ensemble des charges.

Une fois connu le moment complémentaire, il faut encore vérifier la section la plus sollicitée par une méthode appropriée. De nouveau, cette méthode est trop lourde pour le problème qui nous intéresse.

5-3 Formulation à froid pour colonnes métalliques comprimées et fléchies

Avant de proposer une méthode applicable aux colonnes mixtes enrobées de béton, il est important d'abord d'évoquer les méthodes qui sont utilisées pour les colonnes métalliques comprimées et fléchies. Plusieurs formules d'interaction sont proposées dans la littérature; parmi celles-ci, nous évoquons d'abord la formule de Campus Massonnet [18,19,20] qui peut être une des plus appropriées pour notre étude qu'il faut, bien sur, ensuite

aménagée pour apporter quelques modifications pour tenir compte de la présence des matériaux béton et acier d'armatures.

5-3-1 Formule de Campus Massonnet

Pour une colonne chargée par un effort normal de compression (N) et un moment fléchissant équivalent (M_{equ}), la formule de Campus Massonnet exprimée relativement à sa charge ultime (N_u) et à son moment ultime (M_u) s'écrit sous la forme suivante :

$$\frac{N}{N_u} + \frac{1}{1 - (N/N_E)(N_u/N_p)} \frac{M_{equ}}{M_u} \leq 1 \quad (5-5)$$

où :

N_E : charge critique d'Euler = $\frac{\pi^2 EI}{L_f^2}$ (L_f : longueur de flambement de la colonne) ;

$M_{equ} = (0,6 + 0,4 M_1/M_2) \cdot M_{max}$ avec M_1 et M_2 sont les moments aux extrémités de la colonne et M_{max} est le maximum de M_1 et M_2 ; N_p : charge (d'écrasement) plastique ; M_u : moment ultime = M_p/K_M avec M_p : moments plastique et K_M : coefficient correcteur qui tient compte de l'extension de la plastification de la section à la ruine. La valeur de K_M est donnée par :

$$\begin{aligned} 0,9 & \quad \text{pour } \bar{\lambda} \leq 1 \\ 0,9 + 0,5(\psi - 0,9)(\bar{\lambda} - 1) & \quad \text{pour } 1 < \bar{\lambda} \leq 3 \\ \psi & \quad \text{pour } \bar{\lambda} > 3 \end{aligned}$$

avec ψ : facteur de forme = Z/W ; Z : module de flexion plastique et $W = I/v$: module de flexion élastique. En tenant compte du fait que [7,24]:

$$\bar{N} = \frac{\sigma_u}{f} = \frac{N_u}{N_p} \quad \text{et} \quad \bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_E} \quad \text{avec} \quad \lambda_E = \pi \sqrt{\frac{E}{f}} \quad \text{où } \bar{N} : \text{force portante réduite, } \bar{\lambda} :$$

élancement réduit, λ : élancement, σ_u : contrainte ultime, f : résistance du matériau envisagé et E : module d'élasticité du matériau, il est possible d'écrire : $N_u = \bar{N} \cdot N_p$; $N_p = fA$ et $N_u/N_E = \bar{N} N_p / N_E = \bar{N} \bar{\lambda}^2$, $\lambda = \ell_f / \sqrt{I/A}$ avec A et I sont la surface et le moment d'inertie de la section de la colonne considérée. La relation (5-5) prend la forme :

$$\frac{N}{\bar{N} N_p} + \frac{1}{1 - \frac{N}{\bar{N} N_p} (\bar{N} \bar{\lambda})^2} \cdot \frac{M_{equ}}{M_p} K_M \leq 1 \quad (5-6)$$

En posant $M_{equ} = N \cdot e_{equ}$, on obtient :

$$\frac{N}{\bar{N} N_p} + \frac{1}{1 - \frac{N}{\bar{N} N_p} (\bar{N} \bar{\lambda})^2} \frac{N e_{equ}}{M_p} K_M \leq 1 \quad (5-7)$$

où encore :

$$\frac{N}{\bar{N} N_p} \left(1 + \frac{1}{1 - \frac{N}{\bar{N} N_p} (\bar{N} \bar{\lambda})^2} \frac{\bar{N} N_p e_{equ}}{M_p} K_M \right) \leq 1 \quad (5-7)$$

Le terme $1 - \frac{N}{\bar{N} N_p} (\bar{N} \bar{\lambda})^2$ est un terme d'amplification qui résulte des non linéarités géométriques.

La démarche suivie consiste à tenter de conserver pour les colonnes mixtes enrobées [23], une formule du même type que les précédentes, applicables aux colonnes métalliques. Il est cependant clair que cette formulation doit subir un certain nombre de modifications. La raison essentielle en est la fissuration du béton. En effet, si la colonne est assez élancée et la charge est excentrée, la colonne fléchit et la fissuration apparaît. A partir de ce moment, le problème devient très compliqué, car la profondeur de la fissuration varie d'une section à l'autre (fig. 5-1a). La rigidité de la colonne varie donc sur toute la hauteur et il devient malaisé d'obtenir dans ce cas une formulation simple. Si, au contraire, la colonne est peu élancée et l'excentricité de la charge est faible, la flexion transversale de la colonne est très peu importante; la résultante des efforts reste dans le noyau central, ce qui n'amène aucune fissuration (fig. 5-1b). La formule (5-7) pourrait éventuellement être applicable à ce dernier cas. Cependant, par rapport aux colonnes métalliques, il faudra s'attendre à ce que le terme d'amplification soit plus important, puisqu'il y a une diminution globale de la raideur de la colonne.

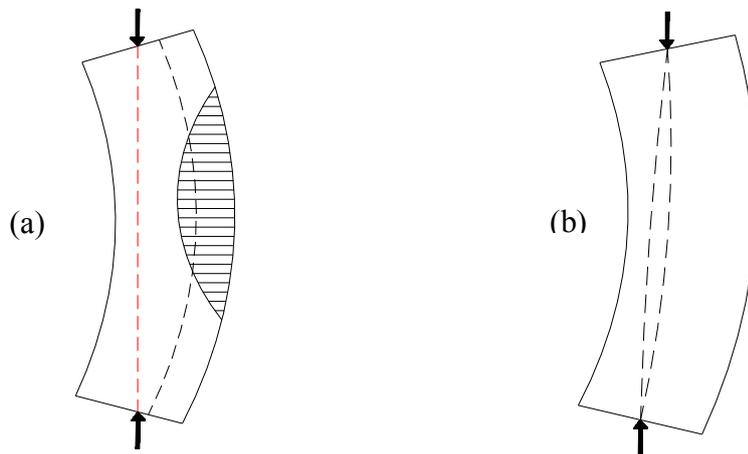


Figure 5-1 Effet de la fissuration du béton

Appliquons donc malgré tout la formule Campus Massonnet aux colonnes mixtes enrobées, en faisant bien entendu un certain nombre d'approximations. Si la colonne est soumise à un effort de compression ayant la même excentricité aux deux extrémités, alors

$M_{egu} = M_{\max} = N \cdot e$; N est l'effort de compression et e étant son excentricité. M_u est admis en outre égal au moment plastique M_p .

En posant $M_p = N_p \cdot e_p$, on a dans le cas du béton : $e_p = \frac{M_p}{N_p} = \frac{A_{c,c} f_c z}{A_c f_c}$ où $A_{c,c}$: section comprimée de béton et vaut $\pm 0,2 A_c$; A_c : section totale du béton ; f_c : résistance du béton ; Z : bras de levier des efforts internes et vaut $\pm 0,9 h$, h : étant la plus petite des dimensions transversales de la colonne. Alors, on peut écrire : $e_p \approx 0,18 h \approx h/6 = h/k_1$.

Dans la formule (5-7), lorsque le premier membre devient égal à 1, on atteint la charge ultime que nous désignons par $N_{Rd,e}$ en référence à la valeur de calcul, qui correspond à la charge de flambement de la colonne comprimée et fléchie avec une excentricité de charge "e". On pose :

$$N_{Rd,e} / N_{pl,Rd} = \chi_e(\bar{\lambda}) \quad (5-8)$$

$\bar{\lambda}$ est l'élançement réduit à température normale de la colonne mixte enrobée, et égal au rapport entre l'élançement λ et l'élançement eulérien λ_E conduisant à la relation suivante par analogie à l'élançement non dimensionnel $\bar{\lambda}_\theta$ en situation d'incendie :

$$\bar{\lambda} = \sqrt{N_{pl,R} / N_{cr}} \quad (5-9)$$

où $N_{pl,R}$, équivalent à N_p dans les colonnes métalliques, représente la charge axiale plastique calculée par la relation (2-6) mais à température normale avec les coefficients de sécurité pris égal à 1. Quant à, la charge critique élastique de flambement N_{cr} , elle est calculée par la relation (2-8) en utilisant la rigidité efficace $(EI)_{eff}$ à température normale ($=20^\circ\text{C}$).

D'autre part, \bar{N} est le rapport entre N_u et N_p pour une colonne métallique comprimée. Dans le cas d'une colonne composite enrobée, $\bar{N} = N_u / N_p$ est représenté par le rapport $N_{Rd}/N_{pl,Rd}$ égal à $\chi_0(\bar{\lambda})$ dont l'indice 0 est en référence à l'excentricité $e = 0$. La force portante réduite \bar{N} est donc égal à $\chi_0(\bar{\lambda})$. Par suite :

$$N_{Rd} = \chi_0(\bar{\lambda}) N_{pl,Rd} \quad (5-10)$$

Le coefficient de réduction $\chi_0(\bar{\lambda})$ peut être déduit de la courbe de flambement c de la section 6.3.1.2 de l'ENV 1993-1-1 [21] ou de la relation (3-14).

Le terme K_M est toujours proche de 1, et à titre d'approximation, il sera pris égal à 1 dans la suite. A la rupture, l'équation (5-7) s'écrit pour les valeurs de calcul:

$$\frac{N_{Rd,e}}{\bar{N} N_{pl,Rd}} \left(1 + \frac{1}{1 - \frac{N_{Rd,e}}{\bar{N} N_{pl,Rd}} (\bar{N} \bar{\lambda})^2} \frac{\bar{N} N_{pl,Rd} e_{equ}}{M_p} K_M \right) = 1 \quad (5-11)$$

En tenant compte des relations précédentes, on peut écrire :

$$\frac{\chi_e(\bar{\lambda})}{\chi_0(\bar{\lambda})} \left(1 + \frac{1}{1 - \chi_e(\bar{\lambda}) \cdot \bar{\lambda}^2 \cdot \chi_0(\bar{\lambda})} \cdot \frac{k_1}{h} \cdot e \cdot \chi_0(\bar{\lambda}) \right) = 1 \quad (5-12)$$

ce qui peut encore s'écrire :

$$\chi_e = \frac{\chi_0(\bar{\lambda})}{1 + \frac{k_1 \cdot e}{h \left(\frac{1}{\chi_0(\bar{\lambda})} - \chi_e \cdot \bar{\lambda}^2 \right)}} \quad (5-13)$$

Dans cette équation, $\chi_e(\bar{\lambda})$ se trouve dans les 2 membres. Il est donc nécessaire de procéder par approximations successives pour déterminer la valeur de ce facteur qui rend encore le problème plus compliqué. C'est pourquoi, une fois de plus, la formule de Campus Massonnet ne sera pas retenue pour le problème que nous recherchons.

5-3-2 Stabilité des éléments métalliques en flexion composée

Les éléments structuraux sont pour la plupart soumis à des efforts combinés de flexion et de compression. Lorsque la flexion prédomine et que la charge axiale est négligeable, il s'agit d'un élément de poutres en flexion pure. Par contre, lorsque la flexion est négligeable et que l'élément est principalement sollicité en compression, on admet qu'il s'agit d'éléments en compression pure.

5-3-2-1 Comportement des poteaux-poutres

Il existe entre les deux cas extrêmes de flexion pure et de compression pure, toute une gamme de combinaisons possibles d'efforts de flexion et de compression qu'on convient d'appeler les éléments devant résister à de tels efforts "poteaux-poutres". L'étude du comportement des poteaux-poutres est complexe. Ces éléments possèdent en effet toutes les caractéristiques des poutres et des poteaux et subissent en plus divers effets secondaires résultant de la combinaison des charges.

Les poteaux-poutres possèdent donc plusieurs modes de mise hors service dont les principaux sont le voilement local des parois minces, la plastification de la section au point de sollicitation maximum et l'instabilité globale de l'élément. Ce dernier type de mise hors service englobe toutes les possibilités de ruptures par flambement, propres aux éléments soumis à la compression pure, et de ruptures par déversement, particulières aux poutres. Comme on a vu à la section 2-4-3-2, il existe une solution très simple du voilement local des parois minces pour les poteaux-poutres. Après avoir écarté cette possibilité de mise hors service, il ne reste plus qu'à vérifier, dans un premier temps, la résistance de la section au point de retenue où la pièce est généralement la plus sollicitée par les charges et, dans un deuxième temps, la stabilité globale de l'élément.

