

UNIVERSITE DE LIEGE
Faculté des Sciences Appliquées

**DIMENSIONNEMENT DES
COLONNES EN BETON ARME
EN CONSIDERANT LE PROBLEME
DE LA RESISTANCE AU FEU.**

J-C. DOTREPPE
J-M. FRANSSSEN
Y. VANDERZEYPEN

R. BAUS
A. BRULS

**RAPPORT DE CLOTURE
CONVENTION F.R.F.C. N° 29010.90/F.**

1995

Service des Ponts et Charpentes
Institut du Génie Civil
6, quai Banning
B - 4000 LIEGE
Tél : 041/66.93.51
Fax : 041/66.95.34

TABLE DES MATIERES.

<u>1. INTRODUCTION</u>	1.1
<u>2. SYNTHÈSE DES RESULTATS PRESENTES DANS LE RAPPORT FINAL I.</u>	2.1
2.1 DESCRIPTION DES ESSAIS DE GAND ET LIEGE.	2.1
2.2 ANALYSE DES ESSAIS DE GAND ET LIEGE.	2.4
2.2.1 INFLUENCE DU TAUX DE CHARGEMENT.	2.4
2.2.2 INFLUENCE DE LA MASSIVITE.	2.5
2.2.3 INFLUENCE DE LA LONGUEUR DES COLONNES.	2.7
2.2.4 INFLUENCE DE L'ARMATURAGE.	2.9
2.2.5 INFLUENCE DE L'ENROBAGE.	2.9
2.2.6 INFLUENCE DE L'EXCENTRICITE DE LA CHARGE.	2.11
<u>3. RESULTATS EXPERIMENTAUX OBTENUS A L'UNIVERSITE TECHNIQUE DE BRAUNSCHWEIG ET A LA STATION D'ESSAIS AU FEU D'OTTAWA.</u>	3.1
3.1 DESCRIPTION DES ESSAIS DE BRAUNSCHWEIG.	3.1
3.2 ANALYSE DES ESSAIS DE BRAUNSCHWEIG.	3.3
3.2.1 INFLUENCE DU TAUX DE CHARGEMENT.	3.3
3.2.2 INFLUENCE DE LA MASSIVITE.	3.5
3.2.3 INFLUENCE DE LA LONGUEUR DES COLONNES.	3.6
3.2.4 INFLUENCE DE L'ARMATURAGE.	3.7
3.2.5 INFLUENCE DE L'ENROBAGE.	3.8
3.2.6 INFLUENCE DE L'EXCENTRICITE DE LA CHARGE.	3.8
3.2.7 INFLUENCE DES CONDITIONS D'EXTREMITE.	3.10
3.3 DESCRIPTION DES ESSAIS D'OTTAWA.	3.11
3.4 ANALYSE DES ESSAIS D'OTTAWA.	3.12
3.4.1 INFLUENCE DU TAUX DE CHARGEMENT.	3.12
3.4.2 INFLUENCE DE LA MASSIVITE.	3.15
3.4.3 INFLUENCE DE LA LONGUEUR DES COLONNES.	3.15
3.4.4 INFLUENCE DE L'ARMATURAGE.	3.16
3.4.5 INFLUENCE DE L'ENROBAGE.	3.16
3.4.6 INFLUENCE DE L'EXCENTRICITE DE LA CHARGE.	3.17

3.4.7 INFLUENCE DES CONDITIONS D'EXTREMITE.	3.18
<u>4. SIMULATIONS NUMERIQUES.</u>	4.1
<u>5. MISE AU POINT D'UNE FORMULATION POUR LA DETERMINATION DE LA CHARGE ULTIME ET DE LA RESISTANCE AU FEU.</u>	5.1
5.1 FORMULATIONS EXISTANT A TEMPERATURE ORDINAIRE.	5.1
5.1.1 METHODE GENERALE.	5.1
5.1.2 METHODE PRATIQUE BASEE SUR L'ETAT D'EQUILIBRE.	5.3
5.1.3 METHODE DE CALCUL APPROCHEE.	5.4
5.1.4 METHODE DU BAEL.	5.4
5.2 FORMULATION POUR COLONNES COMPRIEES A CHAUD SANS EXCENTRICITE.	5.7
5.2.1 EXPRESSION DE $N_p(T)$.	5.7
5.2.2 EXPRESSION DE $\alpha(\lambda)$.	5.16
5.3 FORMULATION POUR COLONNES COMPRIEES ET FLECHIES.	5.21
5.3.1 FORMULATION A TEMPERATURE ORDINAIRE.	5.21
5.3.2 FORMULATION A TEMPERATURE ELEVEE.	5.27
5.4 AMELIORATION DE LA METHODE.	5.31
5.5 ANALYSE DES RESULTATS.	5.35
5.6 LIMITES DU MODELE.	5.45
<u>6. RESUME DE LA METHODE ET EXEMPLES.</u>	6.1
6.1 RESUME DE LA METHODE.	6.1
6.2 EXEMPLES.	6.3
6.2.1 COLONNE 21B :	6.3
6.2.2 COLONNE 25 :	6.5
<u>7. CONCLUSIONS</u>	7.1
<u>8. BIBLIOGRAPHIE</u>	8.1

1. INTRODUCTION

Ce document a pour but de compléter le premier rapport, appelé Rapport Final I, consacré à la recherche F.R.F.C. sur le dimensionnement des colonnes en béton armé en considérant le problème de la résistance au feu [1]. Dans l'introduction de ce premier rapport, on a rappelé les opérations qui étaient nécessaires en vue de mener à bien cette recherche, à savoir :

1. réaliser des essais sur colonnes en béton armé soumises à l'action du feu (incendie normalisé);
2. effectuer des simulations numériques;
3. mettre au point une approche simplifiée à l'usage des auteurs de projets;
4. effectuer des essais à chaud sur barres à béton.

Le point 4 constituait un volet particulier de la recherche. Il a été entièrement traité dans le Rapport Final I susmentionné.

En ce qui concerne le point 1, des essais ont été effectués à l'Université de Gand et à l'Université de Liège. Les essais de Gand portaient sur des colonnes de 3,90 m de longueur, tandis que ceux de Liège portaient sur des colonnes de 2,10 m de longueur. Les résultats de ces essais nous ont permis d'effectuer une analyse des principaux paramètres influençant le comportement, à savoir :

- taux de chargement
- massivité
- longueur
- armaturage
- enrobage
- conceptions à éviter.

En ce qui concerne le point 2, l'Université de Liège a développé des logiciels de calcul performants pour l'analyse des structures en béton, en acier et mixtes béton-acier

soumises à des températures élevées [2] [3]. La version la plus récente de ces logiciels s'appelle SAFIR [4], et c'est cette version qui a été utilisée pour les simulations numériques.

Si l'on retire les essais correspondant aux armatures $\phi 25$, qui ont en général conduit à des ruptures prématurées, on peut considérer que les résultats de la simulation numérique sont, tant en ce qui concerne le calcul des températures que le calcul de la résistance au feu, satisfaisants et sécuritaires.

En ce qui concerne le point 3, consacré à la mise au point d'une approche simplifiée à l'usage des auteurs de projet, celui-ci n'a pas été abordé dans le Rapport Final I, et il constitue donc l'élément essentiel du présent rapport.

Avant d'aborder l'étude de ce point, nous avons estimé qu'il était nécessaire de reprendre, dans le présent rapport, une synthèse des résultats présentés dans le Rapport Final I. Celle-ci est donnée dans le chapitre 2.

Les résultats expérimentaux ont été obtenus à Liège et Gand. Ils ne concernent donc que deux laboratoires et un échantillon assez restreint. C'est pourquoi il a été jugé nécessaire de se procurer des résultats d'essais provenant d'autres laboratoires et couvrant un domaine plus étendu. Ces essais ont été effectués à l'Université Technique de Braunschweig [5] et à la Station d'Essais au Feu d'Ottawa [6] et sont présentés au chapitre 3.

Au chapitre 4, on effectue une comparaison entre les résultats des simulations obtenues par SAFIR et les résultats expérimentaux de Gand, Liège, Braunschweig et Ottawa, et une brève analyse comparative est présentée.

Le chapitre 5 est consacré à la mise au point d'une formulation pour la détermination de la charge ultime et de la résistance au feu, ce qui constitue l'élément le plus important de ce rapport.

Comme nous avons eu l'occasion de le souligner dans l'introduction du Rapport Final I, l'évaluation par voie théorique de la résistance au feu des structures en béton est très complexe.

Des méthodes simplifiées existent, mais elles sont plus particulièrement applicables aux éléments fléchis (poutre, dalles) [7] [8]. En ce qui concerne les colonnes, soumises à des effets du second ordre, les quelques méthodes disponibles à ce jour présentent plusieurs inconvénients. Elles demandent toutes d'avoir à sa disposition des diagrammes donnant la répartition de la température sur la section droite des éléments à des moments déterminés. Certaines doivent encore être calibrées [9], tandis que d'autres font référence à des méthodes à température ordinaire qui ne sont plus guère utilisées [10].

Cette situation est d'autant plus regrettable qu'elle est particulière au béton. Des méthodes existent en effet pour les colonnes en acier, en bois et même mixtes béton-acier [8]. Elles constituent toutes une extension des méthodes développées à température ordinaire [11]. Elles sont basées sur la définition d'un coefficient $\bar{N} = f(\bar{\lambda})$ (contrainte critique réduite = fonction de l'élançement réduit), en tenant compte de la variation de ces caractéristiques en fonction de la température.

De telles relations existent d'ailleurs pour les colonnes chargées centriquement et excentriquement. Dans ce dernier cas, la formule se complique par l'apparition d'un coefficient d'amplification non linéaire.

Dans le cas du béton, les méthodes du type $\bar{N} = f(\bar{\lambda})$ n'existent, à température ordinaire, que pour les colonnes chargées centriquement, et elles sont très peu nombreuses. Pour les colonnes chargées excentriquement, on se réfère généralement à des méthodes basées sur l'équilibre entre forces intérieures et extérieures.

Aux températures élevées, le problème se complique encore du fait de l'inégale répartition de la température sur la section droite.

C'est pourquoi, dans la recherche d'une méthode simplifiée, on a adopté les démarches suivantes :

- trouver une formulation permettant d'éviter de devoir recourir à des diagrammes donnant la répartition de la température sur la section droite des éléments en béton;
- trouver une formulation dans laquelle l'élançement de la colonne est un paramètre déterminant.

2. SYNTHÈSE DES RESULTATS PRESENTES DANS LE RAPPORT FINAL I.

Ce chapitre reprend une description des essais réalisés à l'Université de Gand et à l'Université de Liège ainsi que les conclusions qui ont pu en être extraites. Les simulations numériques de ces essais seront également présentées dans ce chapitre. Celles-ci ont été effectuées à l'aide du logiciel SAFIR développé dans le Service des Ponts et Charpentes de l'Université de Liège. Bien que ces trois sujets soient déjà traités dans le Rapport Final I, il nous a paru nécessaire de les inclure dans ce Rapport, afin que celui-ci contienne l'ensemble des résultats de la recherche et qu'il puisse servir de base pour une éventuelle publication.

2.1 Description des essais de Gand et Liège.

Le tableau 1 présente une description des colonnes qui ont été testées à Gand ainsi qu'à Liège. Les colonnes testées à Liège sont les colonnes courtes de 2.1 m. Toutes ces colonnes sont bi-articulées.

Dans ce tableau, c (figure 1) représente l'enrobage (ou couverture) des armatures, e l'excentricité de la charge, $R_{f\text{ visé}}$ et $R_{f\text{ exp}}$ représentent respectivement la résistance au feu visée et la résistance au feu expérimentale.

Le tableau 1 donne également deux charges, N_{appl} et N_{max} . N_{appl} est la charge appliquée sur la colonne jusqu'au moment où l'on atteint la résistance au feu souhaitée (1 ou 2 heures). Si à ce moment on n'a pas atteint la ruine, la charge est augmentée jusqu'à la valeur N_{max} , charge qui entraîne la rupture de la colonne. Cette procédure a été utilisée afin d'évaluer la réserve de charge disponible. Si la rupture se produit avant $R_{f\text{ visé}}$, alors $N_{\text{appl}} = N_{\text{max}}$.

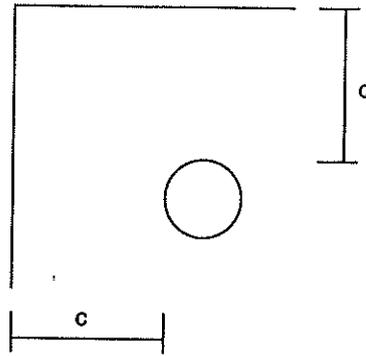


figure 1

L'analyse de ce tableau montre une grande dispersion des résultats puisque, pour des colonnes identiques ($31 F \equiv 31 C$ et $33 B \equiv 33 A$), on obtient des valeurs nettement différentes, que ce soit pour la résistance au feu ou pour la charge maximum.

On remarque également que l'emploi d'armatures de diamètre $\phi=25$ mm est à déconseiller puisque la résistance au feu est beaucoup plus faible que prévu. Ces ruptures prématurées sont dues à des éclatements importants du béton autour des armatures. On pourrait croire que c'est à cause du fait que l'enrobage est trop faible par rapport au diamètre de l'armature, mais même avec un enrobage de 40 mm (colonne 35 A), il y a rupture prématurée.

DESCRIPTION ET RESULTATS DE LA SERIE D'ESSAIS DE GAND ET LIEGE									
N°	Section (mm ²)	Arm.	L (m)	c (mm)	e (mm)	N _{appl} (kN)	N _{max} (kN)	R _f visé (min.)	R _f exp (min.)
31 B	300 x 300	4 ϕ 16	3.9	25	0/0	890	950	60	61
31 C	300 x 300	4 ϕ 16	3.9	25	0/0	345	622	120	120
31 D	300 x 300	4 ϕ 16	3.9	25	20/20	208	220	120	125
31 E	300 x 300	4 ϕ 16	3.9	25	-20/20	352	664	120	128
31 F	300 x 300	4 ϕ 16	3.9	25	0/0	422	422	120	116
32 A	300 x 300	4 ϕ 16	3.9	40	20/20	304	349	120	123
33 A	300 x 300	4 ϕ 25	3.9	25	20/20	304	304	120	69
33 B	300 x 300	4 ϕ 25	3.9	25	20/20	250	475	120	120
34 A	300 x 300	4 ϕ 16	3.9	25	20/20	344	370	120	126
35 A	300 x 300	4 ϕ 25	3.9	40	20/20	425	425	120	66
41 A	400 x 400	8 ϕ 16	3.9	25	20/20	1650	1650	120	93
42 A	400 x 400	4 ϕ 25	3.9	25	20/20	1680	1680	120	34
21 A	200 x 300	6 ϕ 12	3.9	25	20/20	155	300	60	60
21 B	200 x 300	6 ϕ 12	3.9	25	20/20	60	178	120	120
22 A	200 x 300	6 ϕ 12	3.9	35	20/20	170	283	60	60
22 B	200 x 300	6 ϕ 12	3.9	35	20/20	68	334	120	120
31 BC	300 x 300	4 ϕ 16	2.1	25	0/0	820	1270	60	63
31 CC	300 x 300	4 ϕ 16	2.1	25	0/0	298	803	120	123
33 AC	300 x 300	4 ϕ 25	2.1	25	0/0	878	878	60<Rf<120	69
21 BC	200 x 300	6 ϕ 12	2.1	25	0/0	611	611	60<Rf<120	107
22 BC	200 x 300	6 ϕ 12	2.1	35	0/0	620	620	60<Rf<120	97

tableau 1

2.2 Analyse des essais de Gand et Liège.

L'influence des différents paramètres sur la résistance au feu d'une colonne en béton armé a été étudiée dans le Rapport Final I. Nous ne reprenons ici que les conclusions qui ont pu en être dégagées.

Les paramètres étudiés sont : le taux de chargement, la massivité, la longueur, l'armaturage, l'enrobage et l'excentricité de la charge.

2.2.1 Influence du taux de chargement.

Afin d'examiner l'influence du taux de chargement, on a calculé pour chacun des essais le facteur $\eta = N_{\max} / N_d$, où :

η est le taux de chargement ;

N_{\max} est la charge maximum appliquée durant l'essai et qui a conduit à la ruine ;

N_d est la charge de calcul à froid de la colonne.

Les résultats correspondants sont repris au tableau 2. On peut voir d'après ce tableau qu'il y a une assez grande dispersion des résultats expérimentaux car, en toute logique, ce tableau devrait "se diagonaliser", puisque, aux taux de chargement les plus élevés devraient correspondre les résistances au feu les plus faibles, et vice-versa. On ne peut cependant pas conclure que la plupart des résultats sont anormaux.

GAND - LIEGE				
Influence du taux de chargement				
Valeurs expérimentales				
$R_f \backslash n$	≤ 0.25	$0.25 \leq \eta \leq 0.5$	$0.5 \leq \eta \leq 0.75$	> 0.75
> 120	1	4	4	-
$60 < R_f < 120$	1	2	3	5
< 60	-	-	-	1

tableau 2

2.2.2 Influence de la massivité.

Le tableau 3 permet d'apprécier l'influence de la massivité sur la résistance au feu expérimentale.

Les résultats paraissent assez logiques en ce qui concerne les colonnes 200 x 300 et 300 x 300.

On constate en effet que, pour les sections 200 x 300, la majorité des résultats expérimentaux donnent R_f compris entre 60 et 120 min, tandis que pour les sections 300 x 300, on a en majorité $R_f > 120$ min. Ceci signifie que, pour les colonnes 200 x 300, on obtient aisément $R_f = 1$ h, tandis qu'il est très malaisé d'obtenir $R_f = 2$ h, même pour les charges assez faibles.

Pour les colonnes 300 x 300, on obtient aisément $R_f = 1$ h. Il est possible d'obtenir $R_f = 2$ h, mais il faut limiter les charges appliquées pour aboutir à cette valeur.

Les résultats concernant les colonnes 400 x 400 paraissent tout à fait surprenants, puisqu'on obtient pour une des deux $R_f < 60$ et pour l'autre $60 < R_f < 120$, alors que l'on s'attend plutôt à obtenir des résistances au feu élevées.

Ces résultats s'expliquent sans doute par une conception peu appropriée : d'une part, dans un des deux cas, l'utilisation de barres $\phi 25$, qui a conduit presque systématiquement à des résistances au feu très faibles; d'autre part, dans les deux cas, l'utilisation d'un faible enrobage avec une colonne de massivité élevée, ce qui ne semble guère favorable.

Influence de la massivité Valeurs expérimentales			
Section Rf	400 x 400	300 x 300	200 x 300
> 120	-	7	2
$60 < R_f < 120$	1	6	4
< 60	1	-	-

tableau 3

2.2.3 Influence de la longueur des colonnes.

Le tableau 4 permet d'effectuer des comparaisons entre colonnes de longueurs différentes. A chaque colonne de 2.10 m testée à Liège correspond une colonne de 3.90 m testée à Gand. Seul varie le taux de chargement.

Au vu des résultats, il semble qu'une augmentation de la longueur est défavorable pour la résistance au feu. En effet, dans les deux premiers cas (31B ↔ 31BC et 31C ↔ 31CC), la résistance au feu est la même mais le taux de chargement est plus élevé en ce qui concerne les colonnes courtes. Dans le troisième cas (21B ↔ 21 BC), le taux de chargement de la colonne courte est plus du double de celui de la colonne de 3,90 m, alors que la résistance au feu n'est que légèrement plus faible. Dans le dernier cas (22B ↔ 22BC), l'influence de la longueur est plus difficile à saisir, car l'accroissement du taux de chargement de la colonne courte va de pair avec une diminution de la résistance au feu.

On peut néanmoins conclure qu'une diminution de la longueur des colonnes est favorable pour le comportement au feu.