Il est possible d'évaluer le comportement des poteaux-poutres de façon quasi exacte mais les calculs qu'un tel exercice implique sont cependant trop longs et trop complexe pour être pratiques. Nous verrons plus loin comment réussir à simplifier le problème pour en arriver à une méthode de calcul empirique d'application relativement simple.

5-3-2-2 Résistance des sections aux efforts combinés de flexion et de compression

Le segment de poteau représenté sur la figure 5-2a est soumis à un effort de compression (C) constant et à un moment fléchissant (M) croissant. Les diagrammes de déformations unitaires (ϵ) et de contraintes (σ), pour de faibles valeurs du moment fléchissant, sont montrés sur la figure 5-2b. A cause de la présence de la charge de compression, l'axe neutre de la section fléchie est déplacé du côté des fibres tendues sur une distance y_0 mesurée à partir du centre de gravité de la section.

Le moment fléchissant augmentant, la contrainte dans les fibres extrêmes en compression atteint éventuellement la limite élastique F_y (fig. 5-2d) jusqu'à ce que toutes les fibres, sauf celles dans la région immédiate de l'axe neutre, aient atteint la limite élastique. La distribution idéalisée des contraintes correspondant à la plastification totale est représentée sur la figure 5-2e. Il est à noter que qu'entre temps, l'axe neutre s'est légèrement déplacé vers le centre de gravité de la section puisque, suite à l'apparition de la plastification, la distribution des contraintes n'est plus linéaire.

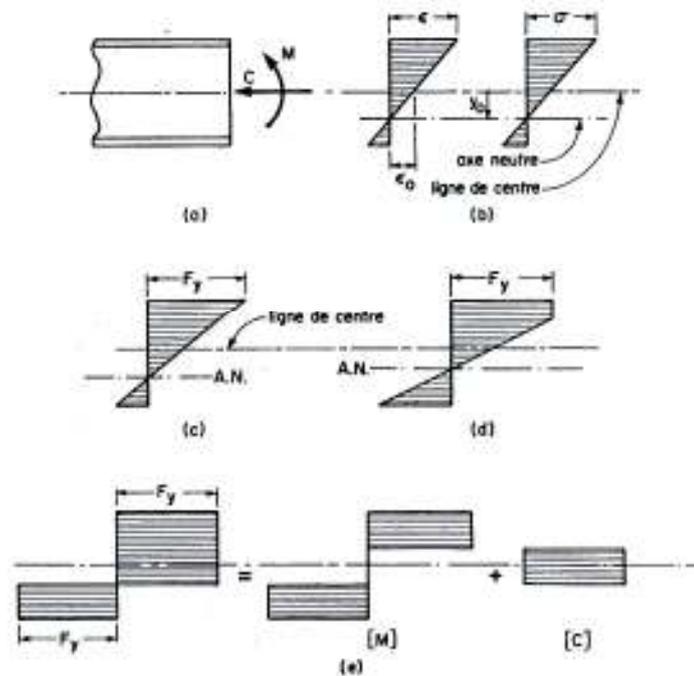


Figure 5-2 Distribution des contraintes sur la section

Il est possible de décomposer le diagramme des contraintes, correspondant à la plastification totale de la section, en deux portions correspondant respectivement au moment fléchissant et à la charge de compression, tel que montré sur la figure 5-2e. On voit qu'une augmentation de la charge de compression a un effet direct sur la capacité de la section à résister à la flexion puisque, si une portion plus grande du diagramme des contraintes est attribuée à la charge de compression, cela réduit d'autant la portion disponible pour résister au moment fléchissant.

En l'absence de la charge de compression, la résistance ultime en flexion est égale au moment plastique (M_p) pour les sections de classes 1 et 2. On peut calculer la résistance ultime réduite (M_{uc}), pour en tenir compte de la charge de compression, à partir de considérations d'équilibre sur des diagrammes comme celui de figure 5-2e.

La figure 5-3 montre quelques courbes d'interaction obtenues pour la flexion par rapport aux axes principaux x-x et y-y de sections en I. Les courbes en traits continus représentent sous forme adimensionnelle quelques résultats théoriques expérimentalement vérifiés [22] ; les courbes en traits discontinus représentent des approximations pour le calcul.

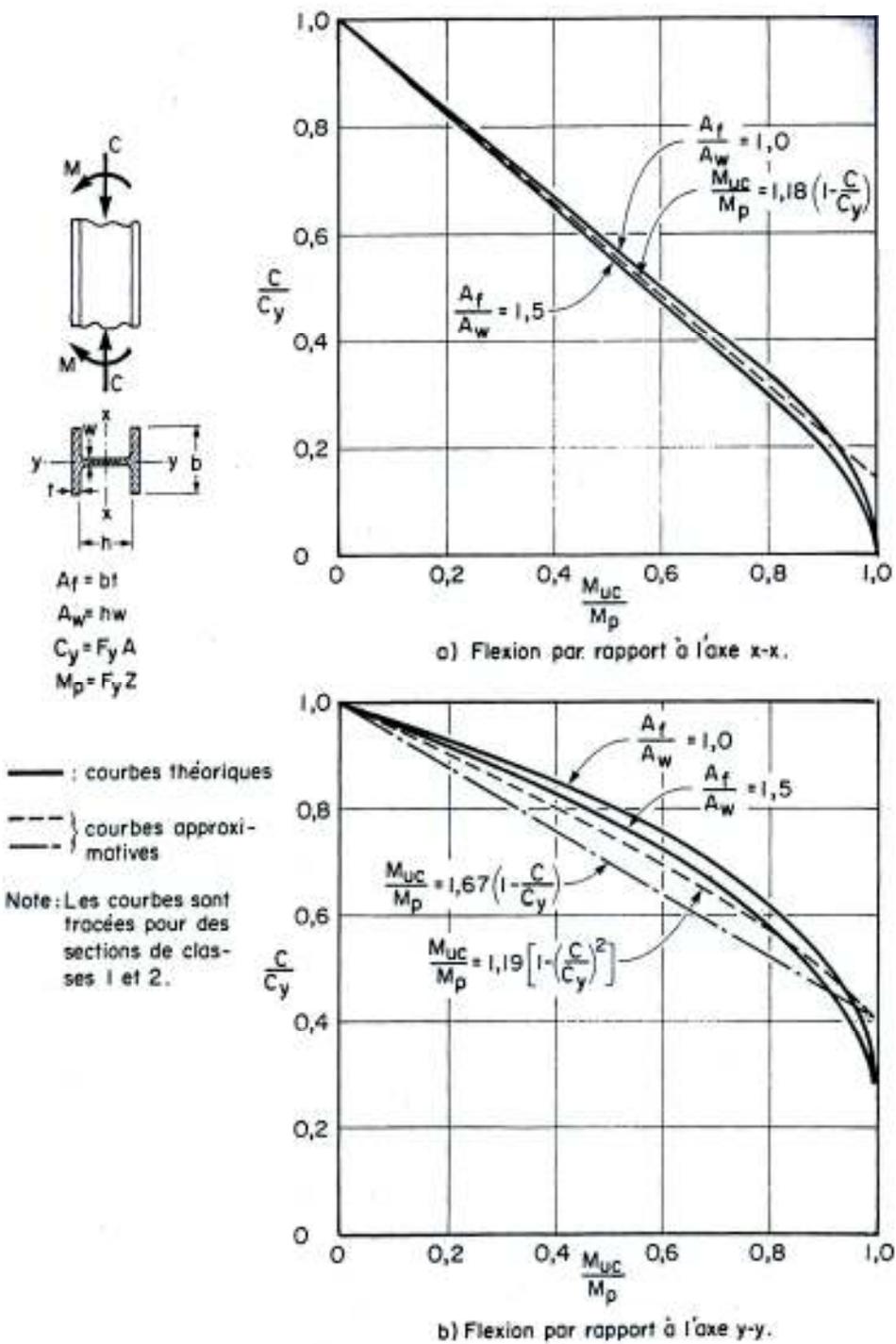


Figure 5-3 Courbes d'interaction pour la flexion composée (mise hors service par plastification)

La mise hors service par plastification de la section gouverne le dimensionnement d'une pièce lorsqu'elle se produit avant la mise hors service par instabilité. Lorsqu'une pièce flambe ou déverse, la résistance de la section se trouve réduite puisqu'à la plastification correspond la résistance maximale. La mise hors service par plastification totale de la section risque donc de se produire dans les pièces trapues ou encore aux points de retenue des pièces où le déversement et le flambement ne peuvent se produire et où les efforts sont maximums.

A titre d'exemple, on peut considérer que la pièce montrée sur la figure 5-4 a de fortes chances de se plastifier dans sa partie supérieure où elle est retenue latéralement et où les conditions de chargement sont les plus critiques. La pièce de longueur L est sollicitée par une charge axiale constante et par un moment fléchissant (M_0) croissant jusqu'à la plastification. Le comportement de la pièce est représenté sur la figure 5-4 sous la forme d'une courbe moment-rotation ($M-\theta$).

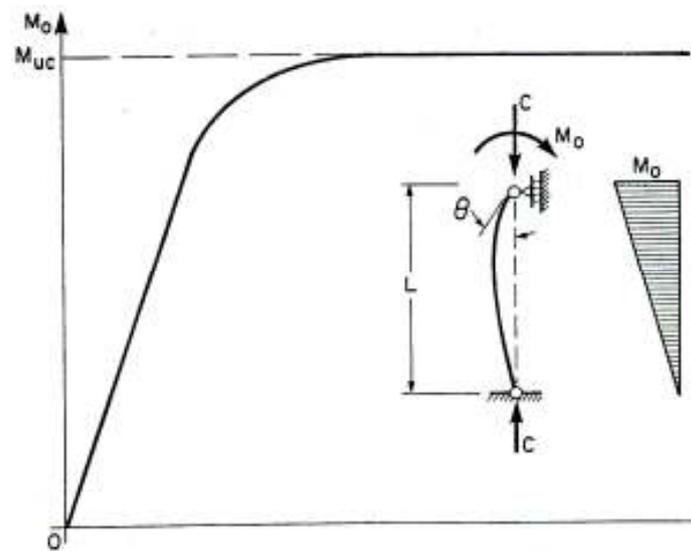


Figure 5-4 Courbe moment-rotation (mise hors service par plastification de la section)

5-3-2-3 Relation moment-courbure

Considérons une pièce soumise à une charge axiale C et à un moment fléchissant M , tel que montré sur la figure 5-5. Par analogie à la flexion pure [16], il est possible de calculer la relation moment-courbure ($M-\alpha$) de la section pour différentes valeurs de la charge C [15,17]. La relation moment-courbure est fonction de l'intensité des efforts C et M , des dimensions de la section et de la courbe contrainte-déformation du matériau. Les courbes montrées sur figure 5-5 sous forme adimensionnelle sont spécifiques aux sections I de classes 1 et 2, fléchies par rapport à l'axe fort.

La méthode utilisée pour dériver ces courbes est assez simple. C'est la même méthode utilisée pour les poutres avec la seule différence qu'ici, il faut tenir compte de la charge de compression. Chaque point de la courbe est obtenu de la façon suivante: on suppose initialement une distribution quelconque des déformations unitaires (ϵ). Une telle distribution, comme le montre la figure 5-5, a comme principales caractéristiques une courbure α et une déformation unitaire ϵ_0 au centre de gravité de la section. On obtient ensuite les contraintes

correspondantes à partir de la relation contrainte-déformation du matériau en ne tenant pas compte de l'écroutissage. Les efforts C et M résultants sont finalement calculés à partir de considérations d'équilibre sur le diagramme des contraintes ainsi obtenu.