GAND ET LIEGE								
Influence de la longueur des colonnes								
Colonne	Arm.	c (mm)	N_d (kN)	N_{appl} (kN)	N_{max} (kN)	$\eta =$ N_{max}/N_d	ESSAI R_f (min)	SAFIR R_f (min)
31 B	4 ϕ 16	25	1073	890	950	0.885	> 60	70
31 BC	4 ϕ 16	25	1188	820	1270	1.069	> 60	114
31 C	4 ϕ 16	25	1103	345	622	0.564	> 120	85
31 CC	4 ϕ 16	25	1159	298	803	0.693	> 120	153
21 B	6 ϕ 12	25	479	60	178	0.372	> 120	50
21 BC	6 ϕ 12	25	781	611	611	0.782	107	79
22 B	6 ϕ 12	35	467	68	334	0.715	> 120	31
22 BC	6 ϕ 12	35	681	620	620	0.910	97	76

tableau 4

GAND ET LIEGE								
Influence de l'armaturage								
Colonne	Arm.	c (mm)	N_d (kN)	N_{appl} (kN)	N_{max} (kN)	$\eta =$ N_{max}/N_d	ESSAI R_f (min)	SAFIR R_f (min)
32 A	4 ϕ 16	40	939	304	349	0.372	> 120	105
35 A	4 ϕ 25	40	1227	425	425	0.346	66	121
34 A	8 ϕ 16	25	1077	344	370	0.344	> 120	109
33 A	4 ϕ 25	25	1318	304	304	0.231	69	122
33 B	4 ϕ 25	25	1213	250	475	0.392	> 120	85
41 A	8 ϕ 16	25	1548	1650	1650	1.066	93	92
42 A	4 ϕ 25	25	1910	1680	1680	0.880	34	93
31 BC	4 ϕ 16	25	1188	820	1270	1.069	> 60	114
33 AC	4 ϕ 25	25	1380	878	878	0.636	69	137

tableau 5

2.2.4 Influence de l'armaturage.

On présente au tableau 5 des colonnes qui, pour un taux de chargement du même ordre de grandeur, ne diffèrent que par l'armaturage choisi.

De nouveau, on remarque que les colonnes pour lesquelles on a adopté des barres de gros diamètre ($\phi = 25$ mm) ont un comportement médiocre : parmi ces 5 colonnes, une seule a montré des résultats satisfaisants.

De telles ruptures prématurées n'ont pratiquement pas été observées avec des armatures $\phi 16$ et $\phi 12$.

2.2.5 Influence de l'enrobage.

On présente au tableau 6 des colonnes qui, pour un taux de chargement du même ordre de grandeur, ne diffèrent que par l'enrobage choisi.

En principe, à un accroissement d'enrobage correspond un accroissement de la résistance au feu, puisque la température dans des armatures portantes s'élève moins vite.

Dans le premier cas, on peut voir une légère augmentation du taux de chargement pour une résistance au feu identique. Dans le second cas, l'augmentation de l'enrobage a un effet positif ou négatif suivant les colonnes que l'on compare. Il faut rappeler que les colonnes de ce second cas ont des armatures de 25 mm et qu'il y a eu rupture prématurée

due à des éclatements. Dans les troisième et quatrième cas, l'effet est positif mais peu sensible. Dans le dernier cas, l'effet est très nettement positif.

Un accroissement d'enrobage a donc un effet positif sur la résistance au feu, mais il n'est pas aussi déterminant que ce qui ressort des Recommandations FIP/CEB ou de l'Eurocode.

GAND ET LIEGE									
Influence de l'enrobage									
Colonne	Arm.	c (mm)	e (mm)	N_d (kN)	N_{appl} (kN)	N_{max} (kN)	$\eta =$ N_{max}/N_d	ESSAI R_f (min)	SAFIR R_f (min)
31 D	4 ϕ 16	25	20/20	941	208	220	0.234	> 120	110
32 A	4 ϕ 16	40	20/20	939	304	349	0.372	> 120	105
33 A	4 ϕ 25	25	20/20	1318	304	304	0.231	69	122
33 B	4 ϕ 25	25	20/20	1213	250	475	0.392	> 120	85
35 A	4 ϕ 25	40	20/20	1227	425	425	0.346	66	121
21 BC	6 ϕ 12	25	0/0	781	611	611	0.782	107	79
22 BC	6 ϕ 12	35	0/0	681	620	620	0.910	97	76
21 A	6 ϕ 12	25	20/20	468	155	300	0.641	> 60	31
22 A	6 ϕ 12	35	20/20	425	170	283	0.666	> 60	36
21 B	6 ϕ 12	25	20/20	479	60	178	0.372	> 120	50
22 B	6 ϕ 12	35	20/20	467	68	334	0.715	> 120	31

tableau 6

2.2.6 Influence de l'excentricité de la charge.

D'après le tableau 7, il est difficile de tirer des conclusions sur l'influence de l'excentricité de la charge étant donné le nombre peu élevé d'essais représentatifs.

On peut cependant remarquer que pour les colonnes 31 C et 31 E, qui ont respectivement les excentricités 0/0 et -20/20, les résistances au feu sont sensiblement les mêmes.

Ceci confirme le résultat obtenu en appliquant la règle contenue dans la NBN 15 : lorsque l'on a des excentricités différentes aux extrémités, on considère une excentricité équivalente initiale $e_i = 0,6 e_1 + 0,4 e_2$. Dans notre cas, elle vaut :

$$e_i = 0,6 \times 20 + 0,4 \times (-20) = 4 \text{ mm,}$$

ce qui est proche de 0.

GAND ET LIEGE									
Influence de l'excentricité de la charge									
Colonne	Arm.	c (mm)	e (mm)	N_d (kN)	N_{appl} (kN)	N_{max} (kN)	$\eta =$ N_{max}/N_d	ESSAI R_f (min)	SAFIR R_f (min)
31 C	4 ϕ 16	25	0/0	1103	345	622	0.564	> 120	85
31 F	4 ϕ 16	25	0/0	1039	422	422	0.406	116	89
31 E	4 ϕ 16	25	-20/20	1038	352	664	0.640	> 120	84
31 D	4 ϕ 16	25	20/20	941	208	220	0.234	> 120	110

tableau 7

3. RESULTATS EXPERIMENTAUX OBTENUS A L'UNIVERSITE TECHNIQUE DE BRAUNSCHWEIG ET A LA STATION D'ESSAIS AU FEU D'OTTAWA.

Les essais réalisés à Gand et à Liège ne sont pas assez nombreux pour permettre la mise au point d'une méthode de calcul simplifiée. C'est pourquoi il a été jugé nécessaire de se procurer des résultats d'essais provenant d'autres laboratoires et couvrant un domaine plus étendu. C'est ainsi qu'en plus des essais de Gand et Liège, nous avons pu disposer d'essais de l'Université Technique de Braunschweig (Allemagne) et de la Station d'Essais au Feu d'Ottawa (Canada).

La méthode simplifiée sera donc calibrée sur des essais provenant de 4 laboratoires différents, ce qui sera un atout majeur.

3.1 Description des essais de Braunschweig.

Cette série de 39 essais a été réalisée au Laboratoire du Professeur KORDINA de l'Université de Braunschweig.

Le tableau 8 fournit une description de ces essais. Les colonnes testées sont soit bi-articulées, soit encastrée-articulée. Contrairement à ce qui a été réalisé dans les essais de Gand et Liège, la charge a été maintenue constante jusqu'à la ruine de la colonne. Ceci donne une meilleure indication sur la résistance au feu puisqu'elle est connue avec précision.

Dans ce tableau :

- c est l'enrobage (jusqu'au bord de l'armature);
- e est l'excentricité de la charge;
- N_{appl} est la charge appliquée lors de l'essai et jusqu'à rupture;
- $R_{\text{f exp}}$ est la résistance au feu expérimentale.

DESCRIPTION ET RESULTATS DE LA SERIE D'ESSAIS DE BRAUNSCHWEIG							
N°	Section (mm ²)	Arm.	L (m)	a (mm)	e (mm)	N _{appl} (kN)	R _f exp (min.)
1	300 x 300	6 φ 20	3.76	38	30	710	86
2	300 x 300	6 φ 20	3.76	38	0	930	84
3	300 x 300	6 φ 20	3.76	38	0	930	138
4	300 x 300	6 φ 20	4.76	38	30	650	63
5	300 x 300	6 φ 20	4.76	38	0	880	108
6	300 x 300	6 φ 20	5.76	38	30	600	61
7	300 x 300	6 φ 20	5.76	38	0	800	58
8	200 x 200	4 φ 20	3.76	38	0	420	58
9	200 x 200	4 φ 20	3.76	38	0	420	66
10	200 x 200	4 φ 20	4.76	38	0	340	48
11	300 x 300	6 φ 20	4.76	38	30	650	80
12	300 x 300	6 φ 20	4.76	38	30	650	69
13	300 x 300	6 φ 20	4.76	38	15	740	85
14	200 x 200	4 φ 20	4.76	38	10	280	49
15	200 x 200	4 φ 20	4.76	38	20	240	36
16	300 x 300	6 φ 20	4.76	38	90	460	75
17	300 x 300	6 φ 20	4.76	38	150	362	65
18	200 x 200	4 φ 20	4.76	38	60	170	49
19	200 x 200	4 φ 20	4.76	38	100	130	53
20	300 x 300	6 φ 20	3.8 *	38	30	845	111
21	300 x 300	6 φ 20	3.8 *	38	50	780	125
25	200 x 200	4 φ 20	5.76	38	10	208	40
26	300 x 300	6 φ 20	4.76 *	38	15	735	160
27	300 x 300	6 φ 20	4.76 *	38	150	355	89
28	300 x 300	6 φ 20	4.76	38	-15/15	735	93
29	300 x 300	6 φ 20	4.76	38	-30/30	645	135
30	300 x 300	6 φ 20	4.76	38	5	1224	48
31	300 x 300	6 φ 20	3.76	38	5	1695	57
37	300 x 300	6 φ 20	4.70	38	5	1548	38
38	300 x 300	6 φ 20	4.70	38	10	970	55
39	300 x 300	6 φ 20	4.70	38	10	1308	57
40	300 x 300	6 φ 20	4.70	38	150	280	49
41	300 x 300	6 φ 20	4.70	38	150	465	50
42	200 x 200	6 φ 14	5.71	33	100	140	31
43	200 x 200	6 φ 14	5.71	33	10	245	40
44	200 x 200	6 φ 14	5.71	33	50	172	35
45	200 x 200	6 φ 14	5.71	33	10	175	49
46	200 x 200	6 φ 14	5.71	33	50	122	52
47	200 x 200	6 φ 14	5.71	33	10	128	72

* : encasté-articulé

tableau 8

3.2 Analyse des essais de Braunschweig.

Les paramètres étudiés pour cette série d'essai sont les mêmes que ceux étudiés pour les essais de Gand et Liège. Etant donné que cette série possède des essais avec des conditions d'extrémité différentes, nous étudierons ce paramètre supplémentaire.

3.2.1 Influence du taux de chargement.

Le taux de chargement $\eta = N_{\text{appl}} / N_d$ a été calculé pour toutes les colonnes de Braunschweig et est repris au tableau 9.

Bien qu'une analyse quantitative puisse être réalisée (étant donné que la valeur exacte de la résistance au feu est connue), nous avons fait une analyse qualitative des résultats expérimentaux afin de comparer ces résultats avec ceux de Gand et Liège. Ces résultats qualitatifs sont repris au tableau 10.

Les résultats sont logiques pour $0.5 \leq \eta \leq 0.75$ et $\eta > 0.75$, mais pas pour $0.25 \leq \eta \leq 0.5$. En effet, pour des taux de chargement aussi faibles, il devrait y avoir plus de colonnes pour lesquelles $60 < R_f < 120$ et $R_f > 120$ que de colonnes pour lesquelles $R_f < 60$. Ceci peut s'expliquer par le fait que les 2 colonnes pour lesquelles $R_f < 60$ sont des colonnes très élancées (colonnes 45 et 46).

BRAUNSCHWEIG					
Influence du taux de chargement sur la résistance au feu					
Colonne	Section (mm ²)	N _d (kN)	N _{appl} (kN)	$\eta = \frac{N_{appl}}{N_d}$	R _{t,exp} (min)
1	300 x 300	924	710	0.77	86
2	300 x 300	1174	930	0.79	84
3	300 x 300	1174	930	0.79	138
4	300 x 300	865	650	0.75	63
5	300 x 300	1114	880	0.79	108
6	300 x 300	806	600	0.74	61
7	300 x 300	1043	800	0.77	58
8	200 x 200	465	420	0.90	58
9	200 x 200	465	420	0.90	66
10	200 x 200	398	340	0.85	48
11	300 x 300	1034	650	0.63	80
12	300 x 300	1034	650	0.63	69
13	300 x 300	1171	740	0.63	85
14	200 x 200	454	280	0.62	49
15	200 x 200	404	240	0.59	36
16	300 x 300	697	460	0.66	75
17	300 x 300	530	362	0.68	65
18	200 x 200	291	170	0.58	49
19	200 x 200	233	130	0.56	53
20	300 x 300	1178	845	0.72	111
21	300 x 300	1021	780	0.76	125
25	200 x 200	375	208	0.55	40
26	300 x 300	1171	735	0.63	160
27	300 x 300	631	355	0.56	89
28	300 x 300	1337	735	0.55	93
29	300 x 300	1498	645	0.43	135
30	300 x 300	1516	1224	0.81	48
31	300 x 300	1785	1695	0.95	57
37	300 x 300	1652	1548	0.94	38
38	300 x 300	994	970	0.98	55
39	300 x 300	1255	1308	1.04	57
40	300 x 300	343	280	0.82	49
41	300 x 300	542	465	0.86	50
42	200 x 200	193	140	0.73	31
43	200 x 200	403	245	0.61	40
44	200 x 200	266	172	0.65	35
45	200 x 200	403	175	0.43	49
46	200 x 200	266	122	0.46	52
47	200 x 200	403	128	0.32	72

tableau 9

BRAUNSCHWEIG				
Influence du taux de chargement				
Valeurs expérimentales				
Rf \ n	< 0.25	$0.25 \leq \eta \leq 0.5$	$0.5 \leq \eta \leq 0.75$	> 0.75
> 120	-	1	1	2
$60 < Rf < 120$	-	1	10	4
< 60	-	2	8	10

tableau 10

3.2.2 Influence de la massivité.

Les résultats du tableau 11 sont cohérents puisque la plupart des colonnes 300 x 300 ont une résistance au feu supérieure à celle des colonnes 200 x 200.

Si on compare ce tableau au tableau 3 de Gand et Liège, on remarque que pour les essais de Braunschweig, la majorité des colonnes 300 x 300 ont une résistance au feu comprise entre 60 et 120 min., alors que pour les essais de Gand et Liège, elles ont une résistance au feu supérieure à 120 min.

On peut expliquer cette différence par le fait que les taux de chargement des colonnes de Braunschweig sont plus élevés que ceux des colonnes de Gand et Liège. Ceci est particulièrement bien marqué dans le tableau 12. Il indique le pourcentage de colonnes compris dans chacun

des intervalles établis pour les taux de chargement pour les essais de Gand et Liège et les essais de Braunschweig.

BRAUNSCHWEIG Influence de la massivité Valeurs expérimentales		
Rf \ Section	300 x 300	200 x 200
> 120	4	-
60 < Rf < 120	13	2
< 60	8	12

tableau 11

	$\eta < 0,25$	$0,25 < \eta < 0,50$	$0,50 < \eta < 0,75$	$\eta > 0,75$
Gand - Liège	9.5 %	28.6 %	33.3 %	28.6 %
Braunschweig	0 %	10.2 %	46.2 %	43.6 %

tableau 12

3.2.3 Influence de la longueur des colonnes.

Le tableau 13 regroupe les colonnes pour lesquelles, à part la résistance du béton, seule la longueur change.

Si on exclut les colonnes où il y a eu des éclatements, on peut voir que les résultats vont dans le sens attendu. En effet, plus la colonne est longue, plus la résistance au feu est faible.

BRAUNSCHWEIG								
Influence de la longueur des colonnes								
Colonne	b/d (mm)	l (m)	e (mm)	f _{cm} (N/mm ²)	N _d (kN)	N _{appl} (kN)	$\eta = \frac{N_{appl}}{N_d}$	ESSAI (min)
1	300/300	3.76	-30	29	924	710	0.77	86
4	300/300	4.76	-30	29	865	650	0.75	63
11	300/300	4.76	-30	37	1034	650	0.63	80
12	300/300	4.76	-30	37	1034	650	0.63	69
6	300/300	5.76	-30	29	806	600	0.74	61
31	300/300	3.76	-5	51	1785	1695	0.95	57
30	300/300	4.76	-5	46	1516	1224	0.81	48
2	300/300	3.76	0	29	1174	930	0.79	84
3	300/300	3.76	0	29	1174	930	0.79	138
5	300/300	4.76	0	29	1114	880	0.79	108
7	300/300	5.76	0	29	1043	800	0.77	58
8	200/200	3.76	0	29	465	420	0.90	58
9	200/200	3.76	0	29	465	420	0.90	68
10	200/200	4.76	0	29	398	340	0.85	48
14	200/200	4.76	-10	37	454	280	0.62	49
25	200/200	5.76	-10	39	375	208	0.55	40

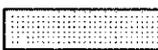
 Colonnes qui ont subi des éclatements

tableau 13

3.2.4 Influence de l'armaturage.

Le tableau 14 reprend les colonnes pour lesquelles le diamètre des armatures est différent.

D'après ce tableau, il semblerait que le diamètre des armatures n'a pas une grande importance. En effet, la résistance au feu des colonnes

est pratiquement identique alors que les taux de chargement sont comparables.

BRAUNSCHWEIG								
Influence de l'armaturage								
Colonne	b/d (mm)	l (m)	e (mm)	arm.	N_d (kN)	N_{appl} (kN)	$\eta =$ N_{appl}/N_d	ESSAI (min)
38	300/300	4.7	-10	4 ϕ 14	994	970	0.98	55
39	300/300	4.7	-10	4 ϕ 20	1255	1308	1.04	57
40	300/300	4.7	-150	4 ϕ 14	343	280	0.82	49
41	300/300	4.7	-150	4 ϕ 20	542	465	0.86	50

tableau 14

3.2.5 Influence de l'enrobage.

Les essais effectués à Braunschweig ne permettent pas d'examiner l'influence de l'enrobage. En effet, il n'est pas possible de regrouper des colonnes pour lesquelles tous les paramètres sont identiques à l'exception de l'enrobage.

3.2.6 Influence de l'excentricité de la charge.

Le tableau 15 ne permet pas de dire que l'excentricité de la charge a une importance prépondérante sur la résistance au feu. Néanmoins, il semblerait qu'il y ait une diminution de la résistance au feu lorsque l'excentricité de la charge augmente, si on tient compte de la variation du taux de chargement et de la résistance du béton.

BRAUNSCHWEIG								
Influence de l'excentricité de la charge								
Colonne	b/d (mm)	l (m)	e (mm)	f _{cm} (N/mm ²)	N _d (kN)	N _{appl} (kN)	η = N _{appl} /N _d	ESSAI (min)
2	300/300	3.76	0	29	1174	930	0.79	84
3	300/300	3.76	0	29	1174	930	0.79	138
31	300/300	3.76	-5	51	1785	1695	0.95	57
1	300/300	3.76	-30	29	924	710	0.77	86
37	300/300	4.70	-5	42	1652	1548	0.94	38
39	300/300	4.70	-10	38	1255	1308	1.04	57
41	300/300	4.70	-150	38	542	465	0.86	50
38	300/300	4.70	-10	38	994	970	0.98	55
40	300/300	4.70	-150	38	343	280	0.82	49
5	300/300	4.76	0	29	1114	880	0.79	108
30	300/300	4.76	-5	46	1516	1224	0.81	48
13	300/300	4.76	-15	37	1171	740	0.63	85
4	300/300	4.76	-30	29	865	650	0.75	63
11	300/300	4.76	-30	37	1034	650	0.63	80
12	300/300	4.76	-30	37	1034	650	0.63	69
16	300/300	4.76	-90	37	697	460	0.66	75
17	300/300	4.76	-150	37	530	362	0.68	65
7	300/300	5.76	0	29	1043	800	0.77	58
6	300/300	5.76	-30	29	806	600	0.74	61
10	200/200	4.76	0	29	398	340	0.85	48
14	200/200	4.76	-10	37	454	280	0.62	49
15	200/200	4.76	-20	37	404	240	0.59	36
18	200/200	4.76	-60	37	291	170	0.58	49
19	200/200	4.76	-100	37	233	130	0.56	53
20	300/300	3.8 *	-30	40	1178	845	0.72	111
21	300/300	3.8 *	-50	40	1021	780	0.76	125
43	200/200	5.71	-10	50	403	245	0.61	40
45	200/200	5.71	-10	50	403	175	0.43	49
47	200/200	5.71	-10	50	403	128	0.32	72
44	200/200	5.71	-50	50	266	172	0.65	35
46	200/200	5.71	-50	50	266	122	0.46	52
42	200/200	5.71	-100	50	140	140	0.73	31

tableau 15

3.2.7 Influence des conditions d'extrémité.

Le tableau 16 permet de mettre en évidence l'influence des conditions d'extrémité. Pour les 2 premières colonnes (13 et 26) et les 2 dernières (1 et 20), l'influence est très bien marquée puisque, pour des taux de chargement comparables, la résistance au feu des colonnes encastree-articulée est plus élevée que celle des colonnes articulées aux 2 extrémités. Pour les 3 colonnes 17, 41 et 27, la comparaison est plus délicate puisque les taux de chargement ne sont pas du même ordre de grandeur.

BRAUNSCHWEIG							
Influence des conditions d'extrémité							
Colonne	b/d (mm)	l (m)	e (mm)	N _d (kN)	N _{appl.} (kN)	$\eta =$ N _{appl./N_d}	ESSAI (min)
13	300/300	4.76	-15	1171	740	0.63	85
26	300/300	4.76 *	-15	1171	735	0.63	160
17	300/300	4.76	-150	697	460	0.66	75
41	300/300	4.76	-150	542	465	0.86	50
27	300/300	4.76 *	-150	631	355	0.56	89
1	300/300	3.76	-30	924	710	0.77	86
20	300/300	3.80 *	-30	1178	845	0.72	111

* : encastree-articulé

tableau 16

3.3 Description des essais d'Ottawa.

Les 23 essais représentés au tableau 17 ont été réalisés à la Station d'Essais au Feu d'Ottawa. La plupart des colonnes testées sont bi-encastées et quelques essais ont été réalisés avec d'autres conditions d'extrémité (encasté-articulé et articulé-articulé). Tous les essais ont été réalisés avec le même enrobage, sauf un (64 mm au lieu de 48), et avec une excentricité nulle, sauf deux (25 mm).

DESCRIPTION ET RESULTATS DE LA SERIE D'ESSAIS D'OTTAWA							
N°	Section (mm ²)	Arm.	L (m)	c (mm)	e (mm)	N _{appl} (kN)	R _c exp (min.)
I2	305 x 305	4 φ 25.5	3.81 **	48	0	1333	170
I3	305 x 305	4 φ 25.5	3.81 **	48	0	800	218
I4	305 x 305	4 φ 25.5	3.81 **	48	0	711	220
I6	203 x 203	4 φ 20	3.81 **	48	0	169	180
I7	305 x 305	4 φ 25.5	3.81 **	48	0	1067	208
I8	305 x 305	4 φ 25.5	3.81 **	48	0	1778	146
I9	305 x 305	4 φ 25.5	3.81 **	48	0	1333	187
II1	305 x 305	4 φ 25.5	3.81 *	48	0	342	340
II2	305 x 305	4 φ 25.5	3.81 **	48	0	1044	201
II3	305 x 305	4 φ 25.5	3.81 **	48	0	916	210
II4	305 x 305	4 φ 25.5	3.81 **	48	0	1178	227
II5	305 x 305	4 φ 25.5	3.81 **	48	0	1067	234
II8	305 x 305	8 φ 25.5	3.81 **	48	0	978	252
II9	305 x 305	8 φ 25.5	3.81 **	48	0	1333	225
II10	406 x 406	8 φ 25.5	3.81 **	48	0	2418	262
II11	406 x 406	8 φ 32.3	3.81 **	48	0	2795	285
II12	406 x 406	8 φ 32.3	3.81 **	64	0	2978	213
III1	305 x 305	4 φ 25.5	3.81 *	48	0	800	242
III2	305 x 305	4 φ 25.5	3.81 *	48	0	1000	220
III3	305 x 305	4 φ 25.5	3.81	48	25	1000	181
III5	305 x 457	8 φ 22.2	3.81 **	48	0	1413	356
III6	203 x 915	8 φ 19	3.81 **	48	0	756	330
III14	305 x 305	4 φ 25.5	3.81 *	48	25	1178	183

: articulé-articulé

* : encasté-articulé

** : encasté-encasté

tableau 17

3.4 Analyse des essais d'Ottawa.

3.4.1 Influence du taux de chargement.

Le tableau 18 reprend les taux de chargement η pour toutes les colonnes de cette série.

De même que pour les essais de Gand-Liège et de Braunschweig, une analyse qualitative a été effectuée. Les résultats correspondants sont repris au tableau 19 et semblent logiques. En effet, pour $\eta > 0.75$, toutes les colonnes ont une résistance au feu $R_f < 200$. Pour $0.5 < \eta < 0.75$, la majorité des colonnes ont une résistance au feu comprise entre 200 et 240. Pour $0.25 < \eta < 0.5$, La majorité des colonnes ont également une résistance au feu comprise entre 200 et 240, mais avec un pourcentage plus important de colonnes dont la résistance au feu est supérieure à 240. Quant aux colonnes pour lesquelles $\eta < 0.25$, il est difficile de tirer des conclusions.

La figure 2 confirme cette influence du taux de chargement. Dans cette figure, le taux de chargement est porté en abscisse et la résistance au feu en ordonnée. Les points ont tendance à se mettre sur une droite de pente négative.

OTTAWA					
Influence du taux de chargement sur la résistance au feu					
Colonne	Section (mm ²)	N _d (kN)	N _{appl} (kN)	$\eta =$ N _{appl} /N _d	R _{f exp} (min)
I2	305 x 305	1906	1333	0.70	170
I3	305 x 305	1788	800	0.45	218
I4	305 x 305	1827	711	0.39	220
I6	203 x 203	885	169	0.19	180
I7	305 x 305	1870	1067	0.57	208
I8	305 x 305	1813	1778	0.98	146
I9	305 x 305	1963	1333	0.68	187
II1	305 x 305	2086	342	0.16	340
II2	305 x 305	2192	1044	0.48	201
II3	305 x 305	1841	916	0.50	210
II4	305 x 305	2592	1178	0.45	227
II5	305 x 305	2446	1067	0.44	234
II8	305 x 305	2774	978	0.35	252
II9	305 x 305	2544	1333	0.52	225
II10	406 x 406	3816	2418	0.63	262
II11	406 x 406	4434	2795	0.63	285
II12	406 x 406	5044	2978	0.59	213
III1	305 x 305	1968	800	0.41	242
III2	305 x 305	1955	1000	0.51	220
III3	305 x 305	1503	1000	0.67	181
III5	305 x 457	3158	1413	0.45	356
III6	203 x 915	2183	756	0.35	330
III14	305 x 305	1551	1178	0.76	183

tableau 18

OTTAWA Influence du taux de chargement				
Rf \ n	≤ 0.25	$0.25 \leq \eta \leq 0.5$	$0.5 \leq \eta \leq 0.75$	> 0.75
> 240	1	4	2	-
$200 < Rf < 240$	-	5	5	-
< 200	1	-	3	2

tableau 19

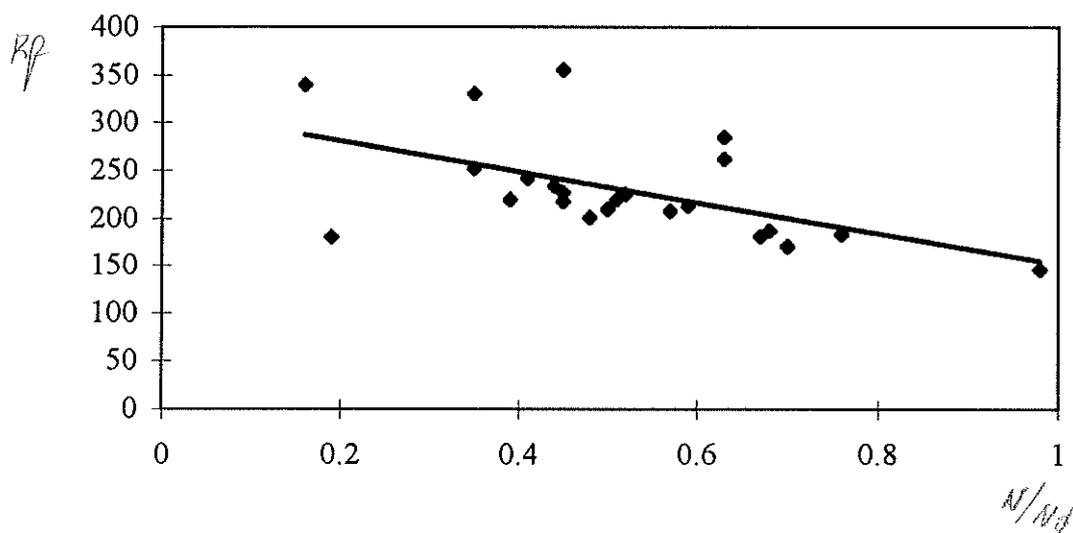


figure 2

3.4.2 Influence de la massivité.

Les résultats repris au tableau 20 montrent que la logique est tout à fait respectée, puisque plus la section de la colonne est importante, plus la résistance au feu est élevée. En effet, pour la majorité des colonnes 406 x 406, la résistance au feu est supérieure à 240; pour celle des colonnes 305 x 305, la résistance au feu est comprise entre 200 et 240, tandis que pour celle des colonnes 203 x 203, la résistance au feu est inférieure à 200.

Influence de la massivité Valeurs expérimentales			
Rf \ Section	406 x 406	305 x 305	203 x 203
> 240	2	3	-
200 < Rf < 240	1	9	-
< 200	-	5	1

tableau 20

3.4.3 Influence de la longueur des colonnes.

Etant donné que toutes les colonnes de cette série ont la même longueur, il est impossible d'étudier l'influence de ce paramètre.

3.4.4 Influence de l'armaturage.

Le tableau 21 présente des colonnes qui, pour un taux de chargement du même ordre de grandeur, ne diffèrent que par l'armaturage choisi. On voit très bien dans ce tableau que pour les 3 types de colonnes sélectionnées, l'augmentation de la quantité d'armatures est favorable pour la résistance au feu.

OTTAWA								
Influence de l'armaturage								
Colonne	b/d (mm)	l (m)	e (mm)	arm.	N_d (kN)	N_{appl} (kN)	$\eta =$ N_{appl}/N_d	R_f (min)
I4	305/305	3.81**	0	4 ϕ 25.5	1827	711	0.39	220
II8	305/305	3.81**	0	8 ϕ 25.5	2774	978	0.35	252
II3	305/305	3.81**	0	4 ϕ 25.5	1841	916	0.50	210
II9	305/305	3.81**	0	8 ϕ 25.5	2544	1333	0.52	225
II10	406/406	3.81**	0	8 ϕ 25.5	3816	2418	0.63	262
II11	406/406	3.81**	0	8 ϕ 32.3	4434	2795	0.63	285

tableau 21

3.4.5 Influence de l'enrobage.

Pour cette série, l'influence de l'enrobage est difficile à déterminer étant donné que toutes les colonnes avaient le même enrobage, sauf une.

Le tableau 22 montre que la colonne II12, qui possède un enrobage plus important que la colonne II11, a une résistance au feu plus petite,

alors que les taux de chargement des deux colonnes sont du même ordre de grandeur.

Les taux de chargement ont été calculés à froid et donc sans tenir compte du flambement puisque l'élançement de ces colonnes est inférieur à 25. A froid, la position des armatures n'a donc aucune importance puisque l'excentricité de la charge est nulle. A chaud, la ruine se produit probablement par flambement plutôt que par écrasement. Dans cette situation, la position des armatures joue un rôle sur la charge de ruine de la colonne. En effet, en augmentant l'enrobage, on diminue le bras de levier des efforts internes et par conséquent la charge de ruine de la colonne diminue. Par contre, l'armature s'échauffe moins vite, ce qui a tendance à augmenter la charge de ruine. Pour un taux de chargement identique, on retrouve ces deux effets antagonistes sur la résistance au feu. Il est donc difficile de tirer des conclusions concernant l'influence de ce paramètre.

OTTAWA							
Influence de l'enrobage							
Colonne	Arm.	c (mm)	e (mm)	N_d (kN)	N_{appl} (kN)	$\eta =$ N_{max}/N_d	R_f (min)
II11	8 ϕ 32.3	48	0	4434	2795	0.63	285
II12	8 ϕ 32.3	64	0	5044	2978	0.59	213

tableau 22

3.4.6 Influence de l'excentricité de la charge.

Ici aussi l'analyse est délicate étant donné le nombre peu élevé d'essais avec une excentricité non nulle. De plus, il est impossible de faire intervenir les résultats de la colonne III3 car c'est la seule qui a été

testée avec des articulations aux extrémités. Le tableau 23 reprend les résultats des colonnes III2 et III14.

La colonne III14 (avec une excentricité de 25mm) a une résistance au feu inférieure à celle de la colonne III2 (sans excentricité), mais elle a aussi un taux de chargement plus élevé. Il est donc difficile de tirer des conclusions sur l'influence de l'excentricité de la charge.

OTTAWA							
Influence de l'excentricité de la charge							
Colonne	b/d (mm)	l (m)	e (mm)	N_d (kN)	N_{appl} (kN)	$\eta =$ N_{appl}/N_d	R_f (min)
III2	305/305	3.81*	0	1955	1000	0.51	220
III14	305/305	3.81*	25	1551	1178	0.76	183

tableau 23

3.4.7 Influence des conditions d'extrémité.

Le tableau 24 est divisé en 3 séries. Les résultats des 2 premières séries sont tout à fait surprenants, puisque les colonnes qui sont encastree-articulée ont une résistance au feu supérieure à celle des colonnes qui sont bi-encastrees. Les résultats de la 3^{ème} série sont plus logiques. En effet, si on tient compte de la différence des taux de chargement, la colonne encastree-articulée (III14) a une résistance au feu supérieure à celle de la colonne bi-articulée (III3)

OTTAWA							
Influence des conditions d'extrémité							
Colonne	b/d (mm)	l (m)	e (mm)	N _d (kN)	N _{appl} (kN)	η = N _{appl} /N _d	R _f (min)
III1	305/305	3.81*	0	1968	800	0.41	242
I4	305/305	3.81**	0	1827	711	0.39	220
II5	305/305	3.81**	0	2446	1067	0.44	234
III2	305/305	3.81*	0	1955	1000	0.51	220
II2	305/305	3.81**	0	2192	1044	0.48	201
II3	305/305	3.81**	0	1841	916	0.50	210
III3	305/305	3.81	25	1503	1000	0.67	181
III14	305/305	3.81*	25	1551	1178	0.76	183

: articulé-articulé

* : encastré-articulé

** : encastré-encastré

tableau 24

4. SIMULATIONS NUMERIQUES.

Toutes les simulations numériques nécessaires à cette recherche ont été réalisées à l'aide du logiciel SAFIR du Service Ponts et Charpentes de l'Université de Liège. Dans ce chapitre, on analyse uniquement la comparaison entre les résultats théoriques et les résultats expérimentaux de Gand-Liège, Braunschweig et Ottawa.

Pour cette analyse, les rapports $R_{\text{SAFIR}} / R_{\text{f exp}}$, rapports entre la résistance au feu théorique $R_{\text{f SAFIR}}$ évaluée par SAFIR et la résistance au feu expérimentale $R_{\text{f exp}}$, ont été calculés. Ils sont présentés au tableau 25. Une valeur proche de 1 indique une bonne concordance entre les résultats théoriques et expérimentaux, une valeur inférieure à 1 signifie que les résultats théoriques sont sécuritaires, et une valeur supérieure à 1 signifie qu'ils sont insécuritaires.

On peut remarquer une grande dispersion puisque les valeurs s'étendent de 0,26 à 2,74. La moyenne est bonne puisqu'elle est de 0,94. On constate également que 4 colonnes (33 A, 35 A, 42 A et 33 AC) parmi les 5 dont l'armaturage se compose de 4 ϕ 25 se situent dans le bas du tableau (valeurs élevées des rapports). Ceci confirme une fois de plus (voir chapitre 2.2.4) qu'il faut éviter une telle conception. Si on élimine les colonnes comportant 4 ϕ 25, la valeur maximum du rapport SAFIR/TEST n'est plus que de 1,81 et la moyenne de 0,89.

Une représentation graphique du rapport $R_{\text{SAFIR}}/R_{\text{f exp}}$ est illustrée à la figure 3 si on prend en compte les colonnes comportant 4 ϕ 25, et à la figure 4 si on ne tient pas compte des colonnes comportant 4 ϕ 25. Ces figures représentent le nombre de colonnes qui ont un rapport $R_{\text{SAFIR}}/R_{\text{f exp}}$ compris dans un intervalle situé en abscisse.

En conclusion, on peut dire que les résultats théoriques fournis par le logiciel SAFIR concordent assez bien avec les résultats expérimentaux. Il paraît donc tout à

fait licite d'effectuer des simulations numériques pour étudier des domaines non couverts par les essais.

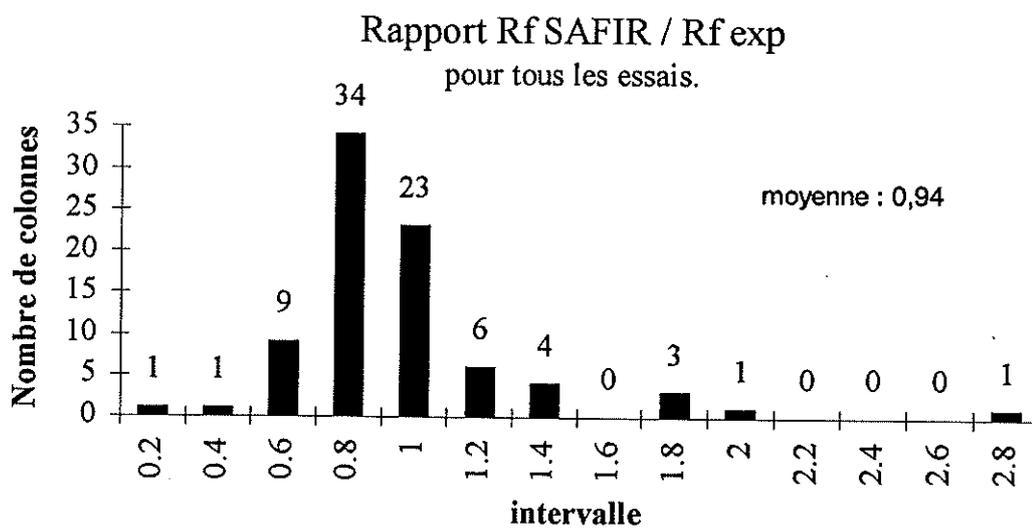


figure 3

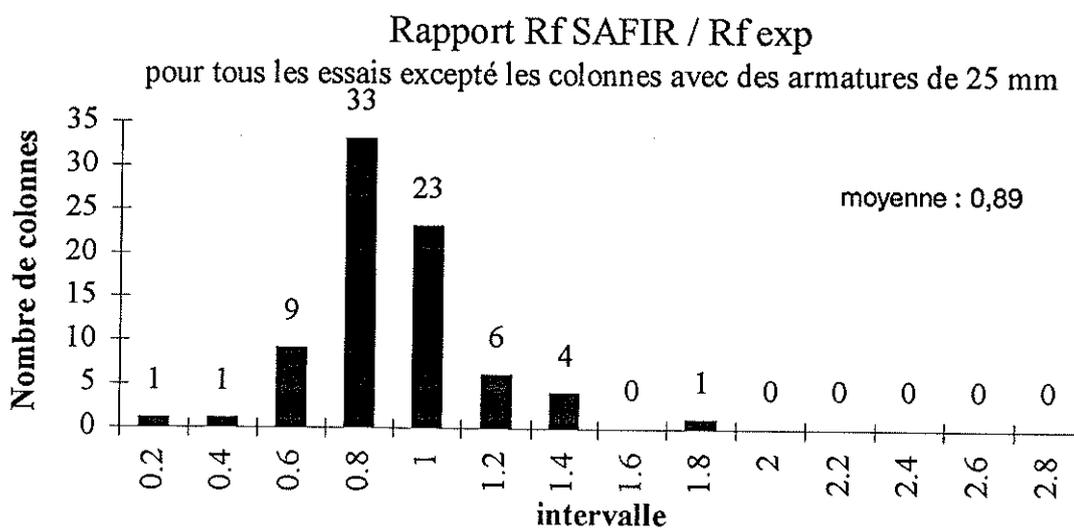


figure 4

Gand-Liège, Braunschweig et Ottawa Comparaison SAFIR-TEST							
N°	ESSAI (min)	SAFIR (min)	Rfsafir /Rfexp	N°	ESSAI (min)	SAFIR (min)	Rfsafir /Rfexp
22 B	120	31	0.26	31 D	125	110	0.88
21 B	120	50	0.42	28	93	82	0.88
21 A	60	31	0.52	44	35	31	0.89
III3	181	107	0.59	1	86	77	0.90
22 A	60	36	0.60	18	146	132	0.90
5	108	65	0.60	II8	252	228	0.90
3	138	85	0.62	17	65	59	0.91
9	66	42	0.64	16	180	165	0.92
31 E	128	84	0.66	18	49	45	0.92
III14	183	126	0.69	I7	208	193	0.93
29	135	93	0.69	II2	201	187	0.93
47	72	51	0.71	42	31	29	0.94
31 C	120	85	0.71	II3	210	200	0.95
33 B	120	85	0.71	II5	234	223	0.95
III6	330	238	0.72	II11	285	272	0.95
8	58	42	0.72	I2	170	164	0.96
21 BC	107	79	0.74	II4	227	219	0.96
26	160	119	0.74	21	125	121	0.97
43	40	30	0.75	12	69	67	0.97
III5	356	269	0.76	41	50	49	0.98
31 F	116	89	0.77	4	63	62	0.98
III2	220	169	0.77	41 A	93	92	0.99
22 BC	97	76	0.78	I3	218	219	1.00
39	57	45	0.79	2	84	85	1.01
10	48	38	0.79	I4	220	225	1.02
13	85	68	0.80	25	40	42	1.05
19	53	43	0.81	II10	262	287	1.10
III1	342	278	0.81	31 B	61	70	1.15
III1	242	197	0.81	20	111	128	1.15
45	49	40	0.82	37	38	45	1.18
46	52	43	0.83	15	36	44	1.22
II9	225	188	0.84	31 CC	123	153	1.24
6	61	51	0.84	30	48	63	1.31
40	49	41	0.84	31	57	78	1.37
14	49	41	0.84	II12	213	305	1.43
11	80	67	0.84	27	89	129	1.45
16	75	63	0.84	33 A	69	122	1.77
32 A	123	105	0.85	31 BC	63	114	1.81
38	55	47	0.85	35 A	66	121	1.83
34 A	126	109	0.87	33 AC	69	137	1.99
I9	187	164	0.88	42 A	34	93	2.74
7	58	51	0.88				
						moyenne	0.94

tableau 25

5. MISE AU POINT D'UNE FORMULATION POUR LA DETERMINATION DE LA CHARGE ULTIME ET DE LA RESISTANCE AU FEU.

5.1 Formulations existant à température ordinaire.

En vue de déterminer une méthode de calcul simple pour l'évaluation de la résistance au feu des colonnes en béton armé, il est souhaitable de partir d'une méthode de calcul simplifiée existant à température ordinaire.