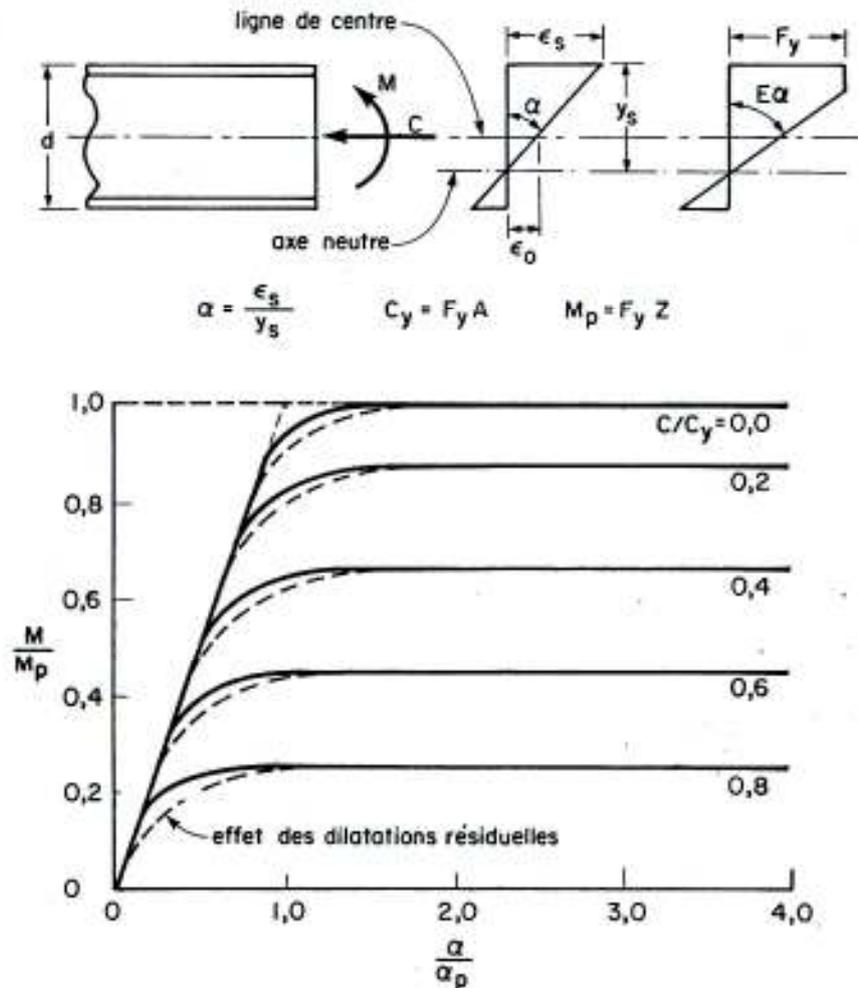


Figure 5-5 Relation moment-courbure pour une pièce travaillant en flexion composée [22]

5-3-2-4 Stabilité des pièces soumises à des efforts combinés de flexion et de compression

C'est le plus souvent par instabilité que les pièces soumises à des efforts combinés de flexion et de compression atteignent leur résistance limite. Le problème est très complexe en raison du nombre appréciable de paramètres impliqués et des nombreuses interactions qui existent entre ceux-ci.

A- Modèle pour l'étude de la stabilité

La pièce montrée sur la figure 5-6 est sollicitée à ses extrémités par une charge de compression (C) et par deux moments fléchissants (M_0) égaux et opposés. Un tel chargement produit dans la membrure des moments fléchissants primaires (M_0) et secondaires (C_v). Le moment fléchissant primaire est constant sur toute la longueur de la pièce, comme le montre la figure 5-6. Le moment secondaire (ou du deuxième ordre) est variable et résulte de l'action

de charge de compression (C) sur la déformée propre de la pièce (v). Supposons que la pièce est retenue de façon à éliminer toute possibilité de déversement.

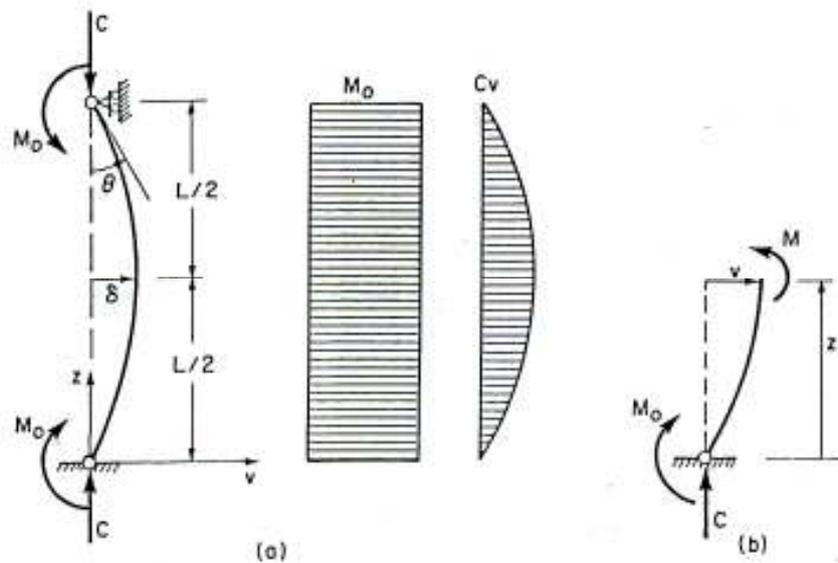


Figure 5-6 Modèle pour l'étude de la stabilité

L'équation du moment fléchissant est obtenue de façon simple en faisant l'équilibre sur le diagramme de corps libre de la figure 5-6b.

$$M = M_0 + Cv \quad (5-14)$$

A cause de la symétrie du chargement, on sait, pour ce cas particulier, que le moment maximum se produit à mi-hauteur de la pièce, c'est-à-dire là où la déformée est maximale ($v_{\max} = \delta$). Ce que l'on ne connaît pas a priori c'est la valeur réelle de la déformée, et donc de δ , lorsqu'on tient compte de tous les effets pouvant en influencer l'intensité. En cherchant à évaluer la résistance ultime de la pièce, on peut se demander quelle est la valeur du moment M_0 qui, pour une charge de compression donnée, cause la mise hors service de la pièce.

B- Courbes d'interaction de stabilité de la pièce

Une méthode numérique relativement exacte a été développée spécifiquement pour répondre à cette question [22,17]. Il s'agit d'une méthode itérative que l'on va décrire dans ses grandes lignes en se référant aux figures 5-5, 5-6 et 5-7. La méthode comprend les étapes suivantes :

1. Choisir un rapport d'élanement $K_x L / r_x$ et une charge de compression C .
2. Considérer au départ une faible valeur de (M_0).
3. Supposer pour la membrure déformée (v) compatible avec le chargement.
4. Faire la somme des moments primaires (M_0) et secondaires (Cv) à un nombre de points équidistants sur la longueur de la pièce.
5. Obtenir d'un diagramme moment-courbure approprié les valeurs correspondantes des courbures (fig. 5-5).

6. Intégrer numériquement les courbures ainsi évaluées pour obtenir une nouvelle déformée.
7. Se servant de ce résultat, répéter les étapes 4,5 et 6 et comparer la troisième déformée avec la deuxième. Recommencer jusqu'à ce qu'il ait convergence pour obtenir la véritable déformée pour les valeurs de C et M_0 choisies.
8. Calculer ensuite la rotation θ correspondant à M_0 à l'extrémité de la membrure.
9. Répéter les étapes 2 à 8 pour des valeurs croissantes de M_0 mais pour les memes valeurs de $K_x L / r_x$ et de C.
10. A partir de ces résultats, tracer point par point la courbe $M_0 - \theta$ montrée sur la figure 5-7 en trait continu.

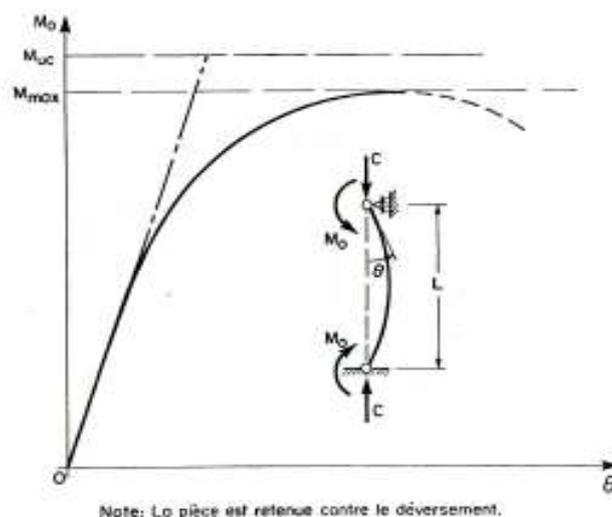


Figure 5- 7 Courbe moment-rotation (mise hors service par instabilité d'ensemble de la pièce)

On note sur la figure 5-7 qu'au début du chargement, le comportement est élastique et linéaire. Lorsque la plastification apparait et se propage graduellement à l'intérieur de la pièce sous l'accroissement régulier des efforts de flexion, la courbure (fig. 5-5) et, par conséquent, la déformée (v) et la rotation (θ), augmentent de plus en plus rapidement. Le moment secondaire (Cv) occupe alors une portion de plus en plus grande de la résistance en flexion de la section, comme l'indique l'équation suivante, tirée de l'équation 5-14.

$$M_0 = M - Cv \quad (5-15)$$

Eventuellement, la membrure devient incapable de supporter les accroissements de charge lorsque le taux de variation des moments du deuxième ordre égale puis excède le taux de variation du moment résistant.

En répétant la méthode de calcul en 10 étapes décrite précédemment, pour d'autres valeurs de charge de compression, on obtient, à partir des courbes $M - \theta$ résultantes, une série de combinaisons critiques des charges C et M_0 . En portant ces valeurs en graphique, on parvient ainsi à tracer ce que nous appelons une courbe de stabilité de la pièce. Si on reprend ces calculs pour des valeurs différentes du rapport d'élanement, on obtient une série de courbes comme celles présentées sur la figure 5-8.

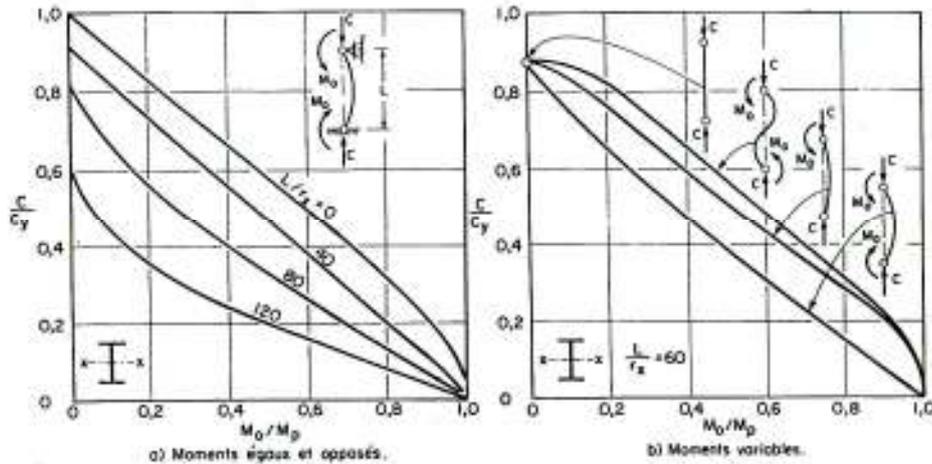


Figure 5- 8 Courbe d'interaction de la pièce (mise hors service par instabilité)

Chaque courbe définit donc la relation limite qui existe entre la charge de compression (C) et le moment appliqué M_0 pour un rapport d'élanement $K_x L / r_x$ donnée. Les valeurs en abscisse et en ordonnée sont exprimées sous forme de rapports adimensionnels M_0 / M_p et C / C_y respectivement. Le rayon de giration est r_x , puisque la flexion se fait par rapport à l'axe fort de la section en I. Le coefficient de longueur effective K est égal à 1, puisque les extrémités de la membrure sont rotulées. On remarque sur la figure 5-8 que lorsque $C = 0$, la pièce se comporte comme une poutre pouvant développer le moment plastique (M_p). Par ailleurs, lorsque $M_0 = 0$, la membrure se comporte comme une pièce en compression pure dont la résistance est fonction du rapport d'élanement L / r_x pour le flambement par rapport à l'axe fort.

La figure montre clairement que les pièces trapues sont plus résistantes que les pièces élancées. Jusqu'à $L / r_x \leq 60$, les courbes d'interaction sont pratiquement des droites. Pour des valeurs d'élanement supérieures, l'influence défavorable des effets du deuxième ordre se fait beaucoup plus sentir. On verra à la section suivante comment les résultats de cette étude qui revêt un intérêt purement académique en raison de sa complexité, peuvent être utilisés de façon pratique.

C- Equation d'interaction simplifiée pour la stabilité

On a vu à la section précédente que le calcul de la résistance ultime à froid des poteaux-poutres requiert une quantité de travail beaucoup trop considérable pour le praticien. On va démontrer qu'il est possible de contourner assez facilement cette difficulté en prenant comme point de départ les résultats présentés à la figure 5-8a. C'est cette idée qui sera retenue pour le problème qui nous intéresse. Elle sera extrapolée aux colonnes acier-béton partiellement enrobées en apportant quelques aménagements tenant compte de la présence du béton et des aciers d'armatures.