Ce chapitre présente diverses méthodes de calcul des colonnes en béton armé à température ordinaire, et expose les raisons pour lesquelles elles sont ou ne sont pas applicables à notre problème.

5.1.1 Méthode générale.

La méthode dite générale de calcul 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 utilisé".

Cette méthode générale est reprise dans les documents du CEB [12] [13], dans l'Eurocode 2 [11] et dans la norme belge NBN B15-103 [14]. Elle a donné naissance aux méthodes dites de la colonne-modèle.

La prévision du comportement d'un élément comprimé élancé en béton est très complexe en raison de l'existence de deux types de "non-linéarités", à savoir :

- des "non-linéarités" géométriques qui résultent de l'influence des déplacements transversaux sur la valeur des moments de flexion et qu'on appelle les "effets du second ordre" ;
- des non-linéarités matérielles, qui résultent du diagramme contrainte-déformation non linéaire et de la fissuration de 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.

La méthode générale ne peut donc pas servir de base pour une méthode de calcul simple pour l'évaluation de la résistance au feu des colonnes en béton armé.

5.1.2 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 des 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 :

$$\bar{N}' \geq N_{sd} \quad \text{et} \quad \bar{e} \geq e$$

- où
- \bar{N}' est la résultante des contraintes normales
 - N_{sd} 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 de l'excentricité du premier ordre, d'une excentricité 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 armé.

5.1.3 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 :

$$M_2 = \frac{N_{sd} K l^2}{10}$$

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 aux charges permanentes et 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 à utiliser pour le problème qui nous intéresse.

5.1.4 Méthode du BAEL.

Dans l'introduction, on a rappelé que, en ce qui concerne les colonnes en béton armé, les approches proposées à froid diffèrent de celles utilisées pour les colonnes réalisées à partir d'autres matériaux. En effet, pour les colonnes en acier, en bois ou même mixtes béton-acier, le calcul est effectué sur base d'une relation du type [11] :

$$\bar{N} = f(\bar{\lambda}) \quad \text{éq. 5.1}$$

$$\text{où } \bar{N} = \frac{\sigma_u}{f} = \frac{N_u}{N_p}$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_E} \quad \text{avec } \lambda_E = \pi \sqrt{\frac{E}{f}}$$

\bar{N} : force portante réduite

$\bar{\lambda}$: élancement réduit

σ_u : contrainte ultime

f : résistance du matériau envisagé

N_u : charge ultime

N_p : charge (d'écrasement) plastique

λ : élancement

λ_E : élancement eulérien

E : module d'élasticité

L'équation 5.1 peut encore être écrite sous la forme :

$$N_u = \alpha(\lambda) \cdot N_p \quad \text{éq. 5.2}$$

en considérant alors l'élancement au lieu de l'élancement réduit.

De telles méthodes sont peu utilisées en béton armé, pour des raisons qui ont été évoquées dans l'introduction (chapitre 1).

Dans les normes françaises B.A.E.L. [15], on trouve toutefois une telle méthode pour les colonnes soumises à compression centrée.

En reprenant l'équation 5.2, et en considérant cette fois les valeurs de calcul, on a :

$$N_{ud} = \alpha(\lambda) \cdot N_{pd} \quad \text{éq. 5.3}$$

Dans les normes du B.A.E.L., la relation 5.3 s'écrit :

$$N_{ud} = \alpha(\lambda) \cdot \left[\frac{A_{cr} f_{c28}}{0.9 \gamma_c} + A_s \frac{f_y}{\gamma_s} \right] \quad \text{éq. 5.4}$$

expression dans laquelle :

A_s est la section d'acier prise en compte dans le calcul;

A_{cr} est la section réduite de la colonne obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie;

$$\gamma_c = 1.5 ;$$

$$\gamma_s = 1.15 ;$$

$\alpha(\lambda)$ est un coefficient fonction de l'élançement mécanique λ , qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{pour } \lambda \leq 50 ; \quad \text{éq. 5.5}$$

$$\alpha = 0.60 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{pour } 50 < \lambda \leq 70. \quad \text{éq. 5.6}$$

Cette méthode est particulièrement simple et convient parfaitement comme base pour l'établissement de la méthode simplifiée de calcul d'une colonne en béton armé soumise au feu.

5.2 Formulation pour colonnes comprimées à chaud sans excentricité.

La relation donnant la charge ultime à froid d'une colonne en béton armé des Recommandations françaises BAEL est utilisée comme base pour l'élaboration de la méthode de calcul à chaud. Cette formulation n'étant valable que pour les colonnes comprimées, nous établirons d'abord la méthode à chaud également pour les colonnes soumises à une charge centrée.

Dans le cas d'un problème de résistance au feu, on travaille avec les charges ultimes, et non avec les charges de calcul. C'est donc la relation 5.2 qui est d'application, soit :

$$N_u = \alpha(\lambda) \cdot N_p \quad \text{éq. 5.7}$$

Dans le cas d'éléments soumis à un essai au feu, la charge d'écrasement plastique N_p est fonction du temps et diminue avec celui-ci.

Si la détermination de $N_p(t)$ est assez simple dans le cas d'une colonne en acier, il n'en va pas de même pour des colonnes mixtes acier-béton ou en béton armé. La principale difficulté réside dans le fait que la température, donc la résistance, varie d'un point à l'autre de la section droite. Le seul moyen de déterminer une expression de $N_p(t)$ est de faire des simulations numériques.

5.2.1 Expression de $N_p(t)$.

La charge plastique N_p de toute la section est égale à la charge plastique N_{pc} du béton plus la charge plastique N_{ps} de l'acier. N_p vaut donc :

$$N_p = N_{pc} + N_{ps} = A_c \cdot f_c + A_s \cdot f_y \quad \text{éq. 5.8}$$

Nous commencerons par déterminer l'expression de N_{pc} puis celle de N_{ps} .

5.2.1.1 Expression de $N_{pc}(t)$.

La charge plastique est fonction des températures dans le béton, qui varient d'un point à l'autre, et ces températures sont fonctions de la durée pendant laquelle la section a été soumise au feu.

$$N_{pc} = f(\theta_i) = f[\theta_i(t)]$$

Par simplification d'écriture, nous n'écrivons pas $N_{pc}[\theta_i(t)]$ mais $N_{pc}(t)$.

Si on effectue des simulations numériques pour déterminer la répartition de température dans la section, celle-ci est discrétisée et il est possible de déterminer la charge plastique. En effet, à un certain temps t , on connaît la température de tous les éléments constituant la section, ce qui permet de déduire la résistance f_c de ces éléments. La charge plastique totale de la section est alors égale à la somme des résistances des éléments multipliées par leur section.

$$N_{pc}(t) = \sum_i A_{ci} f_{ci}(t) \quad \text{éq. 5.9}$$

où $N_{pc}(t)$ est la charge plastique de toute la section de béton;
 A_{ci} est la section de l'élément i ;
 $f_{ci}(t)$ est la résistance de l'élément i au temps t considérée au centre de cet élément.

La réduction de la résistance du béton en fonction de la température peut se mettre sous la forme :

$$f_c(\theta) = k_c(\theta) \cdot f_c(20^\circ\text{C}) \quad \text{éq. 5.10}$$

L'Eurocode 2 - Partie "Résistance au feu" [16] propose les valeurs suivantes pour $k_c(\theta)$:

$$k_c(\theta) = 1.0 \quad \text{pour } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 100^\circ\text{C}$$

$$k_c(\theta) = (1600-\theta)/1500 \quad \text{pour } 100^\circ\text{C} \leq \theta \leq 400^\circ\text{C}$$

$$k_c(\theta) = (900-\theta)/625 \quad \text{pour } 400^\circ\text{C} \leq \theta \leq 900^\circ\text{C}$$

$$k_c(\theta) = 0 \quad \text{pour } 900^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C}$$

Exprimons $N_{pc}(t)$ sous la forme :

$$N_{pc}(t) = \beta_1(t) \cdot A_c \cdot f_c \quad \text{éq. 5.11}$$

- où A_c est la section totale de béton;
 f_c est la résistance du béton en $t=0$;
 $\beta_1(t)$ est un coefficient global qui tient compte de la réduction de résistance due à l'augmentation de température.

L'expression de $\beta_1(t)$ se trouve en égalant les équations 5.9 et 5.11, soit :

$$\beta_1(t) = \frac{\sum_i A_{ci} f_{ci}(t)}{A_c f_c} \quad \text{éq. 5.12}$$

Etant donné que la température dans le béton varie suivant la section, il en va de même pour $\beta_1(t)$. C'est pourquoi plusieurs simulations ont été réalisées avec différentes sections allant de 150 x 150 à 500 x 500.

Les résultats de ces simulations numériques sont repris à la figure 5. Cette figure donne la variation de β_1 en fonction du temps t pour différentes sections. On remarque très bien que plus la section est importante plus β_1 est élevé.

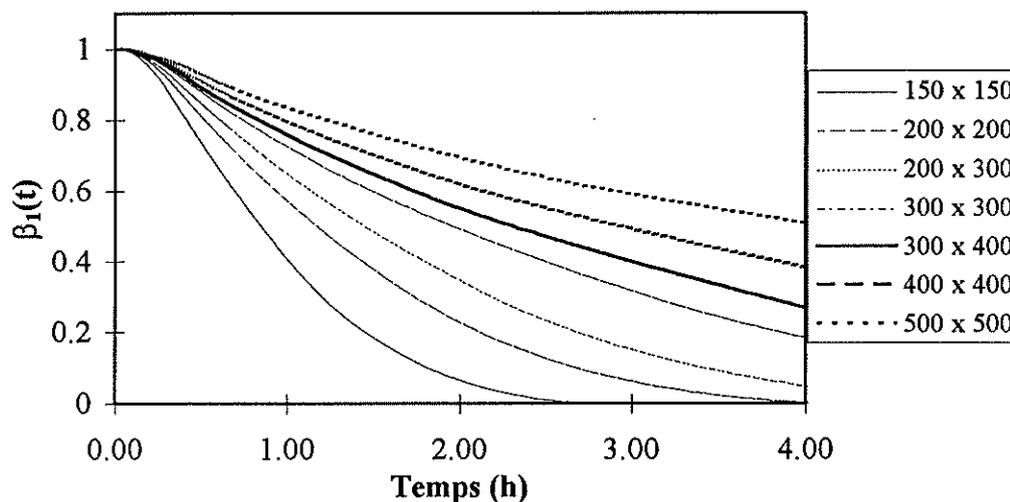


figure 5

L'équation suivante donne une bonne représentation de $\beta_1(t)$:

$$\beta_1(t) = \frac{1}{\sqrt{1 + (a t)^b}} \quad \text{éq. 5.13}$$

Les variables a et b ont été déterminée pour que $\beta_1(t)$ corresponde au mieux avec toutes les sections des colonnes.

a et b sont donc fonctions de la section de la colonne. Après optimisation, ces variables peuvent s'écrire :

$$a = 0,3 A_c^{-0,5} \quad \text{éq. 5.14}$$

$$b = A_c^{-0,25} \quad \text{éq. 5.15}$$

où A_c est la section de la colonne.

L'expression finale de N_{pc} est :

$$N_{pc} = \beta_1(t) A_c f_c = \frac{A_c f_c}{\sqrt{1 + (a t)^b}} \quad \text{éq. 5.16}$$

où a et b sont donnés par les équations 5.14 et 5.15.

Il faut noter que, pour des sections plus allongées, ce qui est rare en pratique, les relations précédentes ne seraient plus valables. Si h représente la plus petite dimension transversale de la colonne et b la plus grande, on admettra donc dans la suite que $h/b \geq 1/2$.

5.2.1.2 Expression de $N_{ps}(t)$.

Tout comme pour la charge plastique du béton, la charge plastique N_{ps} des armatures est fonction de la température de celles-ci et donc fonction du temps pendant lequel la section a été soumise au feu.

$$N_{ps} = f(\theta_i) = f[\theta_i(t)]$$

Par simplicité, nous n'écrivons pas $N_{ps}[\theta_i(t)]$ mais $N_{ps}(t)$.

La détermination de $N_{ps}(t)$ se fait de manière analogue à celle de $N_{pc}(t)$ et à partir de simulations numériques. Pour rappel, les simulations nous donnent, à un certain temps t , la température des éléments représentant les armatures. Connaissant cette température, on peut calculer la résistance de ces éléments. La charge plastique des armatures est alors égale à la somme des résistances des éléments représentant ces armatures multipliées par leur section.

$$N_{ps}(t) = \sum_i A_{si} f_{si}(t) \quad \text{éq. 5.17}$$

où $N_{ps}(t)$ est la charge plastique des armatures;

A_{si} est la section des éléments représentant les armatures;

$f_{si}(t)$ est la résistance de l'élément i au temps t .

La réduction de la résistance de l'acier en fonction de la température peut se mettre sous la forme :

$$f_s(\theta) = k_s(\theta) \cdot f_s(20^\circ\text{C}) \quad \text{éq. 5.18}$$

L'Eurocode 2 - Partie "Résistance au feu" [16] propose les valeurs suivantes pour $k_s(\theta)$:

$$k_s(\theta) = 1.0 \quad \text{pour } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 100^\circ\text{C}$$

$$k_s(\theta) = (1100 - \theta)/1000 \quad \text{pour } 100^\circ\text{C} \leq \theta \leq 400^\circ\text{C}$$

$$k_s(\theta) = (8300 - 12\theta)/5000 \quad \text{pour } 400^\circ\text{C} \leq \theta \leq 650^\circ\text{C}$$

$$k_s(\theta) = (1200 - \theta)/5500 \quad \text{pour } 650^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C}$$

Il faut noter que l'Eurocode 2 présente deux lois pour $k_s(\theta)$ en fonction de l'allongement à la rupture de l'acier. La loi reprise ici est celle correspondant aux armatures comprimées.

Tout comme pour $N_{pc}(t)$, on peut mettre $N_{ps}(t)$ sous la forme :

$$N_{ps}(t) = \beta_2(t) \cdot A_s \cdot f_s \quad \text{éq. 5.19}$$

où A_s est la section des armatures;

f_s est la résistance du béton en $t = 0$;

$\beta_2(t)$ est un coefficient qui tient compte de la réduction de résistance de l'acier due à l'augmentation de température.

L'expression de $\beta_2(t)$ s'obtient en égalant les équations 5.17 et 5.19:

$$\beta_2(t) = \frac{\sum_i A_{si} f_{si}(t)}{A_s f_s} \quad \text{éq. 5.20}$$

Le paramètre qui influence le plus la température des armatures est certainement l'enrobage de celles-ci. En effet, plus l'enrobage est grand, plus la température des armatures est faible.

Un autre paramètre influençant la température des armatures est la section de la colonne. Son influence est cependant moins importante que celle de l'enrobage. C'est pourquoi nous avons négligé ce paramètre.

Les sections simulées sont des sections de 300x300 mm² avec un enrobage des armatures variant de 15 à 60 mm.

La figure 6 donne l'évolution de β_2 en fonction du temps. On peut y voir que plus l'enrobage est faible, plus la diminution de β_2 se fait rapidement.

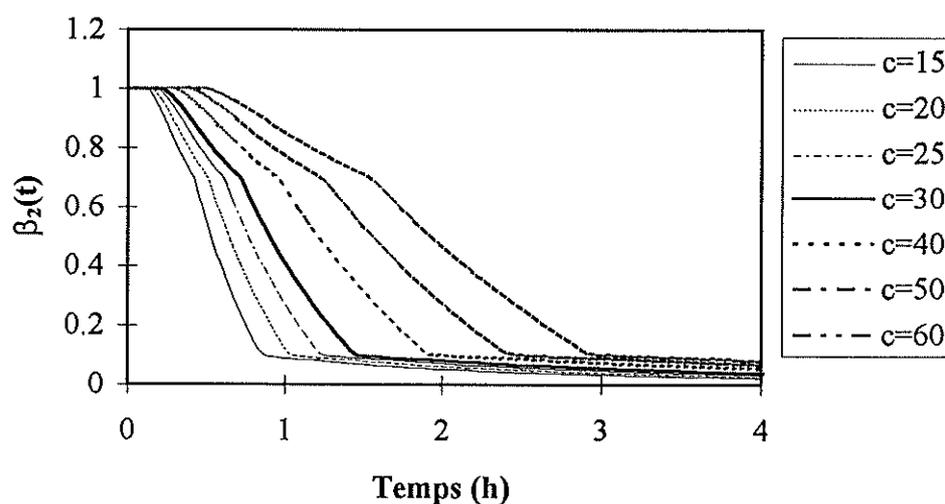


figure 6

Les courbes donnant $\beta_2(t)$ sont représentées assez correctement par la courbe *a* de la figure 7. Cette courbe est caractérisée par les points P1

et P2 de coordonnées $(1, t_1)$ et $(0,1, t_2)$. Les valeurs de t_1 et t_2 varient suivant l'enrobage des armatures.

Afin de simplifier l'expression de $\beta_2(t)$, on peut faire une deuxième approximation en remplaçant la courbe a de la figure 7 par la courbe b. De cette manière $\beta_2(t)$ n'est fonction que de t_2 , lui même fonction de l'enrobage.

Cette simplification est dans le sens de la sécurité. D'autre part, la contribution de $N_{ps}(t)$ à $N_p(t)$ est sensiblement moins importante que celle de $N_{pc}(t)$. On peut donc utiliser une représentation moins élaborée pour $\beta_2(t)$ que pour $\beta_1(t)$.

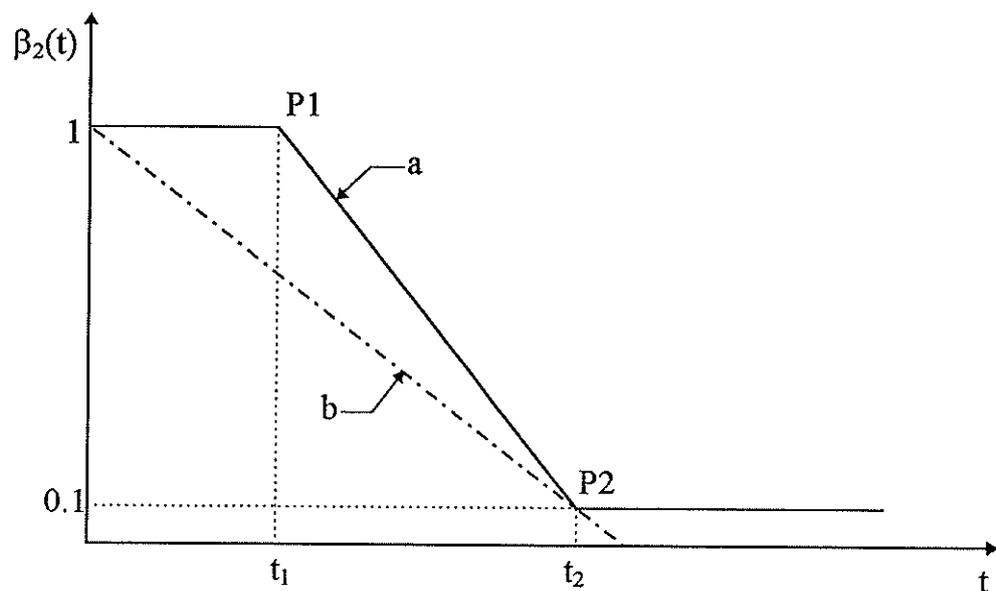


figure 7

La figure 8 montre l'évolution de t_2 en fonction de l'enrobage des armatures. On remarque que cette courbe s'aligne sur une droite. Après extrapolation, l'équation de t_2 s'écrit :

$$t_2 = 0,046 c + 0,11$$

éq. 5.21

Dans cette équation, t_2 est exprimé en heures et c en mm.

L'équation de $\beta_2(t)$ est donc celle d'une droite passant par les coordonnées (0;1) et (t_2 ;0.1), c'est-à-dire :

$$\beta_2(t) = 1 - \frac{0.9 t}{t_2} \quad \text{éq. 5.22}$$

où t_2 est donné par l'équation 5.21 et est exprimé en heures ainsi que t .

L'expression finale de $N_{ps}(t)$ est :

$$N_{ps}(t) = \beta_2(t) A_s f_y = \left(1 - \frac{0.9 t}{t_2}\right) A_s f_y \quad \text{éq. 5.23}$$

où t_2 est donné par l'équation 5.21.

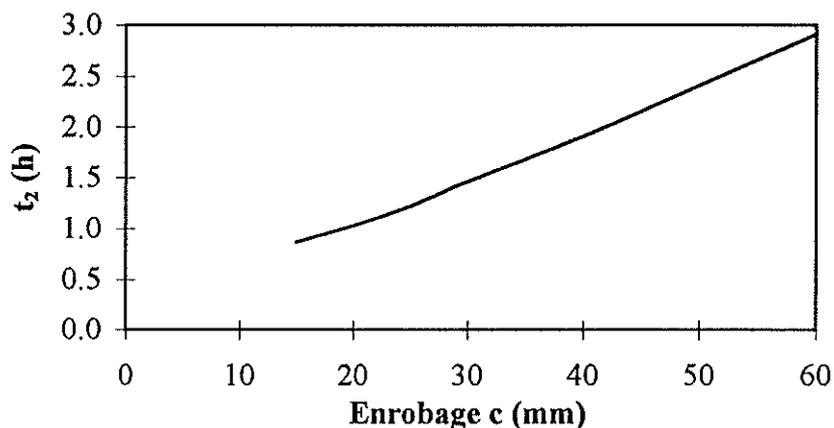


figure 8

5.2.1.3 Expression de $N_p(t)$

L'expression finale de $N_p(t)$ est donc :

$$N_p(t) = N_{pc}(t) + N_{ps}(t)$$

- où $N_{pc}(t)$ est la charge plastique du béton en fonction du temps donnée par l'équation 5.16;
 $N_{ps}(t)$ est la charge plastique des armatures en fonction du temps donnée par l'équation 5.23.

Pour rappel, nous avons décidé d'utiliser une équation du type :

$$N_u(t) = \alpha(\lambda) \cdot N_p(t) \quad \text{éq. 5.24}$$

Il ne nous reste plus qu'à déterminer $\alpha(\lambda)$, ce qui est l'objet du chapitre suivant.

5.2.2 Expression de $\alpha(\lambda)$.

La figure 9 représente les fonctions $\alpha(\lambda)$ données par les recommandations du BAEL et qui pour rappel sont :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{pour } \lambda \leq 50 ; \quad \text{éq. 5.25}$$

$$\alpha = 0.60 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{pour } 50 < \lambda \leq 70. \quad \text{éq. 5.26}$$

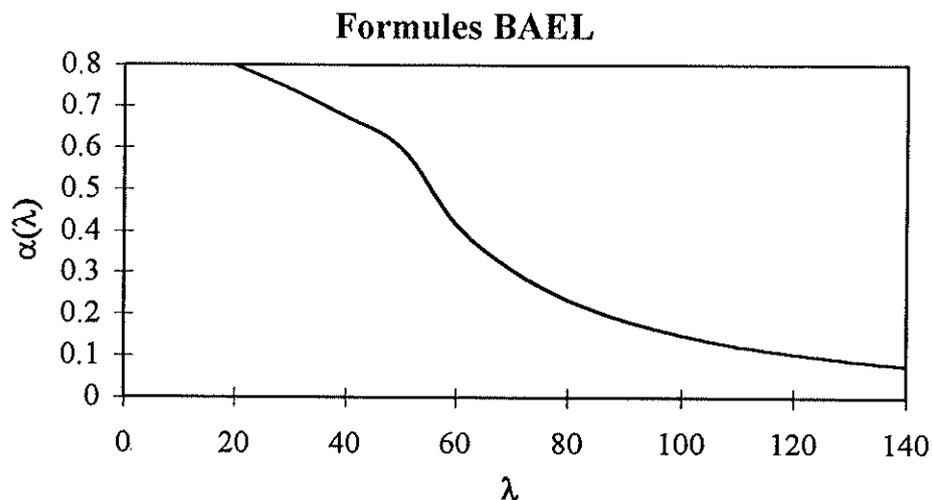


figure 9

Afin de vérifier si on peut utiliser ces formules telles quelles, nous avons effectué des simulations numériques de colonnes dont seul l'élanement varie. Nous avons alors divisé la charge ultime donnée par les simulations par la charge plastique $N_p(t)$ afin de déterminer la valeur de $\alpha(\lambda)$. La figure 10 reprend ces valeurs de $\alpha(\lambda)$.

On remarque que les points de la figure 10 s'alignent sur une courbe de la même forme que celle donnée par l'équation 5.26 mais avec des paramètres différents. En effet, la courbe de la figure 10 est donnée par l'équation :

$$\alpha = 0.5 \left(\frac{20}{\lambda} \right)^2 \quad \text{éq. 5.27}$$

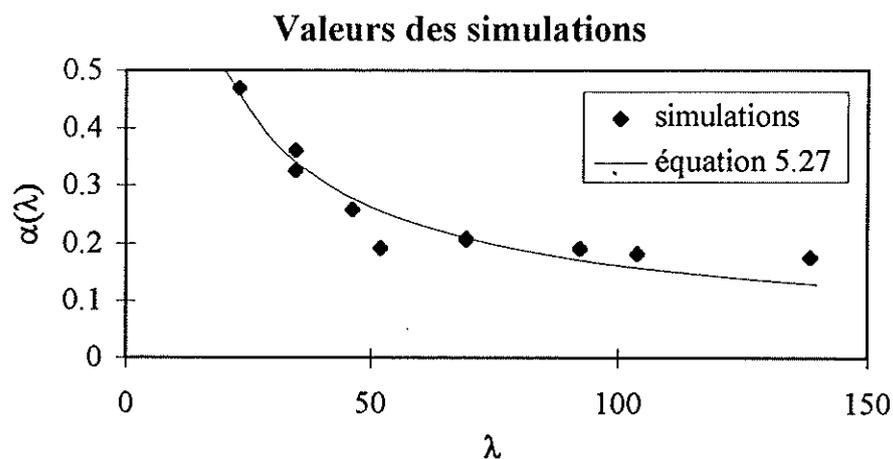


figure 10

Nous avons alors décidé de prendre comme valeurs de $\alpha(\lambda)$ les équations suivantes :

$$\alpha = 0.5 \quad \text{pour } \lambda \leq 20 ; \quad \text{éq. 5.28}$$

$$\alpha = 0.50 \left(\frac{20}{\lambda} \right)^2 \quad \text{pour } 20 < \lambda. \quad \text{éq. 5.29}$$

Les charges ultimes $N_u(t)$ des colonnes sans excentricité ont été calculées en utilisant les équations 5.28 et 5.29. Les résultats correspondants sont repris à la figure 11.

Cette figure donne en ordonnée le nombre de colonnes qui ont un rapport N_{th}/N_{exp} compris dans un intervalle particulier situé en abscisse. N_{th} est la charge théorique et N_{exp} est la charge ultime des essais. Une valeur du rapport N_{th}/N_{exp} proche de 1 indique une bonne correspondance entre les résultats théoriques et expérimentaux, une valeur inférieure à 1 signifie que les résultats sont sécuritaires, et une valeur supérieure à 1 signifie qu'ils sont insécuritaires.

On remarque très bien d'après cette figure 11 que les résultats théoriques ne correspondent pas avec les résultats expérimentaux. Les formules donnant la valeur de α ont donc été adaptées afin que les résultats théoriques correspondent au mieux avec les résultats expérimentaux. Les formules adoptées pour α deviennent :

$$\alpha = 0.8 \quad \text{pour } \lambda \leq 20 ;$$

$$\alpha = 0.80 \left(\frac{20}{\lambda} \right)^{0.7} \quad \text{pour } 20 < \lambda.$$

Cette formulation montre qu'aux températures élevées, il existe une certaine tendance à l'instabilité, même pour les faibles élancements. Ceci s'explique par la diminution progressive de la rigidité flexionnelle et de la capacité portante de la colonne.

Cependant, cette formule n'est pas cohérente. En effet, on a toujours $\alpha=0,8$ pour $\lambda \leq 20$. Or lorsque λ tend vers 0, la charge ultime $N_u(t)$ devrait tendre vers la charge plastique $N_p(t)$. C'est pourquoi les formules ont été adaptées de la manière suivante :

$$\alpha = 1 - \frac{\lambda}{100} \quad \text{pour } \lambda \leq 20 ; \quad \text{éq. 5.30}$$

$$\alpha = 0.80 \left(\frac{20}{\lambda} \right)^{0.7} \quad \text{pour } 20 < \lambda. \quad \text{éq. 5.31}$$

De cette manière, on a bien $\alpha(\lambda)=1$ pour $\lambda=0$. De plus, lorsque $\lambda=20$, les équations 5.30 et 5.31 conduisent à la même valeur $\alpha = 0,8$.

Les valeurs de N_{th} ont été recalculées et les résultats correspondants sont repris à la figure 12. La moyenne du rapport N_{th}/N_{exp} est maintenant de 1.02 alors qu'avec les résultats précédents, elle était de 0.41.

Nous sommes à présent capables d'estimer la charge ultime pour une certaine résistance au feu d'une colonne en béton armé soumise à une charge centrée

La formule doit maintenant être adaptée pour pouvoir calculer la charge ultime d'une colonne soumise à une charge excentrée. Ceci fait l'objet du chapitre suivant.

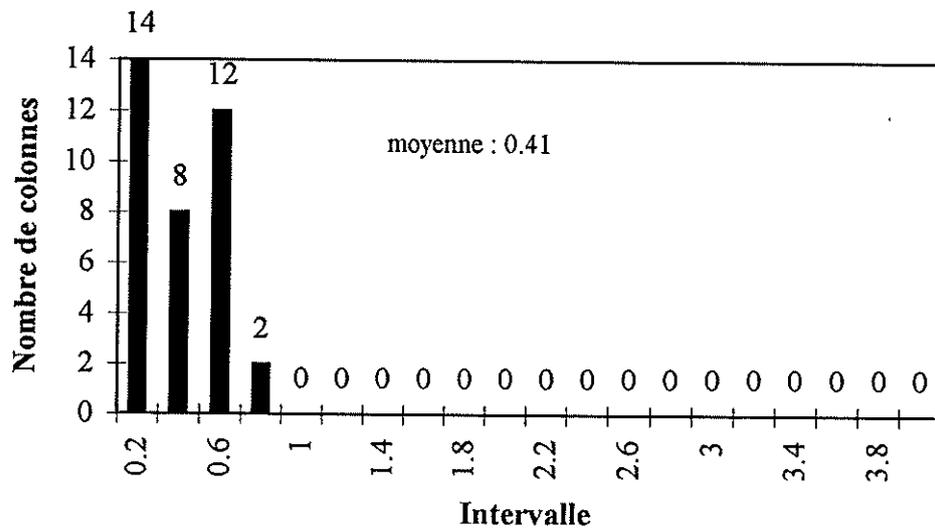


figure 11

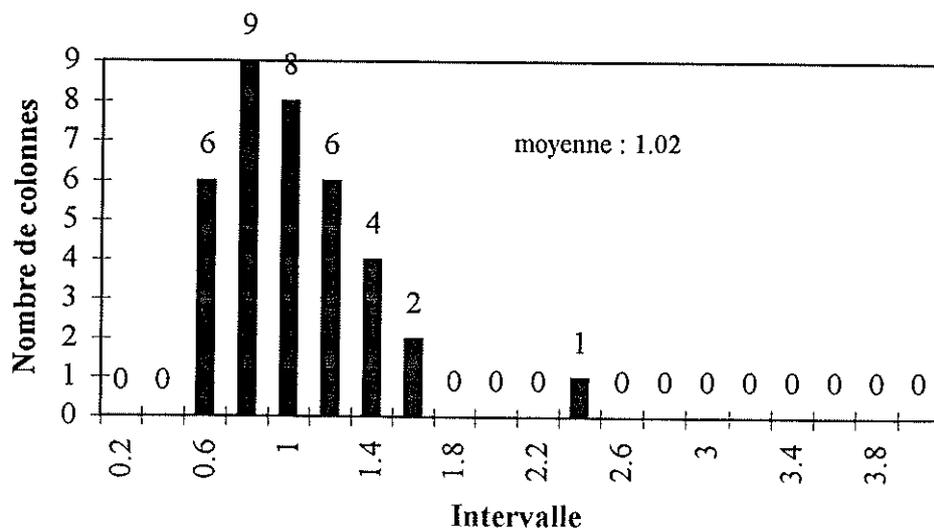


figure 12

5.3 Formulation pour colonnes comprimées et fléchies.

5.3.1 Formulation à température ordinaire.

Ce problème est sensiblement plus complexe, comme nous l'avons expliqué dans l'introduction (chapitre 1).

Les Recommandations B.A.E.L. ne sont ici plus guère d'utilité. En effet, si dans le cas des colonnes chargées centriquement, elles préconisent l'utilisation de la formule 5.4, dans le cas des colonnes comprimées et fléchies, elles renvoient à la méthode de la colonne-modèle, c'est-à-dire des méthodes du type de celles décrites aux paragraphes 5.1.1, 5.1.2 et 5.1.3.

Avant de proposer une méthode applicable aux colonnes en béton, nous allons tout d'abord évoquer celles qui sont utilisées pour les colonnes métalliques comprimées et fléchies. Plusieurs formules d'interaction ont été proposées, mais parmi celles-ci, la formule CAMPUS-MASSONNET est certainement une des plus appropriées. Cette formule s'écrit [17] :

$$\frac{N}{N_u} + \frac{1}{1 - (N/N_E)(N_u/N_p)} \frac{M_{equ}}{M_u} \leq 1 \quad \text{éq. 5.32}$$

où N_E : charge critique d'Euler = $\frac{\pi^2 E I}{L_n^2}$

M_{equ} : moment équivalent qui s'écrit

$$M_{equ} = (0,6 + 0,4 M_1/M_2) \cdot M_{max}$$

où 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 .

$$M_u = M_p / K_M$$

avec M_p : moment plastique

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

$W = I/v$: module de flexion élastique

En tenant compte du fait que :

$$\begin{aligned} N_u &= \bar{N} \cdot N_p \\ N_u / N_E &= \bar{N} N_p / N_E = \bar{N} \bar{\lambda}^2 \end{aligned}$$

la relation 5.32 prend la forme :

$$\frac{N}{\bar{N} N_p} + \frac{1}{1 - \frac{N}{\bar{N} N_p} (\bar{N} \bar{\lambda})^2} \frac{M_{\text{equ}}}{M_p} K_M \leq 1 \quad \text{éq. 5.33}$$

En posant $M_{\text{equ}} = N \cdot e_{\text{equ}}$, on obtient :

$$\frac{N}{\bar{N} N_p} + \frac{1}{1 - \frac{N}{\bar{N} N_p} (\bar{N} \bar{\lambda})^2} \frac{N e_{\text{equ}}}{M_p} K_M \leq 1 \quad \text{éq. 5.34}$$

ou encore :

$$\frac{N}{\bar{N} N_p} \left(1 + \frac{1}{1 - \frac{N}{\bar{N} N_p} (\bar{N} \bar{\lambda})^2} \frac{\bar{N} N_p e_{\text{equ}}}{M_p} K_M \right) \leq 1 \quad \text{éq. 5.35}$$

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 que nous avons suivie a consisté à tenter de conserver, pour les colonnes en béton armé, 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 excentrée, la colonne fléchit et de 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 (cf. fig. 13). La rigidité de la colonne varie donc sur toute la hauteur et il devient malaisé d'obtenir une formulation simple.

Si, au contraire, la colonne est peu élancée et l'excentricité de la charge 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 (cf. fig. 14). La formule 5.35 pourrait éventuellement être applicable à ce cas.

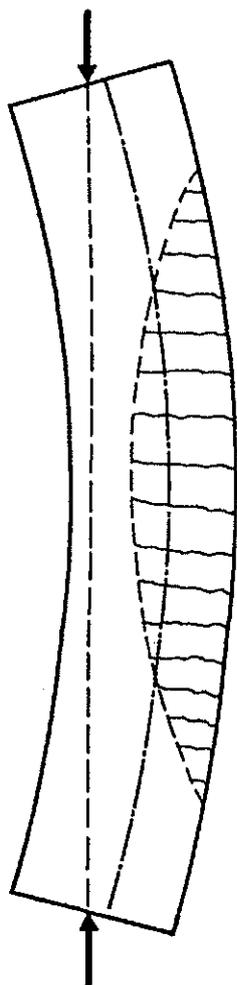


figure 13

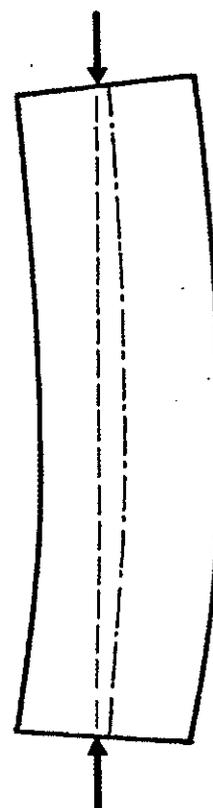


figure 14

Par rapport aux colonnes métalliques, on doit 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.

Essayons malgré tout de voir ce que donnerait la formule CAMPUS-MASSONNET si elle était applicable aux colonnes en béton armé, 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 $M_{\text{equ}} = M_{\text{max}} = N \cdot e$. N étant l'effort de compression et e son excentricité.