Si on fait passer une droite par les points extrêmes de chacune des courbes de cette figure, on obtient l'équation d'interaction la plus simple qui soit (fig. 5-9) :

$$\frac{C}{C_{cr}} + \frac{M_0}{M_p} = 1,0 \quad (5-16)$$

Dans cette équation, C_{cr} représente la charge de flambement de la pièce travaillant en compression pure, calculée en utilisant le rapport d'élancement $K_x L / r_x$. Admettons que la pièce ne peut pas flamber par rapport à l'axe faible. Il convient de noter, lorsque le rapport M_0/M_p est égal à 0, le rapport C/C_{cr} est égal à 1.0 mais le rapport C/C_y est inférieur à 1.0 (fig. 5-9). En effet, C_{cr} est inférieur à C_y puisque C_y représente la capacité maximale du poteau en compression pure, correspondant à la plastification totale de la section.

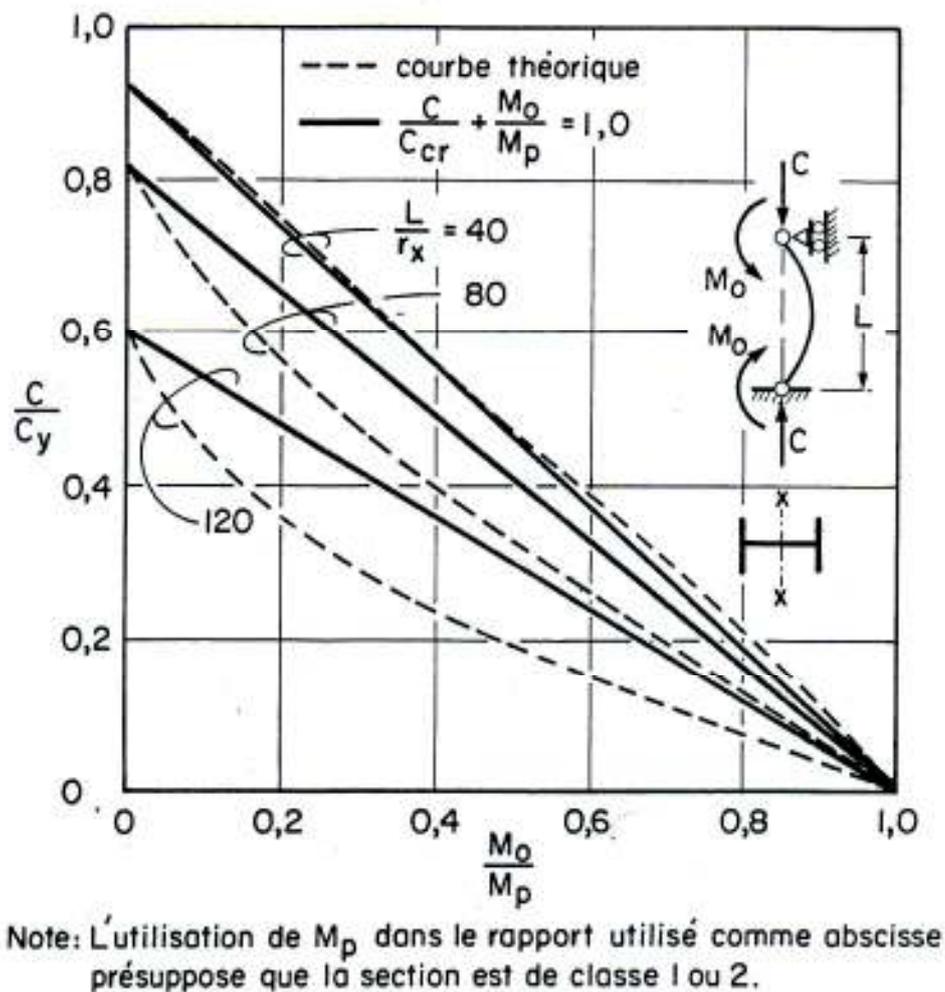


Figure 5- 9 Equation d'interaction linéaire pour la stabilité de la pièce

5-4 Mise au point d'un modèle pratique simple

La détermination à froid de la charge ultime des colonnes mixtes totalement ou partiellement enrobées de béton chargé excentriquement constitue un problème sensiblement complexe. En effet, si dans le cas des colonnes chargés centriquement, elle préconise l'utilisation de la formule type $\bar{N} = f(\bar{\lambda})$ i.e contrainte critique réduite égale à la fonction de l'élançement réduit, dans le cas des colonnes excentrées c'est-à-dire comprimées et fléchies, elle renvoie généralement à la méthode de la colonne-modèle soit du type des méthodes basées sur l'équilibre entre les forces internes et externes en fonction de la position de l'axe neutre. C'est le cas de la méthode itérative préconisée par l'EC4 qui requiert, comme vu amplement dans le chapitre précédent, une quantité de travail bien trop importante pour un usage quotidien du praticien.

5-4-1 Bases théoriques du modèle

Afin de contourner la difficulté liée principalement à ce caractère itératif de la méthode de l'EC4, nous postulons de prendre comme point départ par analogie aux pièces métalliques, les courbes d'interaction de stabilité obtenues pour les colonnes mixtes enrobées de béton que nous présentons sous forme adimensionnelle sur la figure 5-10.

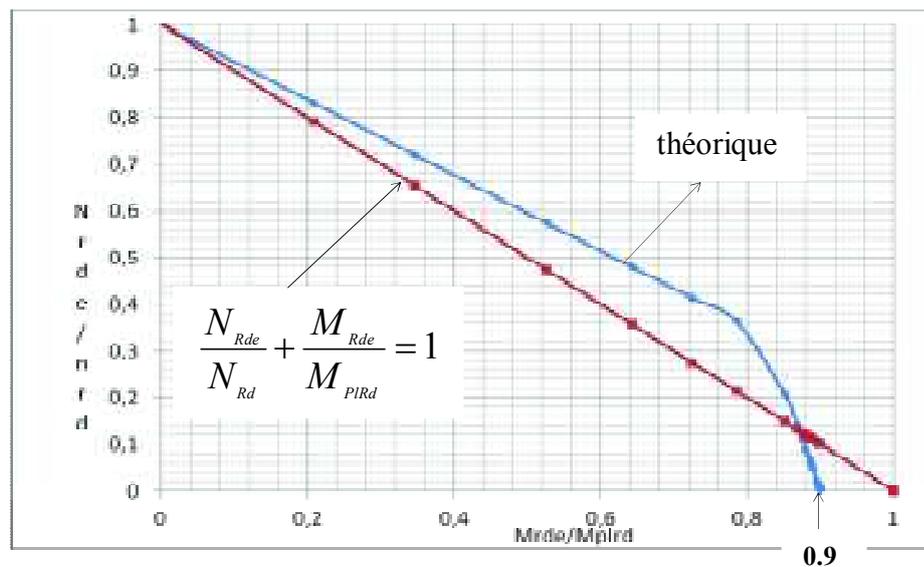


Fig. 5-10 Forme adimensionnelle des courbes d'interaction de stabilité pour colonnes mixtes enrobées partiellement de béton

Si nous passons une droite optimale comme indiqué sur la figure, nous allons obtenir une équation d'interaction académique, la plus simple qu'elle soit, de la forme :

$$\frac{N_{Rde}}{N_{Rd}} + \frac{M_{Rde}}{M_{PIRd}} = 1 \quad (5-17)$$

où M_{PIRd} est le moment de résistance plastique de flexion calculé selon la démarche de la section 4-5. M_{Rde} représente le moment fléchissant dû à l'action de la charge excentrée de compression N_{Rde} appliquée à une distance "e" du centre de gravité de la section de la colonne.

Remarquons que, lorsque le rapport M_{Rde}/M_{PIRd} est égal à 0, le rapport $N_{Rde}/N_{Rd} = 1$ i.e la colonne travaille en compression pure ($e=0$). Par contre, lorsque le rapport N_{Rde}/N_{Rd} est égal à 0, le rapport $M_{Rde}/M_{PIRd} = 1$ i.e la colonne atteint sa capacité en flexion.

En écrivant: $M_{Rde} = e N_{Rde}$, l'équation (5-17) devient :

$$\frac{N_{Rde}}{N_{Rd}} + \frac{eN_{Rde}}{M_{PIRd}} = 1 \quad (5-18)$$

Réécrivons cette équation de la manière suivante :

$$\frac{N_{Rde}}{N_{Rd}} + \frac{eN_{Rde}N_{Rd}}{M_{PIRd}N_{Rd}} = 1 \quad (5-19a)$$

Soit :

$$\frac{N_{Rde}}{N_{Rd}} \left(1 + \frac{eN_{Rd}}{M_{PIRd}}\right) = 1 \quad (5-19b)$$

Introduisons maintenant dans cette dernière relation, l'expression de N_{Rd} (équ. 2-13) soit $N_{Rd} = \chi N_{pl,Rd}$; nous obtenons alors en fonction de l'élanement réduit $\bar{\lambda}$ (équ. 2-7) :

$$\frac{N_{Rde}}{N_{Rd}} \left(1 + \frac{e\chi(\bar{\lambda})N_{NpRd}}{M_{PIRd}}\right) = 1 \quad (5-20)$$

ou encore en sachant que $\eta(\chi) = \frac{N_{Rde}}{N_{Rd}}$:

$$\eta(\chi) \left(1 + \frac{e\chi(\bar{\lambda})N_{NpRd}}{M_{PIRd}}\right) = 1 \quad (5-21)$$

Posons comme dans la section 5-3-1, $e_p = \frac{N_{NpRd}}{M_{PIRd}} = \frac{h}{k}$ où h étant la dimension transversale de la section de la colonne selon le plan de flambement considéré ; alors la relation (5-21) nous conduira à :

$$\eta(\chi) = \frac{1}{1 + \frac{e\chi(\bar{\lambda})k}{h}} \quad (5-22)$$

Cependant, la constante k nécessite une optimisation expérimentale. Comme sera montré dans les exemples numériques qui vont suivre, elle passe ainsi de la valeur 6 pour les sections en béton armé à la valeur de 5 pour les sections mixtes enrobées. Par suite, nous retenons : $k = 5$.

Finalement, en substituant l'expression (5-22) dans la relation (5-1), nous obtenons la formule pratique ainsi recherchée qui détermine d'une façon simple, en situation d'incendie, la résistance ultime pour colonnes mixtes acier-béton partiellement enrobées, soit :

$$N_{fi,Rd,e} = \chi^e(\bar{\lambda}) N_{fi,Rd,0} \quad (5-23a)$$

où :

$$\chi^e(\bar{\lambda}) = \frac{1}{1 + \frac{e\chi(\bar{\lambda})k}{h}} \quad (5-23b)$$

en faisant remarquer que $\chi^e(\bar{\lambda}) = 1$ si $e = 0$.

5-4-2 Limitations du modèle

La méthode ayant été calibrée sur les essais basés sur l'expérimentation numérique, il est préférable de n'étudier que des colonnes dont les caractéristiques ne s'écartent pas de celles correspondant aux essais effectués. Les limitations du modèle sont donc :

- l'élanement doit être inférieur à 100;
- le temps d'exposition au feu ne doit pas dépasser 120 minutes ;
- la section doit être comprise entre 0.04 et 0.20 m² ;
- si h est la plus petite dimension transversale de la colonne et b la plus grande, le rapport h/b doit être supérieur à 1/2;
- étant donné que des ruptures prématurées sont généralement observées avec des armatures de $\square = 25$ mm [24], il est recommandé de n'utiliser que des armatures de diamètre inférieur à 25 mm ;
- l'enrobage doit être compris entre 20 et 50 mm;
- l'excentricité doit être inférieure à h/2 ou b/2 selon le plan de flambement considéré.

Ces limites couvrent la majorité des colonnes rencontrées en pratique.

5-5 Validation du modèle

Afin de jauger la véracité et la fiabilité du modèle, nous allons présenter trois exemples de colonnes différentes dont les résultats seront analysés et comparés à ceux issus de la méthode de l'EC4 présentée au chapitre précédent.

5-5-1 Exemple 1

Il s'agit de la colonne déjà exposée au chapitre 3 dont sa géométrie est présentée à la figure 5-11 ; les caractéristiques géométriques et mécaniques étant définies dans la section 3-3-1.