M_u est égal au moment plastique M_p . En posant $M_p = N_p e_p$, 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 $A_{c,c}$ est la section comprimée de béton et vaut $\pm 0,2 A_c$;

A_c est la section totale de béton;

f_c est la résistance du béton;

z est le bras de levier des efforts internes et vaut $\pm 0,9h$, h étant la plus petite dimension transversale de la colonne.

$$e_p \approx 0,18 h \approx h/6 = h/k_1$$

$\bar{\lambda}$ est l'élanement réduit et est égal au rapport entre l'élanement λ et l'élanement eulérien λ_E . Ce dernier est égal à (en ne tenant compte que du béton) :

$$\lambda_E = \pi \sqrt{\frac{E_c}{f_c}} \approx 100$$

$$\text{soit } \bar{\lambda} \approx \frac{\lambda}{100} = 10^{-2} \lambda \Rightarrow \bar{\lambda}^2 \approx 10^{-4} \lambda^2 = k_2 \lambda^2$$

Dans la formule 5.35, lorsque le premier membre devient égal à 1, on atteint la charge ultime que nous désignons par N_u^* correspondant à une colonne comprimée et fléchie. On pose :

$$N_u^* / N_p = \eta(\lambda) \quad \text{éq. 5.36}$$

D'autre part, \bar{N} est le rapport entre N_u et N_p pour une colonne comprimée. Si on reprend l'équation 5.7, N_u/N_p est représenté par $\alpha(\lambda)$. \bar{N} est donc égal à $\alpha(\lambda)$.

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 5.35 s'écrit :

$$\frac{N_u^*}{\bar{N} N_p} \left(1 + \frac{1}{1 - \frac{N_u^*}{\bar{N} N_p} (\bar{N} \lambda)^2} \frac{\bar{N} N_p e_{\text{equ}}}{M_p} K_M \right) = 1 \quad \text{éq. 5.37}$$

En tenant compte des relations précédentes, on peut écrire :

$$\frac{\eta(\lambda)}{\alpha(\lambda)} \left(1 + \frac{1}{1 - k_2 \eta(\lambda) \alpha(\lambda) \lambda^2} \frac{k_1 e \alpha(\lambda)}{h} \right) = 1 \quad \text{éq. 5.38}$$

ce qui peut encore s'écrire :

$$\eta = \frac{\alpha(\lambda)}{1 + \frac{k_1 e}{h \left(\frac{1}{\alpha(\lambda)} - k_2 \eta \lambda^2 \right)}} \quad \text{éq. 5.39}$$

Cette formule doit être aménagée. Comme le but de ce travail n'est pas de faire l'étude à froid des colonnes comprimées et fléchies en béton, ce qui nécessiterait de la confronter à des résultats d'essais sur colonnes effectués à température ordinaire, nous allons immédiatement procéder à son aménagement à chaud.

5.3.2 Formulation à température élevée.

On admet qu'à température élevée, la relation s'écrit :

$$N_u^*(t) = \eta(\lambda) \cdot N_p(t) \quad \text{éq. 5.40}$$

où $\eta(\lambda)$ est donné par la relation 5.39.

Dans l'équation 5.39, η se trouve dans les 2 membres. Il est donc nécessaire de procéder par approximations successives pour déterminer la valeur de ce facteur. Afin de contourner ce problème, nous avons calculé η par la formule 5.39 pour toutes les colonnes qui ont été testées. Nous avons alors déterminé sa valeur moyenne. Nous avons posé que le η du membre de droite de l'équation 5.39 vaut la valeur moyenne précédemment calculée (0,3). Ce terme est donc pris égal à une constante $k_3 = 0,3$.

L'équation 5.39 peut alors s'écrire :

$$\eta(\lambda) = \frac{\alpha(\lambda)}{1 + \frac{k_1 e}{h \left(\frac{1}{\alpha(\lambda)} - k_2 k_3 \lambda^2 \right)}} \quad \text{éq. 5.41}$$

avec $k_1 = 6$;

$$k_2 = 0,0001; \quad \text{éq. 5.42}$$

$$k_3 = 0,3.$$

Les constantes k_1 à k_3 ont été optimisées afin que les résultats théoriques de $N_u^*(t)$ correspondent au mieux avec les résultats expérimentaux. Seule la constante k_1 a été modifiée et est passée de 6 à 10. Les constantes k_i sont :

$$\begin{aligned}
 k_1 &= 10; \\
 k_2 &= 0,0001; \\
 k_3 &= 0,3.
 \end{aligned}
 \tag{5.43}$$

Les charges ultimes théoriques N_{th} ont été recalculées avec ces nouvelles constantes et ont été comparées aux charges ultimes expérimentales N_{exp} . La moyenne du rapport N_{th}/N_{exp} est de 1,09. La méthode est donc insécuritaire puisque la moyenne de N_{th}/N_{exp} est légèrement supérieure à 1.

Ce résultat était prévisible, dans la mesure où il a été souligné que le coefficient d'amplification mentionné précédemment doit être plus important pour les colonnes en béton que pour les colonnes métalliques.

C'est pourquoi nous avons décidé de multiplier la charge ultime théorique N_{th} par un coefficient de sécurité égal à 0,85 afin que le rapport N_{th}/N_{exp} soit de l'ordre de 0,9. L'équation 5.40 s'écrit :

$$N_u^*(t) = 0,85 \cdot \eta(\lambda) \cdot N_p(t) \tag{5.44}$$

Si on cherche $N_u^*(t)$ pour $t=0$ d'une colonne dont l'élanement tend vers 0 et qui est chargée centralement, on doit avoir :

$$N_u^*(t=0) = N_p(t=0) \tag{5.45}$$

Or, telle qu'elle est écrite, la formule 5.44 donne :

$$N_u^*(t=0) = 0,85 \cdot N_p(t=0)$$

C'est pourquoi la formule 5.44 a été modifiée de la manière suivante :

$$N_u^*(t) = \gamma(t) \cdot \eta(\lambda) \cdot N_p(t) \tag{5.46}$$

$$\text{où } \gamma(t) = (1 - 0,3 t) \quad \text{pour } t < 0,5 \text{ h ;} \tag{5.47}$$

$$\gamma(t) = 0,85 \quad \text{pour } t > 0,5 \text{ h.} \tag{5.48}$$

On peut trouver une justification à l'introduction de ce coefficient $\gamma(t)$.

Une des raisons pour lesquelles on obtient $N_{th}/N_{exp} > 1$ est certainement l'existence d'éclatements de béton qui ont été observés dans la plupart des essais à Gand et à Liège. Ces éclatements ont pour effet de réduire la capacité portante de la colonne et d'accélérer son échauffement. Ils se produisent de manière assez aléatoire, mais ils surviennent pratiquement toujours dans la première demi-heure de l'essai au feu.

Le coefficient 0,85 permet de tenir compte globalement de la réduction de capacité portante. Comme il n'est pas possible de simuler l'apparition brusque des éclatements, on a introduit le coefficient $\gamma(t)$ qui varie de 1 à 0,85 entre 0 et $\frac{1}{2}$ h, ce qui permet de résoudre le problème de manière simplifiée, mais cohérente.

Les résultats concernant N_{th}/N_{exp} sont repris à la figure 15.

Il est également possible de calculer la résistance au feu théorique R_{fth} d'une colonne pour une charge donnée. Cela ne peut malheureusement se faire que par estimations successives. Les résistances au feu théoriques sont comparées aux résistances au feu expérimentales R_{fexp} à l'aide du rapport R_{fth}/R_{fexp} , tout comme pour les charges ultimes. Les résultats concernant les résistances au feu sont repris à la figure 16.

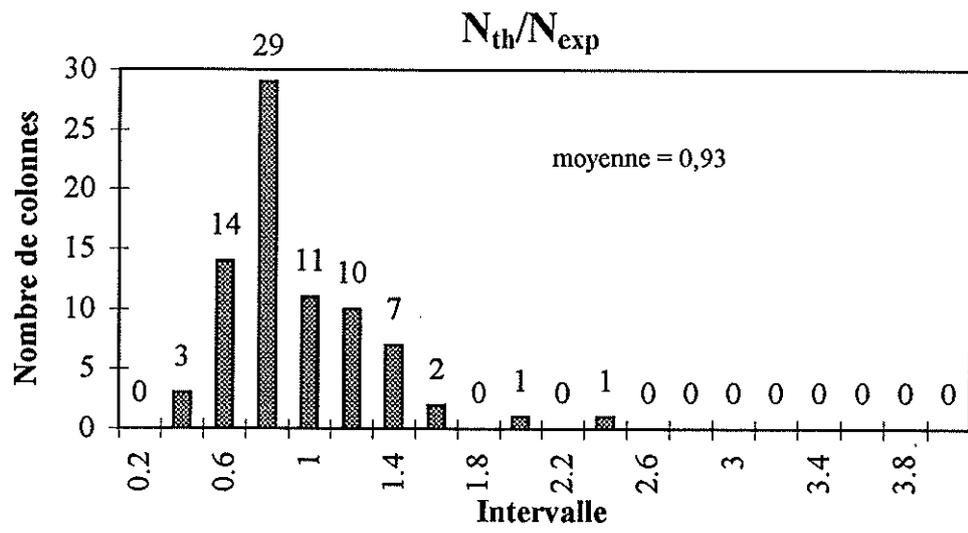


figure 15

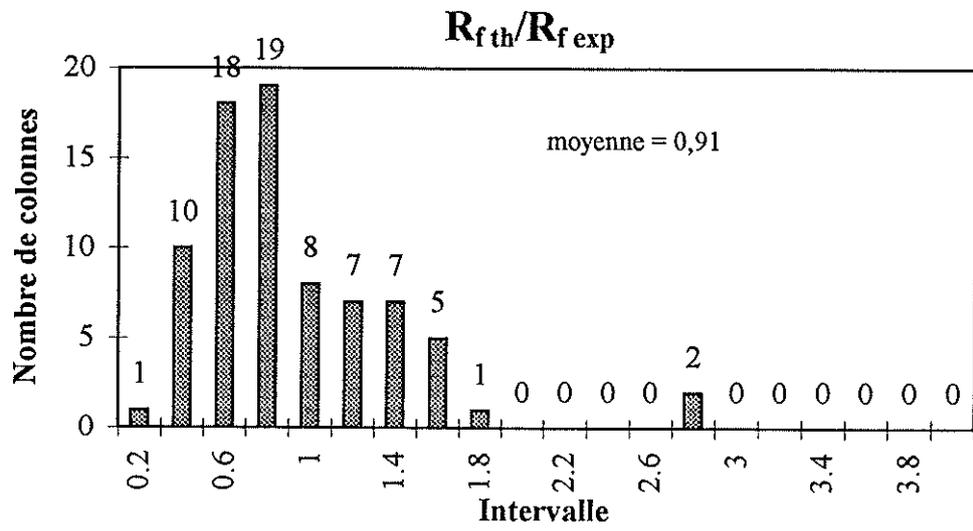


figure 16

5.4 Amélioration de la méthode.

La figure 17 représente en ordonnées le nombre de colonnes qui ont un rapport N_{th}/N_{exp} compris dans un certain intervalle de largeur égale à 0,2. La différence par rapport aux autres figures est qu'ici, les résultats sont séparés en 3 séries ayant des enrobages différents ($c \leq 25$, $25 < c < 40$ et $40 \leq c$).

Après examen de cette figure, on voit que les colonnes qui ont un enrobage $c \leq 25$ ont une valeur moyenne du rapport N_{th}/N_{exp} supérieure à 1, tandis que les colonnes qui ont un enrobage $40 \leq c$ ont une valeur moyenne du rapport N_{th}/N_{exp} inférieure à 1. On constate donc que les rapports précédents présentent un caractère non homogène en fonction du paramètre c . Il est donc nécessaire de modifier la formulation afin que l'influence de l'enrobage soit correctement prise en compte.

La figure 19 donne les mêmes résultats que la figure 17 mais présentés de manière différente. Elle donne le rapport N_{th}/N_{exp} en fonction de l'enrobage. La droite de cette figure a été obtenue par extrapolation linéaire. Lorsque la droite est proche d'une horizontale d'ordonnée égale à 1, cela signifie qu'il y a une bonne concordance entre résultats théoriques et expérimentaux pour tout le domaine. Dans notre cas, la droite est de pente négative, ce qui veut dire que la méthode est trop sécuritaire pour les grands enrobages et insécuritaire pour les petits enrobages.

La figure 18 permet de voir si l'élançement est correctement pris en compte. Cette figure montre que ce n'est pas le cas. En effet, la plupart des colonnes dont l'élançement est supérieur à 70 ont un rapport N_{th}/N_{exp} supérieur à 1 ce qui est insécuritaire. Il est donc également nécessaire de modifier la formulation afin que l'influence de l'élançement soit mieux prise en compte.

L'examen de la figure 20 permet de tirer les mêmes conclusions. En effet, la droite a une pente positive et par conséquent, la méthode est insécuritaire pour les grands élancements et trop sécuritaire pour les petits élancements.

Physiquement, on peut expliquer ces influences par des phénomènes qui ont déjà été décrits au paragraphe 5.3.1. Lorsque la colonne fléchit transversalement, de la fissuration apparaît et se développe plus particulièrement dans la zone centrale de l'élément (cf. figure 13). Dans la zone fissurée, l'armature tendue joue un rôle essentiel, d'où l'importance aux températures élevées de l'enrobage qui contrôle l'échauffement de l'armature. De plus, pour les grands élancements, la flexion transversale de la colonne s'accroît, d'où un effet amplificateur de ce paramètre pour les grandes valeurs.

Les modifications ont été apportées au niveau de $\alpha(\lambda)$. Nous avons en effet modifié $\alpha(\lambda)$ de telle manière que, pour les grands élancements (>70), α soit plus petit qu'auparavant, et nous avons diminué ainsi N_{th} . $\alpha(\lambda)$ a également été modifié de telle manière que, pour des enrobages faibles ($<25\text{mm}$), α soit plus petit qu'auparavant.

$\alpha(\lambda)$ devient :

$$\alpha = 1 - \frac{\lambda}{100} \quad \text{pour } \lambda \leq 20 ; \quad \text{éq. 5.49}$$

$$\alpha = 0.80 \left(\frac{20}{\lambda} \right)^{0.7} \left(\frac{225 - c}{200} \right)^3 \quad \text{pour } 20 < \lambda \leq 70; \quad \text{éq. 5.50}$$

$$\alpha = 0.80 \left(\frac{20}{\lambda} \right)^{0.7} \left(\frac{\lambda}{70} \right) \left(\frac{225 - c}{200} \right)^3 \quad \text{pour } 70 < \lambda. \quad \text{éq. 5.51}$$

où c est exprimé en mm.

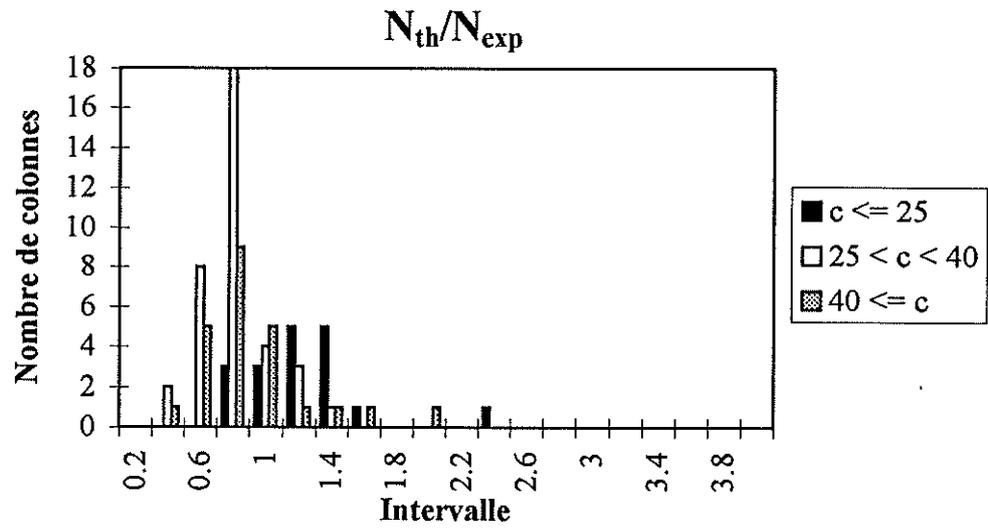


figure 17

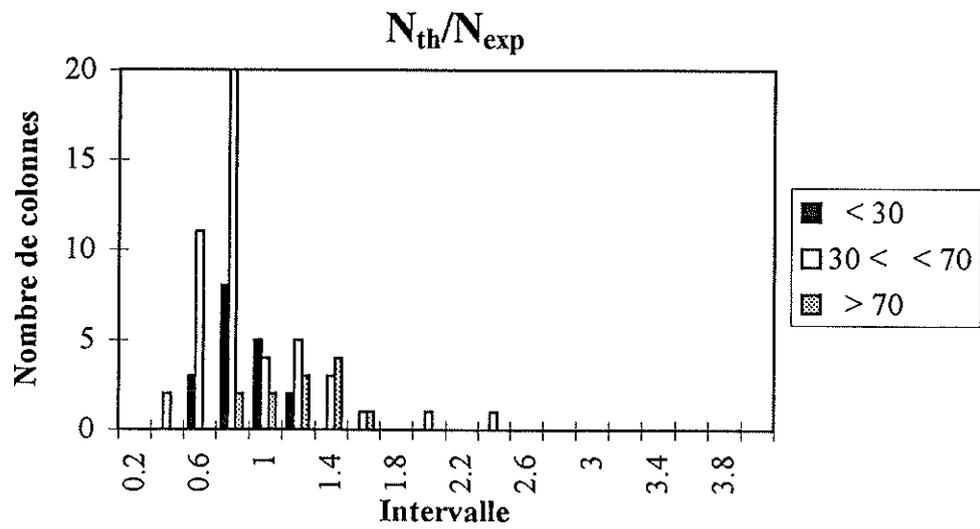


figure 18

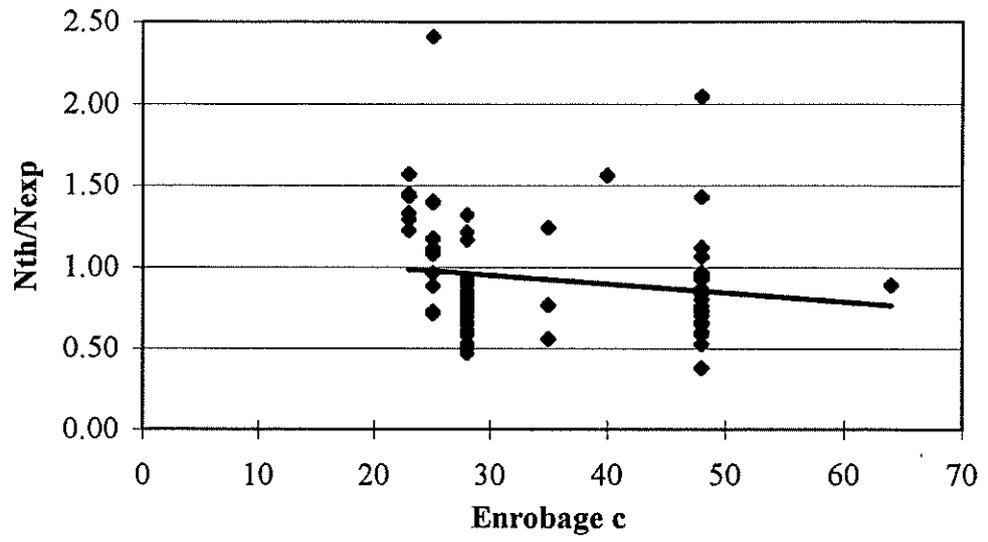


figure 19

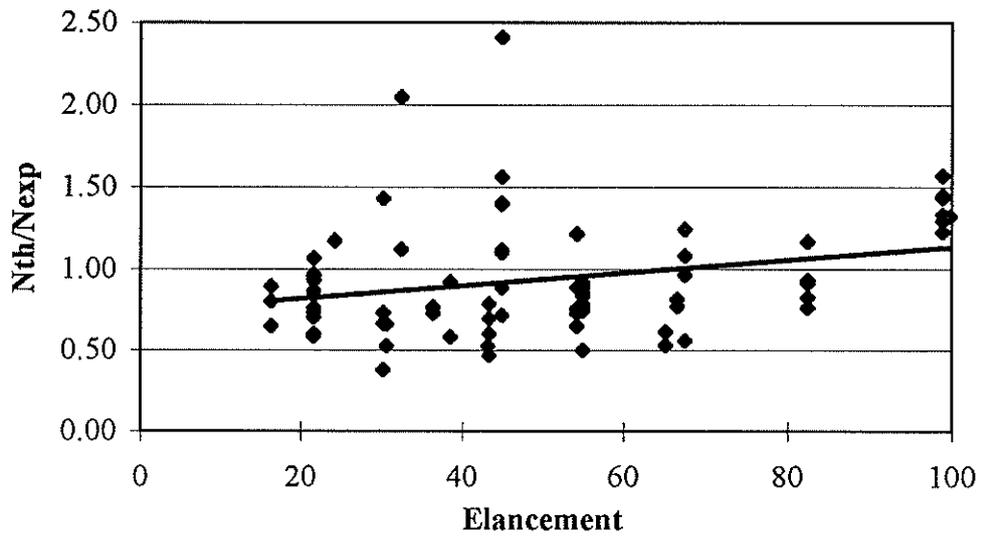


figure 20

5.5 Analyse des résultats.

Les valeurs théoriques de la charge ultime ont été recalculées à l'aide des nouvelles formules donnant $\alpha(\lambda)$. Les résultats sont repris à la figure 21 qui donne le nombre de colonnes en fonction de l'intervalle dans lequel le rapport N_{th}/N_{exp} est compris. On voit très bien d'après cette figure que les résultats sont excellents. La moyenne est de 0,92 et la dispersion est faible.