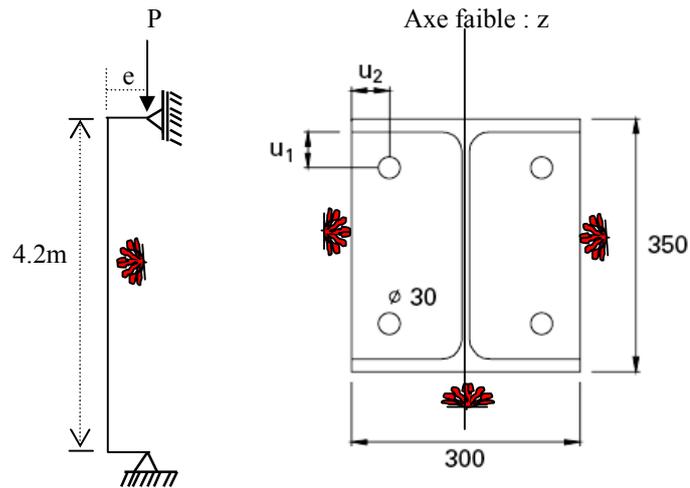


Figure 5-11 Géométrie de la colonne de l'exemple 1 [29]

Les courbes d'interaction N-M de la section transversale N-M de la section transversale et de stabilité de la colonne sont respectivement représentées sur les figures 5-12 et 5-13 où nous notons les valeurs caractéristiques suivantes :

- rapport d'élanement : $K_z L / r_z = 48.497$ ($K_z=1$: colonne simplement appuyée)
- résistance plastique à la compression : $N_{PIRd} = 5526.48$ kN
- charge de compression de béton : $N_{PmRd} = 1504.9$ kN
- moment de résistance de flexion maximum: $M_{Rdmax} = 343.2$ kN.m
- charge axiale centrée : $N_{Rd} = 4394.6$ kN
- moment de résistance plastique en flexion : $M_{PIRd} = 341.4$ kN.m
- élanement réduit $\bar{\lambda} = 0.583$
- coefficient de réduction de flambement $\chi(\bar{\lambda}) = 0.795$

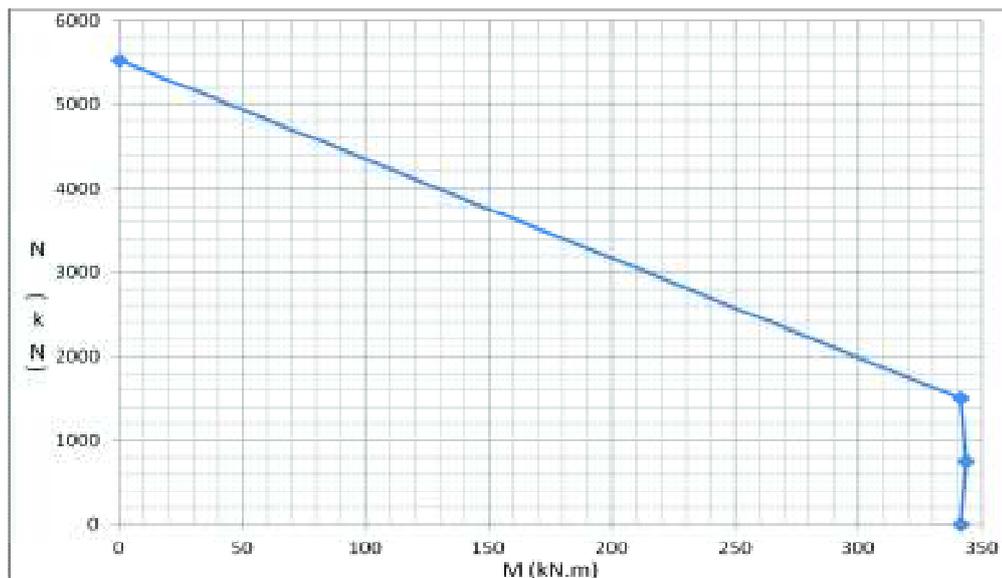


Fig. 5-12 Courbe d'interaction de la section transversale de la colonne de l'exemple 1

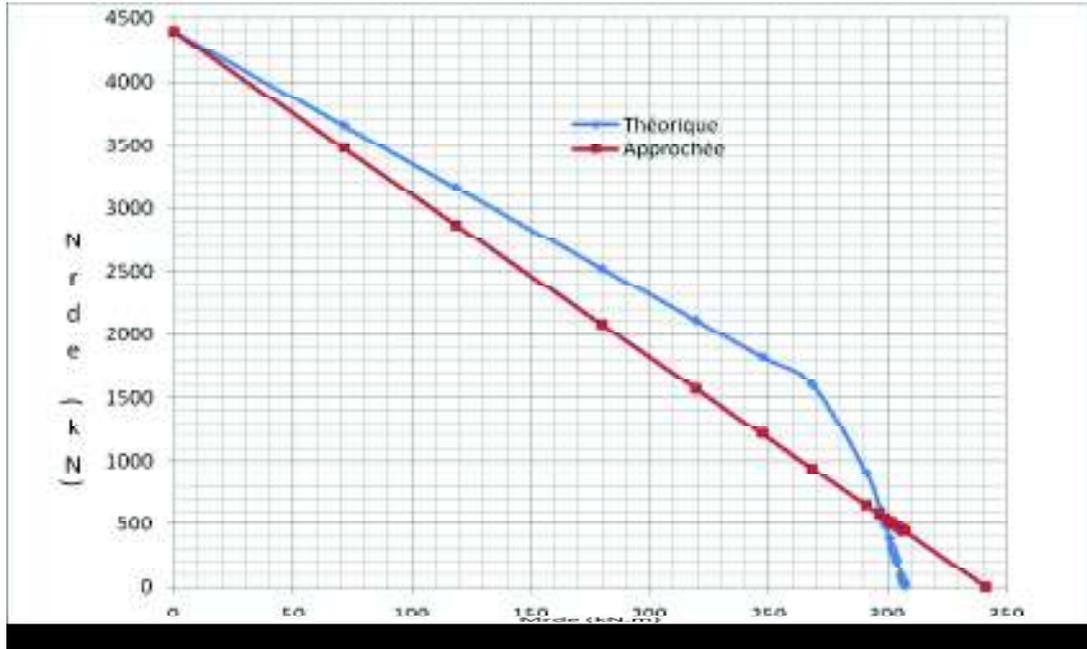


Fig. 5-13 Courbe d'interaction de stabilité de la colonne de l'exemple 1

Les résultats affichés par le modèle simplifié et la méthode itérative de l'EC4 en considérant divers expositions au feu sont récapitulés dans le tableau 5-1 où l'erreur relative n'excède pas 2.5 % (fig. 5-14).

Tableau 5-1 Comparaison aux résultats de la méthode de l'EC4- exemple 1

T (min)	N_{PIRd} (kN)	M_{PIRd} (kN.m)	kréel	$N_{fe,Rd,0}$ (kN)	Modèle (kN)	Méthode de l'EC4 (kN)	Erreur relative (%)
0	5649.0	341.4	4.85	5873.9	3532.8	3622.2	2.50
15	5649.0	341.4	4.85	5502.9	3309.7	3393.5	2.46
30	5649.0	341.4	4.85	3748.9	2254.8	2311.8	2.47
45	5649.0	341.4	4.85	3091.5	1859.4	1906.4	2.46
60	5649.0	341.4	4.85	2730.2	1642.1	1683.6	2.46
75	5649.0	341.4	4.85	2198.1	1322.0	1355.5	2.47
90	5649.0	341.4	4.85	1759.2	1058.1	1084.9	2.47
105	5649.0	341.4	4.85	1385.8	835.5	854.6	2.23
119.5	5649.0	341.4	4.85	1096.6	659.55	676.24	2.47

A illustratif, pour un temps $t = 60$ min, la formule (5-22) conduit à :

$$N_{fi,Rd,e} = 2730.2 \times \frac{1}{1 + \frac{50 \times 0.795 \times 5}{300}} = 1642.1 \text{ kN.}$$

où :

- $N_{fi,Rd,0} = 2730.2 \text{ kN}$
- $e = 50 \text{ mm}$
- $h = 300 \text{ mm}$ (flambement par rapport à z : axe faible)
- $k = 5$
- $\bar{\lambda} = 0.583$
- $\chi(\bar{\lambda}) = 0.795$.

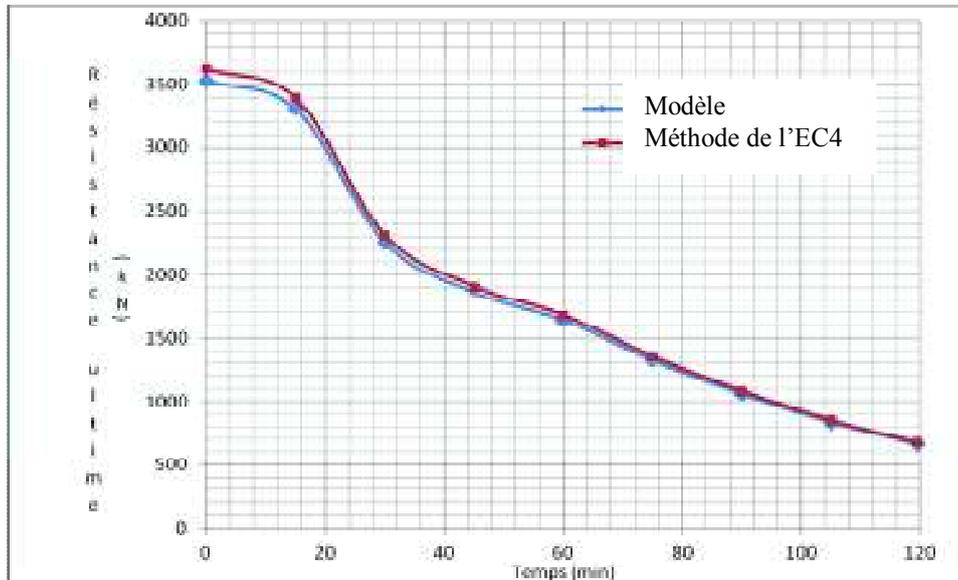


Figure 5-14 Comparaison des résultats de l'exemple 1 avec la méthode de l'EC4

5-5-2 Exemple 2

La géométrie de la colonne [31] est présentée à la figure 5-15 dont les caractéristiques géométriques et mécaniques sont récapitulées dans le tableau 5-3.

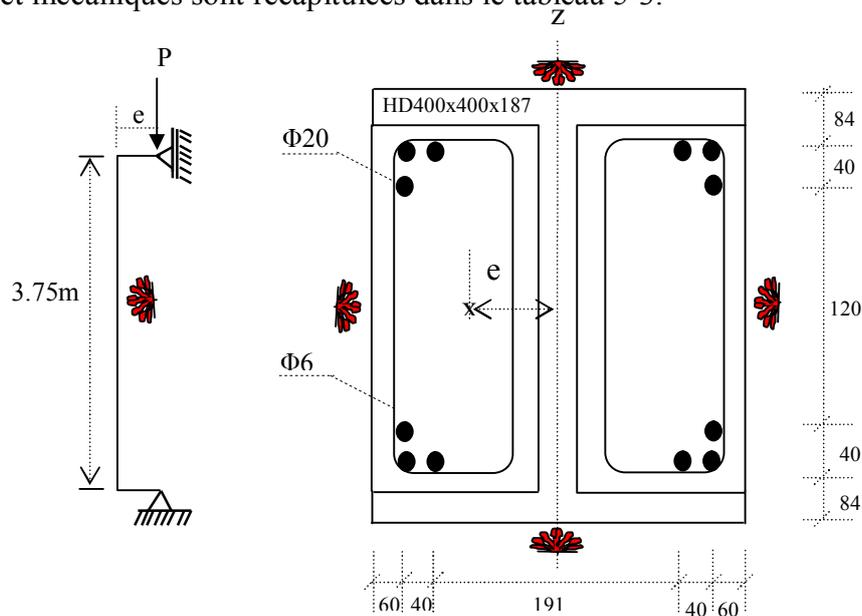


Figure 5-15 Géométrie de la colonne de l'exemple 2

Tableau 5-2 Géométrie et propriétés mécaniques des matériaux de la colonne de l'exemple 2

Profilé métallique	Béton	Armatures
Type : HD 400x400x187 Classe de l'acier : S275 Hauteur : $h = 368.0$ mm Largeur : $b = 391.0$ mm épaisseur de l'âme : $e_w = 15.0$ mm Epaisseur de la semelle : $e_f = 24.0$ mm Aire : $A_a = 23760$ mm ² Résistance à la compression : $f_{ay} = 295$ MPa Module d'élasticité : $E_a = 205$ GPa Moment d'inertie : $I_{az} = 23922$ cm ⁴	Classe du béton : C50 Résistance à la compression : $f_{cy} = 50$ MPa Aire : $A_c = 1163.6$ mm ² Module d'élasticité : $E_{cd} = 24750$ MPa Moment d'inertie : $I_{az} = 153625.5$ cm ⁴	Classe de l'acier : S500 Diamètre : 12 $\Phi 20$ Aire : $A_s = 37.68$ cm ² Résistance à la compression : $F_{sk} = 500$ MPa Module d'élasticité : $E_{sk} = 200$ GPa Moment d'inertie : $I_{sz} = 5767$ cm ⁴ Enrobage : $u = \sqrt{u_1 u_2} = 60$ mm