Les résistances au feu théoriques $R_{f\ th}$ ont également été calculées par estimations successives afin de trouver $N_{th} = N_{exp}$. Les résultats sont repris à la figure 22 donnant le nombre de colonnes en fonction de l'intervalle dans lequel le rapport $R_{f\ th}/R_{f\ exp}$ est compris. Les résultats sont ici également très bons puisque la moyenne est de 0,89 et que la dispersion n'est pas trop grande. Cette dernière est plus importante que pour le rapport N_{th}/N_{exp} mais il ne faut pas perdre de vue que les résultats expérimentaux présentent eux-mêmes une grande dispersion. En effet, il est possible de trouver des différences de résistance au feu de 64 min pour des colonnes parfaitement identiques (colonnes 2 et 3 de Braunschweig).

Les figures 23 à 30 montrent que les paramètres intervenant dans la méthode sont correctement pris en compte. En effet, la répartition des valeurs des rapports N_{th}/N_{exp} et $R_{f\ th}/R_{f\ exp}$ est assez uniforme, quelle que soit la valeur du paramètre envisagé.

Les figures 31 à 38 montrent également que les paramètres sont correctement pris en compte excepté la section de béton A_c (figure 31 et figure 32). Il ne paraît pas souhaitable d'apporter une modification sur ce point. En effet, la section de béton A_c intervient aussi dans l'élançement, et l'amélioration de la prise en compte de ce paramètre risque de provoquer des modifications en cascade.

Malgré cette petite imperfection, on peut considérer que la méthode donne de très bons résultats.