Les courbes d'interaction N-M de la section transversale N-M de la section transversale et de stabilité de la colonne sont respectivement représentées sur les figures 5-16 et 5-17 où nous notons les valeurs caractéristiques suivantes :

- rapport d'élançement : $K_z L / r_z = 33.22$ ($K_z=1$: colonne simplement appuyée)
- résistance plastique à la compression : $N_{PIRd} = 11045.6$ kN
- charge de compression du béton : $N_{PmRd} = 3302.39$ kN
- moment de résistance de flexion maximum: $M_{Rdmax} = 846.46$ kN.m
- charge axiale centrée : $N_{Rd} = 9551.0$ kN
- moment de résistance plastique en flexion : $M_{PIRd} = 839.3$ kN.m
- élançement réduit $\bar{\lambda} = 0.461$
- coefficient de réduction de flambement $\chi(\bar{\lambda}) = 0.865$

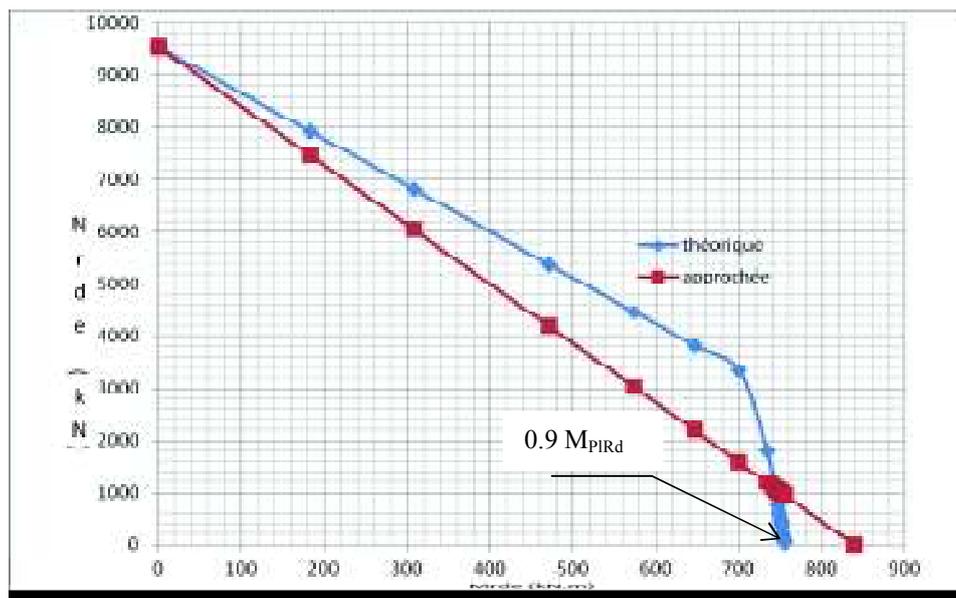


Fig. 5-17 Courbe d'interaction de stabilité de la colonne de l'exemple 2

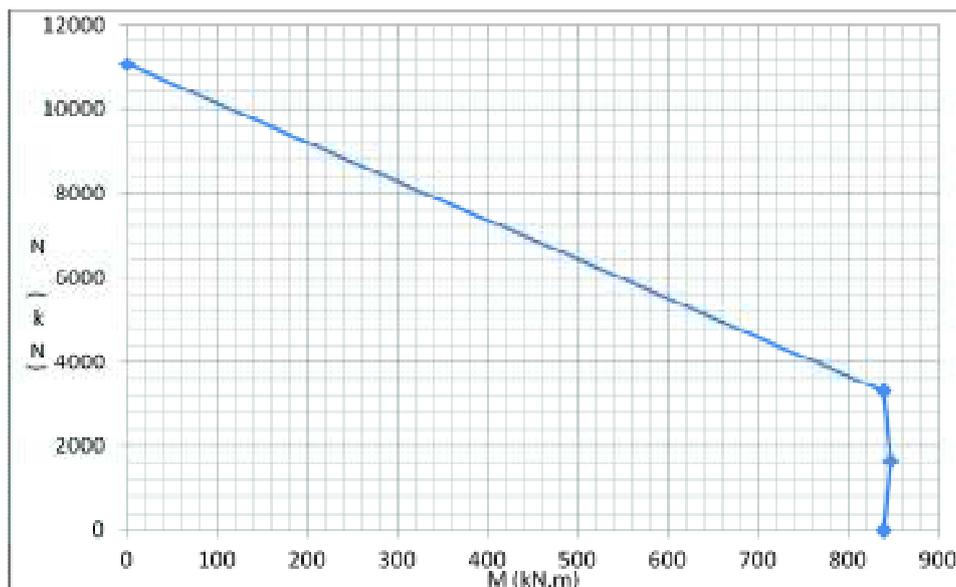


Fig. 5-16 Courbe d'interaction de la section transversale de la colonne de l'exemple 2

Les résultats affichés par le modèle simplifié et la méthode itérative de l'EC4 en considérant divers expositions au feu sont récapitulés dans le tableau 5-3 où l'erreur relative est de l'ordre de 6 % (fig. 5-18); la valeur de l'excentricité de la charge étant prise égale à 98 mm.

Tableau 5-3 Comparaison aux résultats de la méthode de l'EC4- exemple 2

T (min)	N_{PIRd} (kN)	M_{PIRd} (kN.m)	kréel	$N_{fe,Rd,0}$ (kN)	Modèle (kN)	Méthode de l'EC4 (kN)	Erreur relative (%)
0	11045.0	839.3	5.15	12250.0	5879.3	6259.2	6.07
15	11045.0	839.3	5.15	11595.0	5564.9	5924.5	6.07
30	11045.0	839.3	5.15	7848.6	3766.8	4010.2	6.07
45	11045.0	839.3	5.15	6326.4	3036.3	3232.4	6.13
60	11045.0	839.3	5.15	5605.5	2690.3	2864.1	6.07
75	11045.0	839.3	5.15	4801.7	2304.5	2453.4	6.07
90	11045.0	839.3	5.15	4246.3	2038.0	2169.6	6.07
105	11045.0	839.3	5.15	3430.8	1646.6	1753.0	6.07
119.5	11045.0	839.3	5.15	2838.9	1362.4	1450.5	6.07

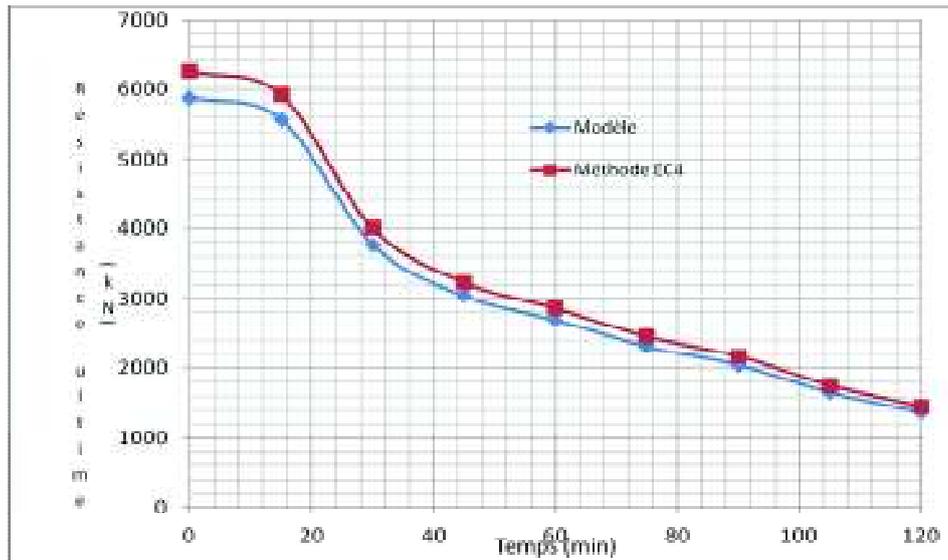


Figure 5-18 Comparaison des résultats de l'exemple 2 avec la méthode de l'EC4

5-5-3 Exemple 3

La géométrie de la colonne [31] est présentée à la figure 5-19 dont les caractéristiques géométriques et mécaniques sont récapitulées dans le tableau 5-4.

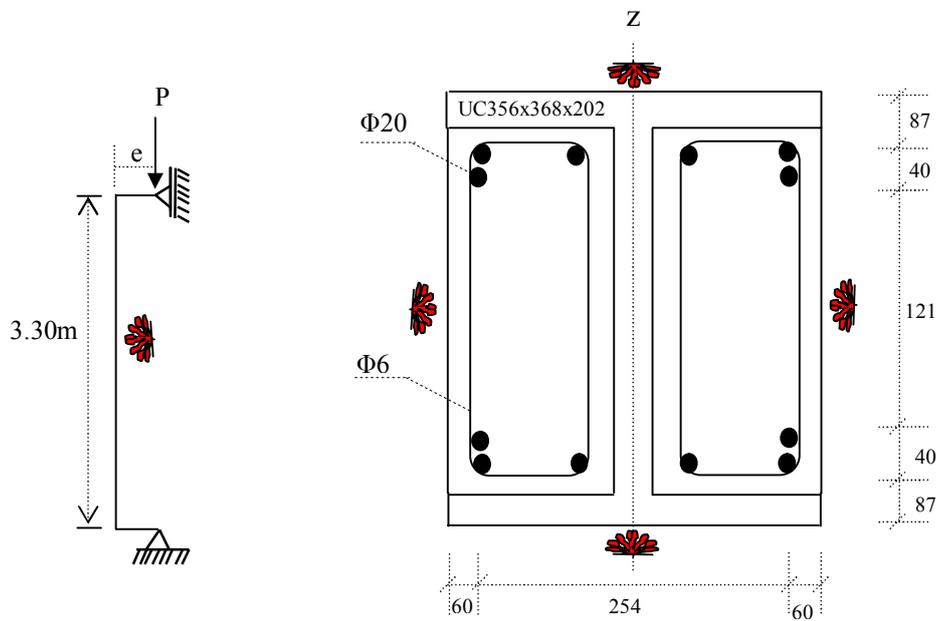


Figure 5-19 Géométrie de la colonne de l'exemple 3

Tableau 5-4 Géométrie et propriétés mécaniques des matériaux de la colonne de l'exemple 3

Profilé métallique	Béton	Armatures
Type : UC 356x368x202 Classe de l'acier : S275 Hauteur : $h = 374.0$ mm Largeur : $b = 375.0$ mm épaisseur de l'âme : $e_w = 16.8$ mm Epaisseur de la semelle : $e_f = 27.0$ mm Aire : $A_a = 25820$ mm ² Résistance à la compression : $f_{ay} = 258.2$ MPa Module d'élasticité : $E_a = 205$ GPa Moment d'inertie : $I_{az} = 23632$ cm ⁴	Classe du béton : C30 Résistance à la compression : $f_{cy} = 30$ MPa Aire : $A_c = 1119.2$ mm ² Module d'élasticité : $E_{cd} = 23700$ MPa Moment d'inertie : $I_{az} = 135790.2$ cm ⁴	Classe de l'acier : S500 Diamètre : 8 $\Phi 20$ Aire : $A_s = 25.1$ cm ² Résistance à la compression : $F_{sk} = 500$ MPa Module d'élasticité : $E_{sk} = 200$ GPa Moment d'inertie : $I_{sz} = 4057.9$ cm ⁴ Enrobage : $u = \sqrt{u_1 u_2} = 60$ mm

Les courbes d'interaction N-M de la section transversale N-M de la section transversale et de stabilité de la colonne sont respectivement représentées sur les figures 5-20 et 5-21 où nous notons les valeurs caractéristiques suivantes :

- rapport d'élançement : $K_z L / r_z = 30.57$ ($K_z=1$: colonne simplement appuyée)
- résistance plastique à la compression : $N_{PIRd} = 9162.45$ kN
- charge de compression du béton : $N_{PmRd} = 1906.6$ kN
- moment de résistance de flexion maximum: $M_{Rdmax} = 691.48$ kN.m
- charge axiale centrée : $N_{Rd} = 8307.3$ kN
- moment de résistance plastique en flexion : $M_{PIRd} = 689.0$ kN.m
- élançement réduit $\bar{\lambda} = 0.38$
- coefficient de réduction de flambement : $\chi(\bar{\lambda}) = 0.907$

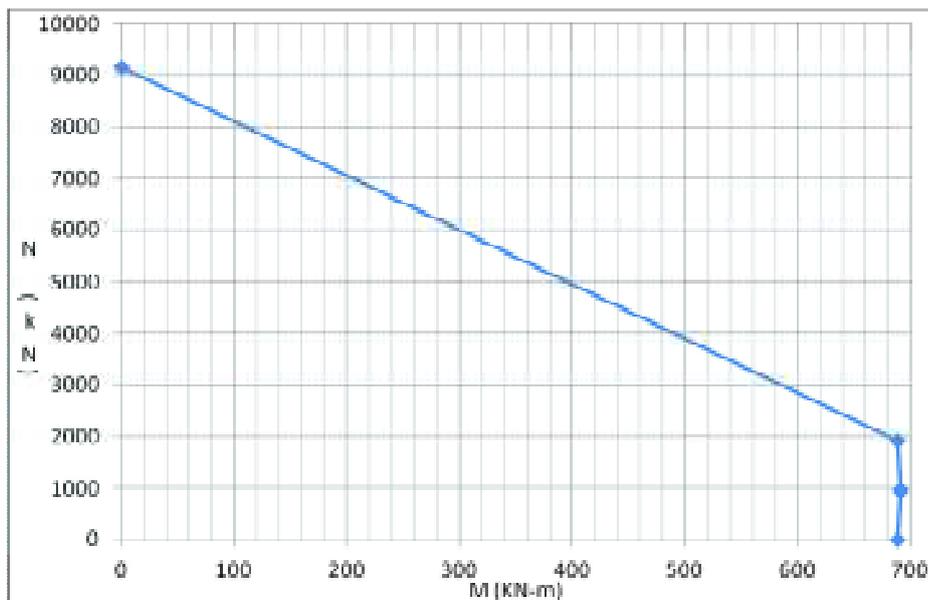


Fig. 5-20 Courbe d'interaction de la section transversale de la colonne de l'exemple 3

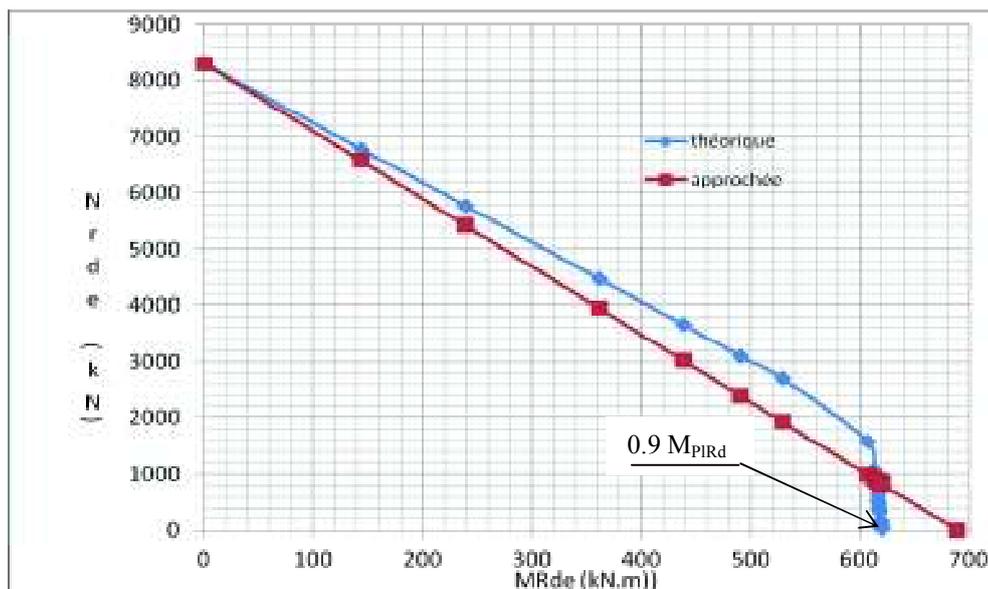


Fig. 5-21 Courbe d'interaction de stabilité de la colonne de l'exemple 3

Les résultats affichés par le modèle simplifié et la méthode itérative de l'EC4 en fonction de la durée de l'exposition au feu sont récapitulés dans le tableau 5-3 où l'erreur relative est de l'ordre de 3.5 % (fig. 5-22); la valeur de l'excentricité considérée de la charge étant de 98 mm.

Tableau 5-5 Comparaison aux résultats de la méthode de l'EC4- exemple 3

T (min)	N_{PIRd} (kN)	M_{PIRd} (kN.m)	kréel	$N_{fe,Rd,0}$ (kN)	Modèle (kN)	Méthode de l'EC4 (kN)	Erreur relative (%)
0	9162.4	689.0	4.97	10231.0	4676.2	4840.1	3.39
15	9162.4	689.0	4.97	9790.9	4475.0	4631.8	3.40
30	9162.4	689.0	4.97	6044.3	2762.6	2859.4	3.36
45	9162.4	689.0	4.97	4801.9	2194.8	2271.7	3.39
60	9162.4	689.0	4.97	4159.0	1900.9	1967.5	3.40
75	9162.4	689.0	4.97	3559.2	1626.8	1683.8	3.38
90	9162.4	689.0	4.97	3128.1	1429.7	1479.8	3.38
105	9162.4	689.0	4.97	2563.3	1171.6	1212.6	3.38
119.5	9162.4	689.0	4.97	2148.4	981.4	1016.3	3.44

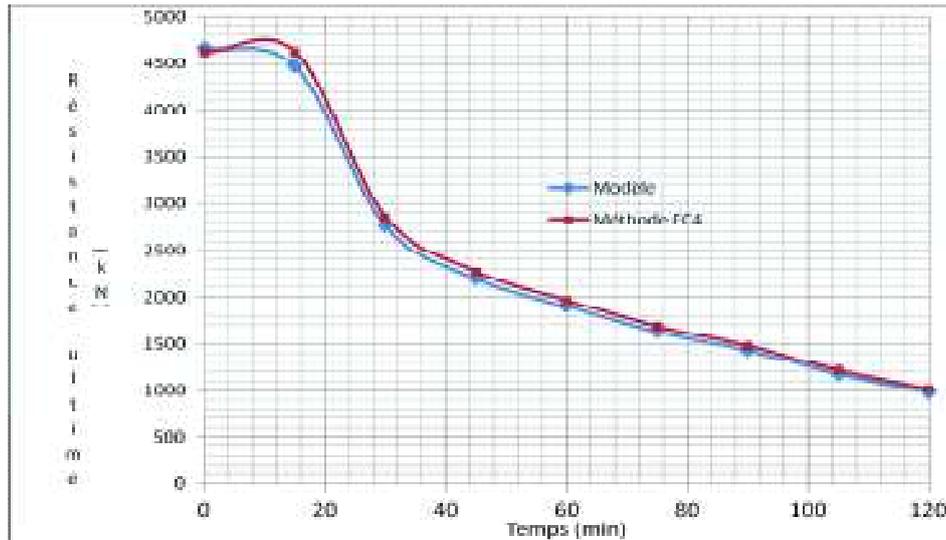


Figure 5-22 Comparaison des résultats de l'exemple 3 avec la méthode de l'EC4

5-5-4 Conclusion

Nous déduisons, en conséquence, à la lumière des trois exemples de colonnes étudiées que la correspondance est bonne entre les résultats théoriques donnés par la méthode de l'EC4-1-2-G7 et les valeurs prédites par la formule pratique suggérée (5-23). L'erreur relative n'excède en aucun 6 % que nous jugeons assez acceptable vu sa simplicité en comparaison à la méthode itérative de l'EC4 longue et difficile nécessitant une quantité de travail beaucoup trop considérable pour l'usage quotidien du praticien. Notons qu'il existe, cependant, une divergence assez grande lorsque le comportement de la colonne tend vers une flexion simple. C'est comme le montre les courbes d'interaction de stabilité lorsque la charge de compression excentrée appliquée s'amenuise en tendant vers zéro. Toutefois, dans ce cas, on considère que la formule (5-23) est toujours acceptable, étant donné qu'elle est sécuritaire et d'un emploi relativement simple.

CHAPITRE 5

CONCLUSION GENERALE

5-1 Rétrospective

Ce travail a pour objectif principal de mettre au point une méthode pratique et simple mais cohérente permettant de calculer la résistance ultime et la résistance au feu des colonnes mixtes partiellement enrobées de béton soumises à l'action d'incendie normalisé. La démarche consiste (1) de trouver une formulation qui permet d'éviter la double complexité de la méthode de l'EC4 préconisée à l'article 7 de l'annexe G à savoir éviter de devoir recourir d'une part à la représentation de la courbe d'interaction de la section transversale, et d'autre part au schéma itératif long et difficile dans l'évaluation de la charge ultime de la colonne dans des conditions de température ordinaire ou à froid (2) d'exploiter d'une manière fondamentale la formulation des courbes d'interaction de stabilité utilisée initialement pour les colonnes métalliques et qu'il faut ensuite aménager en apportant des modifications nécessaires afin de tenir compte de la présence des matériaux acier, béton et armatures.

Les considérations utilisées sont les suivantes :

1. La linéarisation de la courbe adimensionnelle d'interaction de stabilité entre la charge de compression appliquée et le moment fléchissant engendré par l'excentrement de la charge par rapport au centre de gravité de la section transversale mixte partiellement enrobée de la colonne.
2. Les points extrêmes de l'équation linéaire d'interaction ainsi obtenue correspondent respectivement à la charge de flambement de la colonne travaillant en compression pure et à sa capacité maximale en flexion exprimée par rapport au moment de résistance plastique totale de la section transversale de la colonne.
3. Le rapport entre la résistance plastique à la compression et le moment de résistance plastique de la section transversale de la colonne est exprimé en fonction d'un paramètre k dont la valeur est estimée égale à 5.
4. La modélisation de l'incendie est basée sur la courbe température-temps normalisée ou courbe de l'ISO834 et le mode de chauffage est supposé à quatre faces.
5. La valeur de calcul de la résistance au feu, en compression axiale, est calculée selon les recommandations de l'annexe G de l'EC4-1-2.

La méthode pratique simplifiée ainsi établie conjointement avec la méthode itérative de l'EC4-1-2-G7, ont été codifiées et traduites en langage Fortran. Le programme principal s'intitule P213FB.FOR_ version septembre 2014 facilement exploitable sur micro-ordinateur dont les différents chiffres et lettres employées désignent comme suit : **P**: programme ; **2**: théorie à la rupture ; **1**: théorie uniaxiale ; **3**: présence de trois matériaux ; **F**: feu ; **B** : colonne mixte partiellement enrobée de béton. La codification de la procédure permet assez aisément l'optimisation impliquant plusieurs paramètres influents sur la résistance au feu de la colonne.

5-2 Organisation de ce travail

Ce présent travail a été organisé en 6 chapitres dont le premier présenté comme étant une introduction présente essentiellement l'état de la problématique et de la question ainsi que les objectifs fixés dans ce travail. Un aperçu général sur la construction mixte (poutre, dalle, poteau...) a été également donné en mettant en relief les avantages pratique et économique de ce mode de construction.

Le second chapitre est consacré à la revue bibliographique et comprend trois parties dont la première traite essentiellement l'état de la problématique de l'incendie dans les constructions dans le but d'encren dans l'esprit du lecteur la problématique et la philosophie relative à l'incendie de l'incendie. La deuxième partie se rapporte à la description, pour des températures élevées, des propriétés mécaniques préconisées par l'EC4 pour les principaux matériaux résistants utilisés dans les poteaux mixtes à savoir le béton, l'acier d'armature et l'acier de construction. La dernière partie résume d'une manière succincte, à température ambiante et à température élevée, l'essentiel des méthodes utilisées dans la littérature pour le calcul des poteaux mixtes enrobés de béton.

Le chapitre suivant se rapporte à la présentation du modèle de l'Annexe informative G de l'Eurocode 4 relative au calcul par sommation pondérée de la résistance à l'incendie normalisé de poteaux mixtes avec profilé en acier partiellement enrobé dans le cas de flambement suivant l'axe faible. Un exemple de calcul d'un poteau supposé chargé centriquement est présenté pour montrer comment justifier sa stabilité à température ambiante et à température élevée.

Le chapitre quatre est consacré aux développements théoriques et à l'implémentation numérique de la méthode itérative de calcul des colonnes comprimées et fléchies où dans un premier temps a été décrit le programme ainsi élaboré en spécifiant le fichier de données et l'organigramme de la procédure. Dans un deuxième temps, l'accent a été mis sur la méthode approchée suggérée par l'EC4 afin de représenter la courbe d'interaction de la section transversale de la colonne mixte et sur la méthode itérative de calcul de la charge de flambement excentrée de la colonne envisagée pour des conditions de températures ambiantes. Dans un troisième temps, le programme établi a été illustré par des applications numériques portant sur l'évaluation de la capacité portante et de la résistance au feu des colonnes mixtes partiellement enrobées de béton. Dans un dernier temps, nous avons envisagé une analyse paramétrique appropriée afin de mettre en évidence certains paramètres clés les plus influents sur le comportement de la colonne.

L'avant dernier chapitre a trait sur les fondements théoriques du modèle simplifié ainsi mise au point pour la détermination de la résistance au feu des colonnes mixtes partiellement enrobées excentriquement chargées. En premier lieu, nous avons effectué une revue bibliographique détaillée des différentes formulations existantes à froid où nous avons évoqué particulièrement les formules d'interaction utilisées pour les colonnes métalliques comprimées et fléchies qui ont servi comme point de départ au problème que nous recherchons. Nous avons passé, en second lieu, aux développements théoriques du modèle basés sur la linéarisation de la courbe d'interaction de stabilité de la colonne mixte partiellement enrobées en apportant quelques aménagements tenant compte de la présence du béton et des aciers d'armatures. Nous avons procédé, en dernier lieu, à la validation du modèle en envisageant plusieurs exemples de colonnes différentes dont les résultats sont analysés et confrontés à ceux issus de la méthode itérative préconisée par l'EC4.

5-3 Résultats obtenus

En ce qui concerne la méthode itérative préconisée par l'EC4-1-2-G7, un exemple pratique a été illustré permettant de calculer une colonne mixte excentrée partiellement enrobée de béton selon l'une des deux situations à savoir 1) déterminer la charge ultime $N_{fi,Rd}$ pour un temps d'exposition au feu t 2) déterminer la résistance au feu R_f pour charge appliquée P . Les calculs sont d'abord effectués manuellement et ensuite vérifiés par le programme P213FB.FOR_version septembre 2014 où les résultats sont exceptionnellement concordants.

En ce qui concerne la formule pratique suggérée, trois exemples de colonnes ont été analysés en vue de jauger la fiabilité du modèle simplifiée ainsi établi où la correspondance est particulièrement bonne en comparaison aux résultats théoriques donnés par la méthode de l'EC4-1-2-G7. L'erreur relative n'excède pas 6 % jugée assez acceptable vu sa simplicité en comparaison à la méthode itérative de l'EC4 qui nécessite une quantité de travail beaucoup trop considérable pour l'usage quotidien du praticien. Une divergence est cependant assez grande lorsque le comportement de la colonne tend vers le mode de flexion simple. Toutefois, la formule pratique proposée demeure toujours acceptable, étant donné qu'elle est sécuritaire et d'un emploi relativement simple.

Quant aux résultats de l'expérimentation numérique effectuée, nous pouvons en dégager les conclusions générales suivantes :

- La résistance au feu (R_f) diminue quasi-linéairement au fur et à mesure que le taux de chargement η ou l'élanement λ augmentent. Pour avoir $R_f = 1h$, soit le temps nécessaire requis pour l'évacuation des occupants d'un immeuble en feu, on suggère de prendre les valeurs suivantes: $\eta \leq 0.5$ et $\lambda \leq 45$.
- La plage des valeurs d'enrobage (u) des barres d'armatures ($u = 40 \div 60$ mm) suggérées par l'EC4 conduit à une meilleure résistance au feu. .

5.4 Recommandations futures

Ce qu'on pourrait enfin suggérer comme études futures pour l'amélioration de ce thème de travail sont les suivants :

- 1- Jauger la véracité et la fiabilité de la méthode en confrontant si c'est possible les résultats obtenus avec ceux établis expérimentalement.
- 2- Mettre au point une méthode de calcul au feu des poteaux partiellement enrobés pour des colonnes soumises à l'action des sollicitations biaxiales.

REFERENCES

- [1] Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures- Part 1-2, General rules Structural fire design, BS EN 1994-1-2, 2005.
- [2] ENV 1992-1-2, Eurocode 2: Design of concrete structures- Part 1-2 : general rules- Structural fire design. BS EN 1992-1-1: 2004.
- [3] Eurocode 3: Design of steel structures- Part 1-2 : general rules- Structural fire design. BS EN 1993-1-1: 2005.
- [4] ARBED Recherches, Luxembourg . Outils pratiques de dimensionnement pour éléments mixtes acier-béton soumis à l'incendie, compte tenu de l'interaction entre l'effort normal et le moment de flexion, Recherche CCE, 7210 SA/504, 1985-87, Rapport technique RT1, mars 1986.
- [5] Bruls, A. and Vandeveld, P. Sécurité contre l'incendie dans les bâtiments- Partie 1 prévention passive. Universités de Liège et de Gent, 2000.
- [6] Djettou T., Analyse de la réponse au feu des structures d'acier protégées thermiquement par peintures intumescentes, Mémoire de Master académique, encadré par A. Sadaoui, Département de Génie Civil, Université de Tizi-ouzou, 2013-2014.
- [7] Dotreppe J.C, Franssen J.M., Vanderzeypen Y., Baus R. et Bruls A. Dimensionnement pratique des colonnes en béton armé en considérant le problème de la résistance au feu, Rapport de cloture, Convention F.R.F.C. N° 29010.90/F, Universités de Liège, Faculté des sciences appliquées, 1995.
- [8] Belounis R. Etude de la performance des poteaux mixtes acier-béton sous différentes sollicitations. Mémoire de Magister, Département de Génie Civil, Université de Constantine, 2008.
- [9] Sekkiou S. Etude du comportement des poteaux mixtes acier-béton compte tenu d'une exigence au feu. Mémoire de Magister, Département de Génie Civil, Université de Constantine, 2008.
- [10] Franssen, J.M. and Bruls, A. and Unanua, J. and Dotreppe, J.C. Manuel d'application pratique des Eurocodes et validation des programmes numériques modélisant les structures en cas d'incendie- Rapport final. Vollet II, Recherche "Ministère de l'intérieur", Institut de génie Civil, Ulg, Dec. 2000.
- [11] Franssen JM, Kodur V and Zaharia R, Design Steel Structures for fire safety, CRc Press, 2009
- [12] Eurocode 2: design of concrete structures- part 1-2 : general rules- Structural fire design. Brussels: CEN- Comité Européen de Standardisation; April 2004.
- [13] CEB : Fire design of concrete structures, Bulletin d'information N° 208, July 1991.
- [14] CEB. Report of methods of assesment of the fire resistance of concrete structural members. Fip commission of the fire resistance of prestessed concrete strustures, london, 1978.
- [15] Bouferguenne F. & Abderrahmani Y. Analyse par intégration numérique de la stabilité des colonnes en béton armé, Mémoire de fin d'étude d'ingénieur en génie civil, UMMTO, encadré par A. Sadaoui, Soutenu en octobre 1997.
- [16] Tareb A. et Mekious M. Théorie non linéaire de calcul des flèches et des rotations dans une poutre en béton armé par la méthode de la poutre conjuguée, Mémoire de fin d'étude d'ingénieur en génie civil, UMMTO, encadré par A. Sadaoui, Soutenu en juin 1992.
- [17] Sadou J. et Hadj-Arab D. Analyse non linéaire des éléments structuraux mixtes acier-béton, Mémoire de fin d'étude d'ingénieur en génie civil, UMMTO, encadré par A. Sadaoui, Soutenu en septembre 1993.

- [18] Maquoi, R. and Rondal, J. Formulation d'Ayrton et Perry pour le flambement des barres métalliques, *Revue Construction Métallique*, N°4, 1979.
- [19] Massonet C.H., Cescotto S. *Mécanique des matériaux*, Ed Eyrolles, 1980.
- [20] Maquoi R. *Eléments de constructions métalliques*, Notes de cours, Département MSM, Université de Liège, 1988.
- [21] Eurocode 3: Design of steel structures- Part 1-1: general rules and rules for buildings. BS EN 1993-1-1: 2005.
- [22] Picard A. et Beaulieu D. *Calcul aux états limites des charpentes d'acier*, Institut canadien de la construction en acier, 1981.
- [23] Khennane F. Mise au point d'une méthode de calcul simplifiée pour la détermination de la résistance au feu des colonnes mixtes totalement enrobées, Mémoire de Master académique, encadré par A. Sadaoui, Département de Génie Civil, Université de Tizi-ouzou, 2010-2011.
- [24] ENV 1991-2-2, Eurocode 1 : Bases de calcul et actions sur les structures- Partie 2-2 : Actions sur les structures- Actions sur les structures exposées au feu. Prénorme Européenne, Fev.1995.
- [25] Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures- Part 1-1, General rules and rules for buildings, BS EN 1994-1-1, 2004.
- [26] CECM. European recommendations for steel constructions, ECCS-EG 77-1^E, sept 1977.
- [27] Baar, S. Courbes de flambement de CECM, Recherche d'une équation simple représentant au mieux les points donnés, Rapport à la commission 8 de la CECM, SERCOM, n°SB/1W st 26, Liège 1970.
- [28] Belkaid O., Justification par l'Eurocode 4 de la résistance à température ambiante et au feu des colonnes mixtes acier-béton avec profilé en acier partiellement enrobé, Mémoire de master académique dirigé par A. Sadaoui, Dpt de GC, UMMTO, 2011.
- [29] Mathieu, J. Application de l'EC4, poteau mixte partiellement enrobé sous charge axiale centrée. *Revue Construction Métallique*, EC4-MIX 1-01, No1, 2001.
- [30] Massonet C.H., Cescotto S. *Mécanique des matériaux*, Ed Eyrolles, 1980.
- [31] Jungbluth, 1982. Optimierte Verbandbauteile, *Stahlbau Handbuch 1*, Stahlbau-Verglas-GmbH, Köln.
- [32] Berra F., Justification par l'Eurocode 4 de la résistance au feu des colonnes mixtes acier-béton avec profilé en acier partiellement enrobé en considérant le problème de l'interaction combinée de la compression et de la flexion, Mémoire de master académique dirigé par A. Sadaoui, Dpt de GC, UMMTO, Septembre 2013.

ANNEXE

Fichiers de données employés_chapitre 5

Les différents fichiers de données des exemples employés dans le chapitre 5 sont comme suit.

- Exemple 1 :

Le programme p213fbx.for calcule pour une colonne mixte en béton avec profilé partiellement enrobée (méthode simplifiée de l'EC4 + méthode simplifiée pratique):
1- la capacité portante au feu correspondante à un temps t d'exposition (ITYPE=1)
2- la résistance au feu pour une charge axiale appliquée d'intensité P (ITYPE=2)
(example1_mathieu.inp)

```
GEOM
4200.D0,300.D0,350.D0,50.D0,1.0D0,0.5D0,1
300.D0,350.D0,17.5D0,10.D0,136.5D2,78.9D6
2,50.D0,50.D0
1414.D0,100.D0
1414.D0,100.D0
PMAT
30.0D0,500.0D0,225.0D0
32000.D0,210000.D0,210000.D0
TYPE 1
60.0D0
end
```

- Exemple 2 :

COMT
Le programme p213fbx.for calcule pour une colonne mixte en béton avec profilé partiellement enrobée (méthode simplifiée de l'EC4 + méthode simplifiée pratique):
1- la capacité portante au feu correspondante à un temps t d'exposition (ITYPE=1)
2- la résistance au feu pour une charge axiale appliquée d'intensité P (ITYPE=2)
(example3_jungbluth.inp, used in the paper)

```
GEOM
3750.D0,391.D0,368.D0,98.D0,1.0D0,0.5D0,1
391.D0,368.D0,24.0D0,15.D0,23568.D0,239.22D6
4,60.D0,60.D0
1255.D0,135.5D0
627.5D0,95.5D0
627.5D0,95.5D0
1255.D0,135.5D0
PMAT
50.0D0,500.0D0,285.0D0
33412.5D0,200000.D0,205000.D0
TYPE 1
75.D0
end
```

- Exemple 3 :

COMT

Le programme p213fbx.for calcule pour une colonne mixte en béton avec profilé partiellement enrobée (méthode simplifiée de l'EC4 + méthode simplifiée pratique):
1- la capacité portante au feu correspondante à un temps t d'exposition (ITYPE=1)
2- la résistance au feu pour une charge axiale appliquée d'intensité P (ITYPE=2)
(example2_jungbluth.inp)

GEOM

3300.D0,374.D0,375.D0,98.0,1.0D0,0.5D0,1
374.D0,375.D0,27.D0,16.8D0,25588.D0,236.32D6
2,60.D0,60.D0
1255.D0,127.D0
1255.D0,127.D0

PMAT

30.0D0,500.0D0,265.0D0
32000.D0,200000.D0,205000.D0

TYPE 1

119.5D0

end