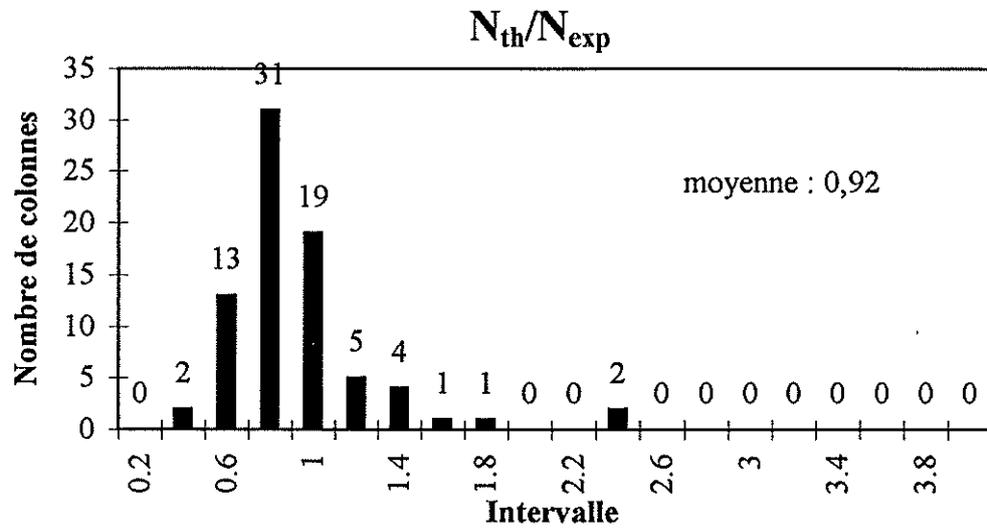


figure 21

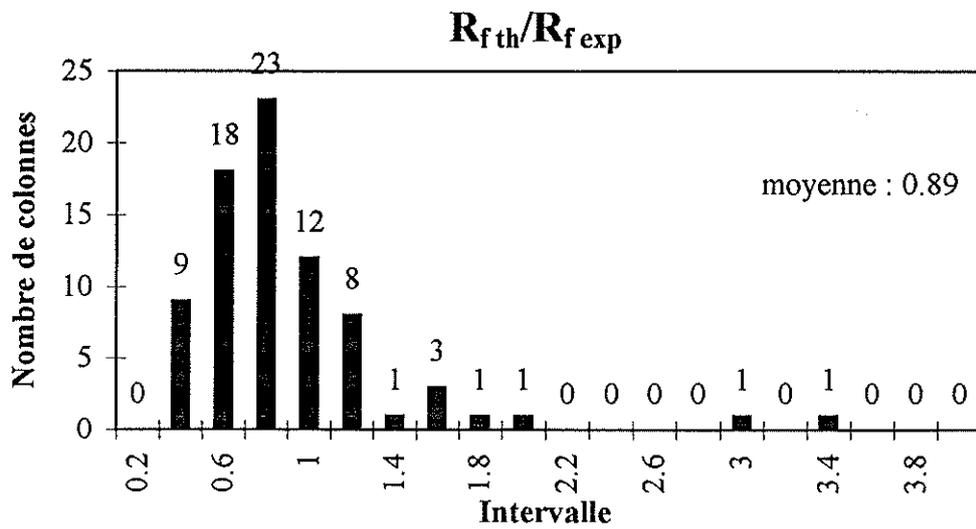


figure 22

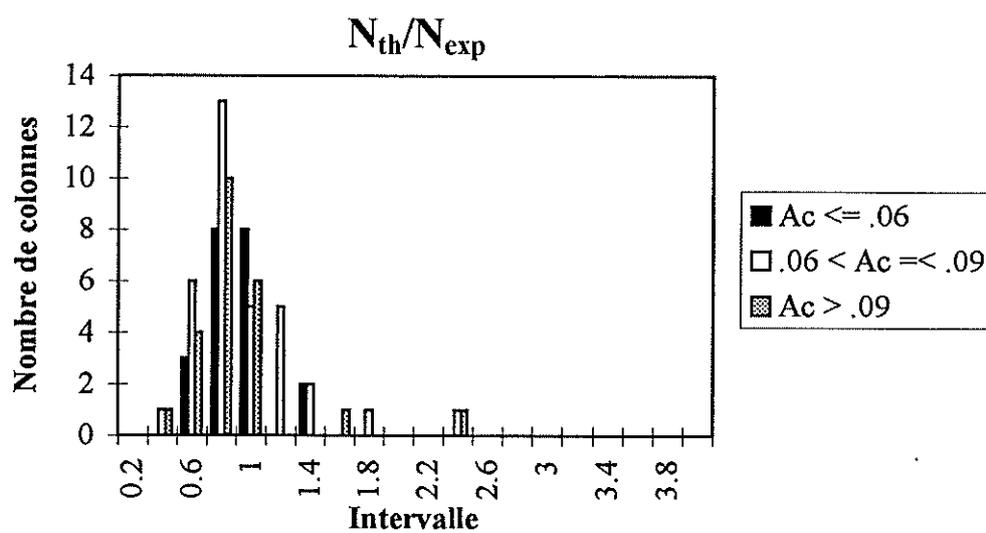


figure 23

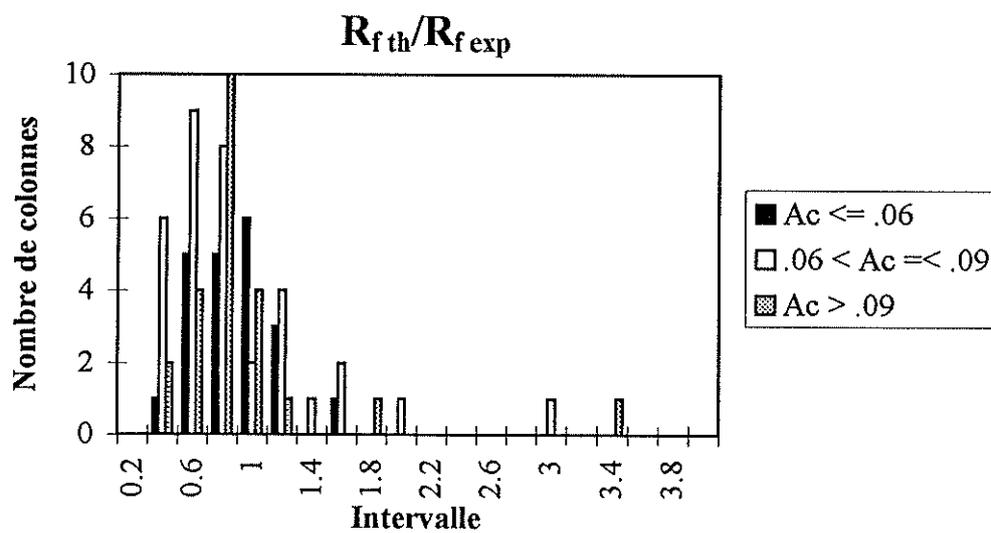


figure 24

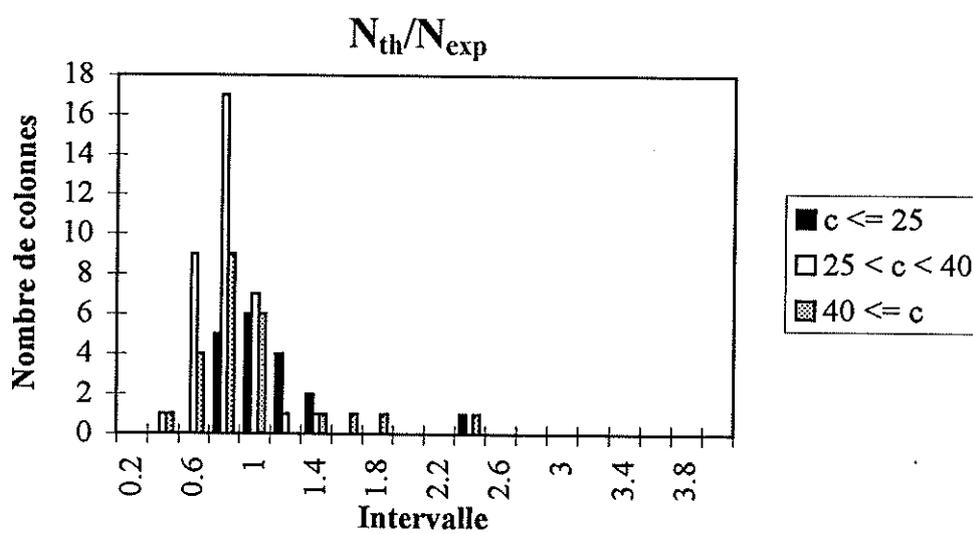


figure 25

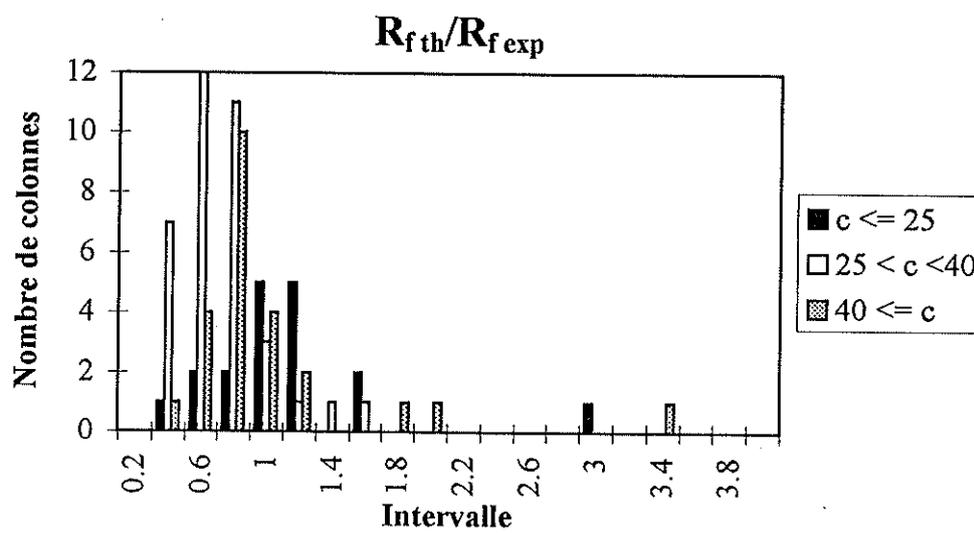


figure 26

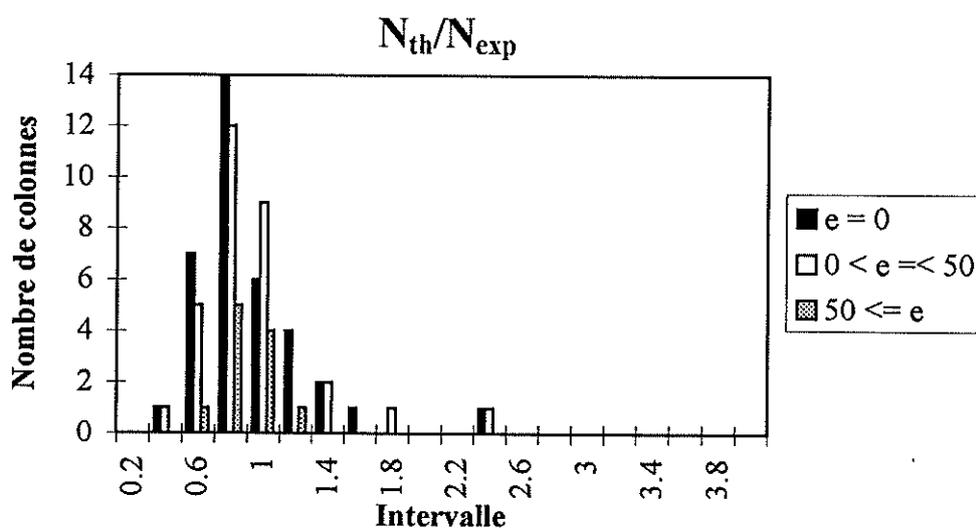


figure 27

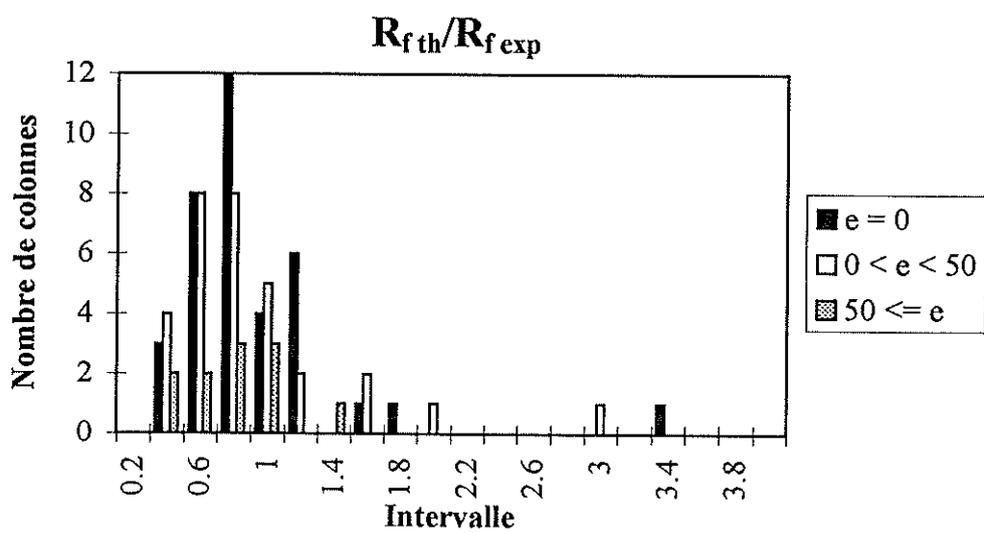


figure 28

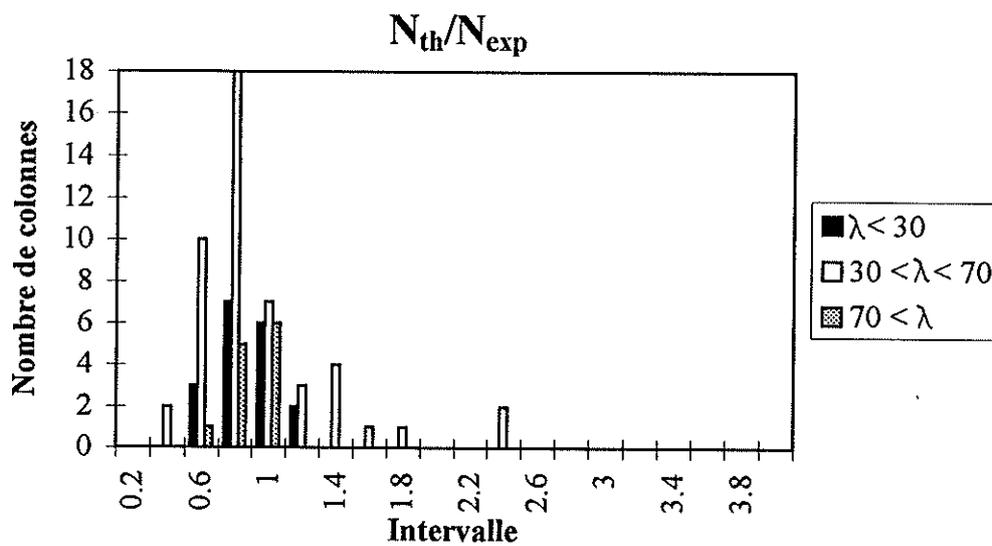


figure 29

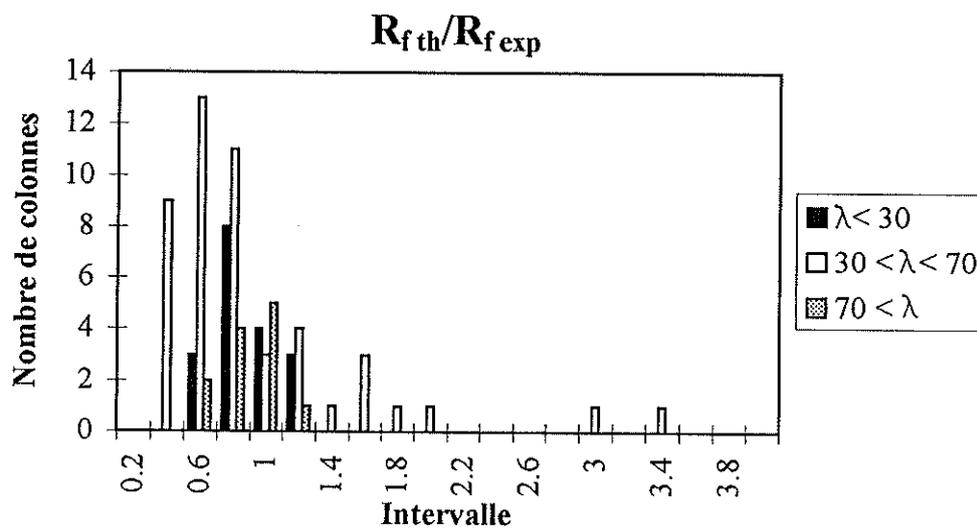


figure 30

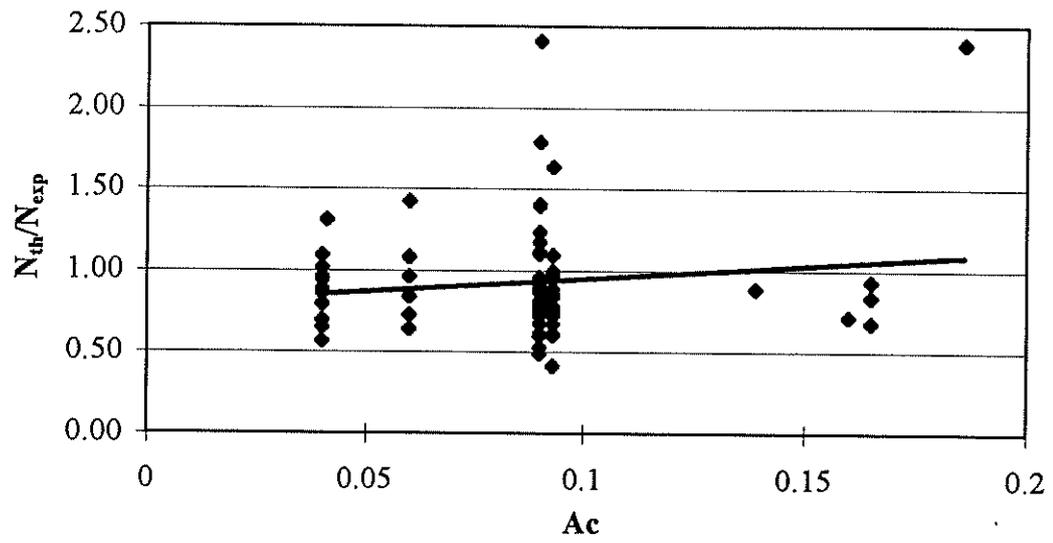


figure 31

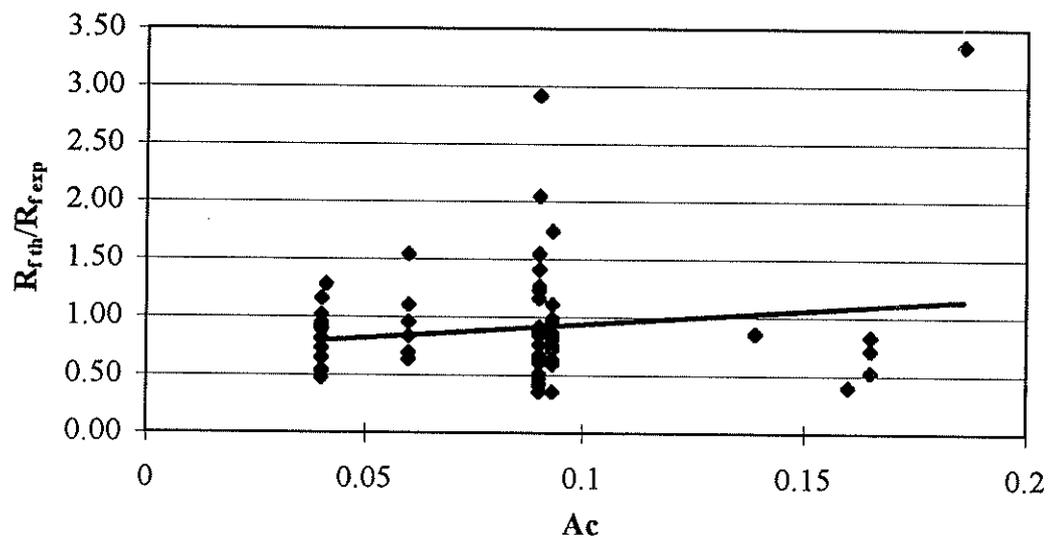


figure 32

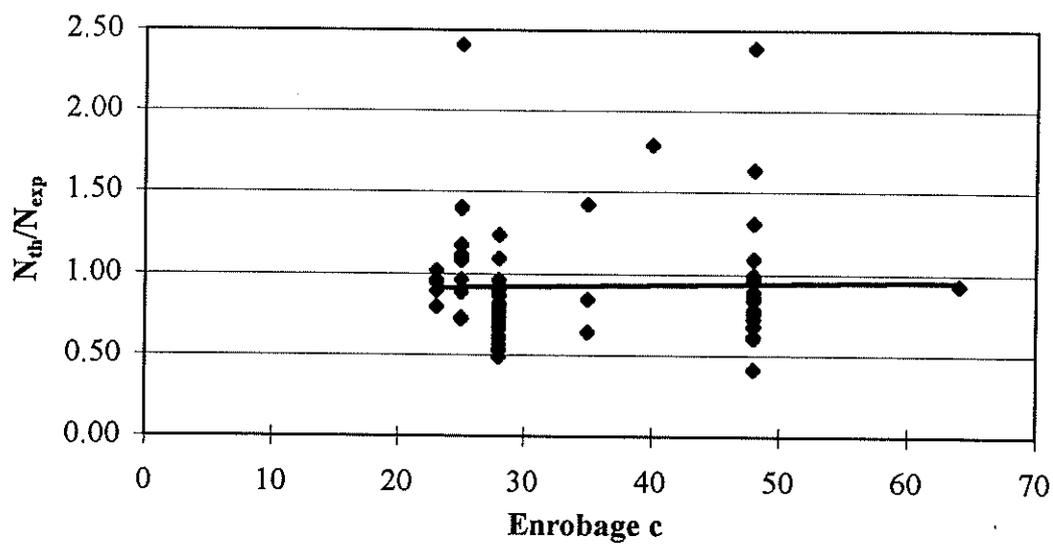


figure 33

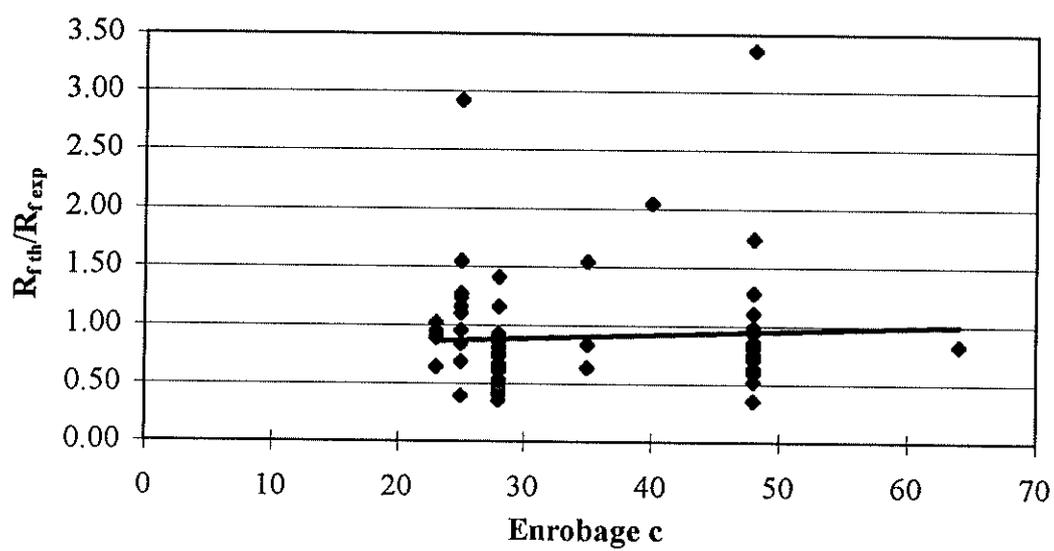


figure 34

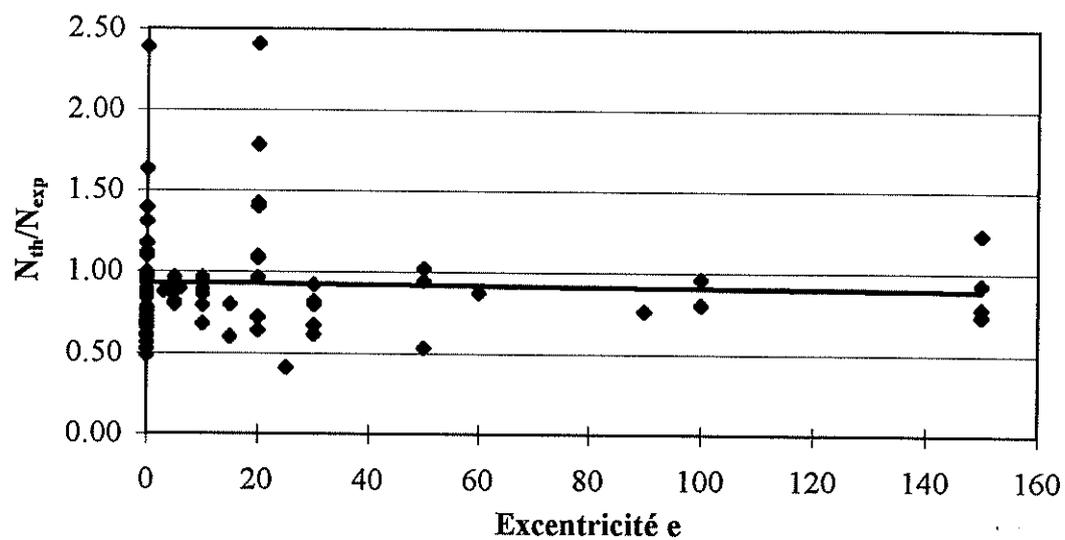


figure 35

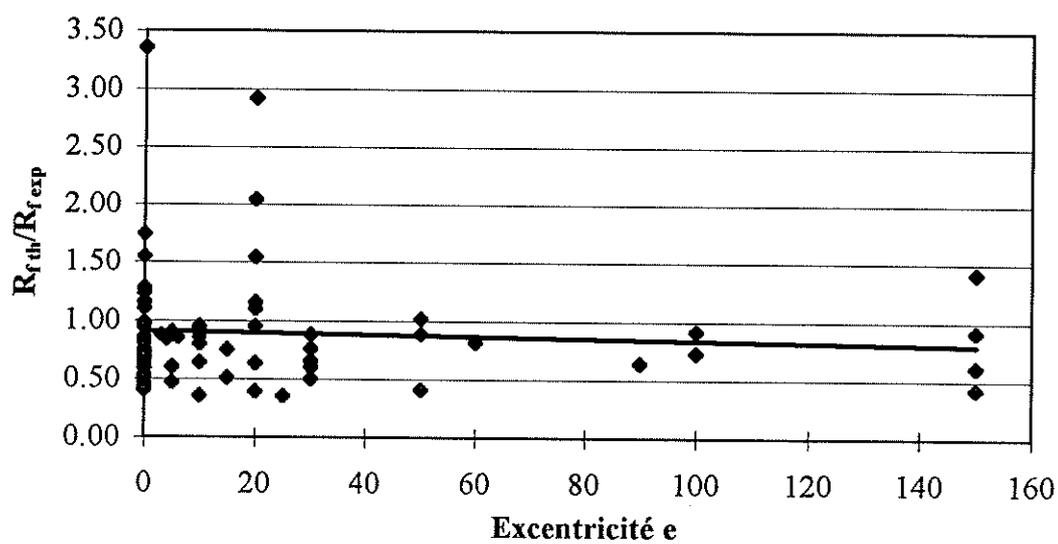


figure 36

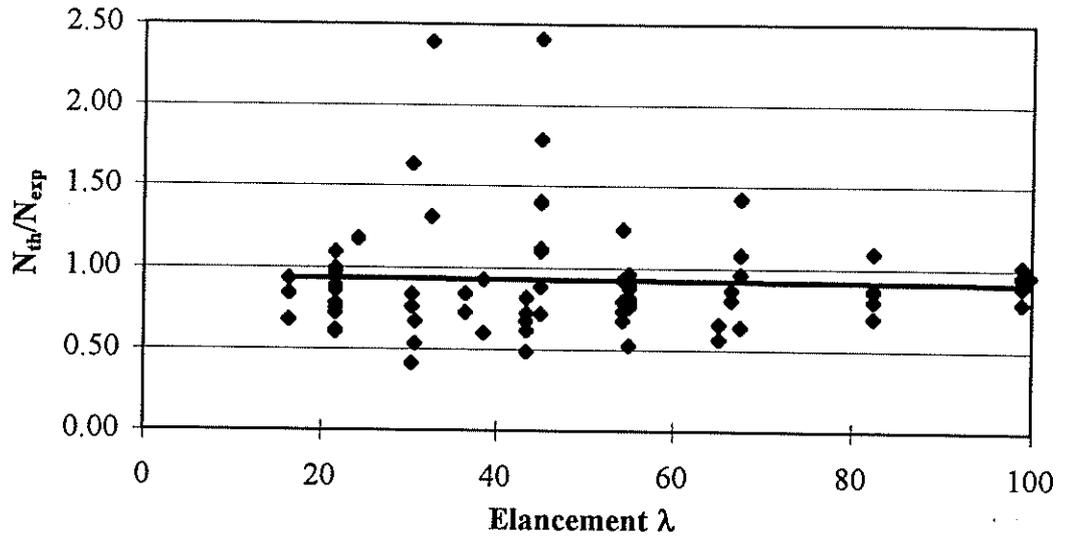


figure 37

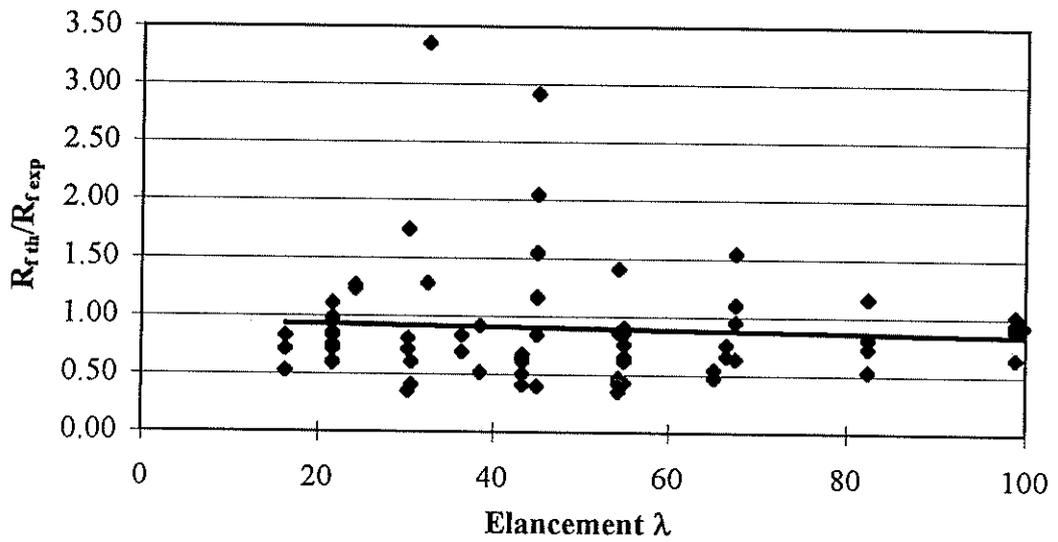


figure 38

5.6 Limites du modèle.

La méthode ayant été calibrée sur les essais, il est préférable de n'étudier que des colonnes dont les caractéristiques ne s'écartent pas de celles correspondant aux essais. Les limitations du modèle sont donc :

- l'élanement doit être inférieur à 100;
- 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 $\frac{1}{2}$;
- étant donné que des ruptures prématurées ont été observées avec des armatures de $\phi=25\text{mm}$ (essais de Gand et Liège), 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 $h/2$.

Ces limites couvrent la majorité des colonnes rencontrées en pratique.

6. RESUME DE LA METHODE ET EXEMPLES.

Dans ce chapitre, nous reprenons les formules définitives de la méthode et nous donnerons 2 exemples de calcul. Un de ces exemples montrera comment calculer la charge ultime d'une colonne en béton armé pour une résistance au feu donnée, l'autre exemple montrera la procédure à suivre pour calculer la résistance au feu lorsque la charge appliquée est donnée.

6.1 Résumé de la méthode.

La formule de base est :

$$N_u(t) = \gamma(t) \cdot \eta(\lambda) \cdot N_p(t)$$

$$\text{où } \gamma(t) = (1 - 0,3 t) \quad \text{pour } t < 0,5 \text{ h ;}$$

$$\gamma(t) = 0,85 \quad \text{pour } t > 0,5 \text{ h.}$$

$$\eta(\lambda) = \frac{\alpha(\lambda)}{1 + \frac{10 e/h}{\frac{1}{\alpha} - 3 \cdot 10^{-5} \lambda^2}}$$

$$\alpha = 1 - \frac{\lambda}{100} \quad \text{pour } \lambda \leq 20 ;$$

$$\alpha = 0,80 \left(\frac{20}{\lambda} \right)^{0,7} \left(\frac{225 - c}{200} \right)^5 \quad \text{pour } 20 < \lambda \leq 70;$$

$$\alpha = 0,80 \left(\frac{20}{\lambda} \right)^{0,7} \left(\frac{\lambda}{70} \right) \left(\frac{225 - c}{200} \right)^5 \quad \text{pour } 70 < \lambda.$$

$$N_p(t) = (\beta_1(t) \cdot A_c \cdot f_c + \beta_2(t) \cdot A_s \cdot f_y)$$

$$\beta_1(t) = \frac{1}{\sqrt{1 + (a \cdot t)^b}}$$

$$\text{avec } a = 0,3 \cdot A_c^{-0,5}$$

$$b = A_c^{-0,25}$$

$$\beta_2(t) = 1 - \frac{0,9 t}{0,046 c + 0,111}$$

Si on trouve $\beta_2(t) < 0$, on adopte $\beta_2 = 0$.

où e est l'excentricité (en mm) de la charge;

h est la plus petite dimension transversale de la colonne (en mm);

λ est l'élanement de la colonne;

c est l'enrobage (en mm) des armatures;

A_c est la section (en m^2) du béton;

A_s est la section (en m^2) d'acier;

f_c est la résistance en compression (en N/mm^2) du béton;

f_y est la limite élastique (en N/mm^2) de l'acier;

t est le temps (résistance au feu) en h.

Au vu des comparaisons effectuées dans cette recherche, il est recommandé de travailler avec les valeurs moyennes de f_c et f_y , soit f_{cm} et f_{ym} . Dans les normes, on trouve la relation liant f_{cm} à f_{ck} (on peut prendre la valeur à 28 jours). Dans le cas de f_y on peut aussi travailler avec f_{yk} , car pour les aciers, la valeur caractéristique est assez proche de la valeur moyenne.

6.2 Exemples.

6.2.1 Colonne 21B :

Calcul de N_u pour une résistance au feu R_f donnée.

Données :

Section : 200 x 300 mm Armatures : 6 ϕ 12 mm

Longueur : 3,9 m Enrobage c : 25 mm

Excentricité de la charge : 20 mm Colonne bi-articulée

$f_c = 35,7 \text{ N/mm}^2$ $f_y = 493 \text{ N/mm}^2$

$R_f = 120 \text{ min} = 2 \text{ h}$

Calcul :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I}{A}}} = \frac{L_f}{\frac{b}{\sqrt{12}}} = \frac{390 \sqrt{12}}{20} = 67,5$$

$$A_c = 0,20 \times 0,30 = 0,06 \text{ m}^2$$

$$A_s = 6 \times \frac{\pi \times (0,012)^2}{4} = 6,8 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$a = 0,3 A_c^{-0,5} = 0,3 \times (0,06)^{-0,5} = 1,22$$

$$b = A_c^{-0,25} = (0,06)^{-0,25} = 2,02$$

$$\beta_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + (a t)^b}} = \frac{1}{\sqrt{1 + (1,22 \times 2)^{2,02}}} = 0,38$$

$$\beta_2 = 1 - \frac{0,9 t}{0,046 c + 0,111} = 1 - \frac{0,9 \times 2}{0,046 \times 25 + 0,111} = -0,42$$

or β_2 ne peut pas être négatif

$$\Rightarrow \beta_2 = 0$$

$$20 < \lambda < 70 \Rightarrow \alpha = 0,8 \left(\frac{20}{\lambda} \right)^{0,7} \left(\frac{225 - e}{200} \right)^5$$

$$\alpha = 0,8 \left(\frac{20}{67,5} \right)^{0,7} \left(\frac{225 - 25}{200} \right)^5 = 0,34$$

$$\eta = \frac{\alpha}{1 + \frac{10 e}{h \left(\frac{1}{\alpha} - 3 \cdot 10^{-5} \lambda^2 \right)}}$$

$$\eta = \frac{0,34}{1 + \frac{10 \times 20}{200 \left(\frac{1}{0,34} - 3 \cdot 10^{-5} \times 67,5^2 \right)}} = 0,25$$

$$\gamma(t) = 0,85 \text{ car } t > 0,5 \text{ h}$$

$$N_u = \gamma \cdot \eta \cdot (\beta_1 A_c f_c + \beta_2 A_s f_y)$$

$$N_u = 0,85 \cdot 0,25 \cdot (0,38 \times 0,06 \cdot 10^6 \times 35,7 + 0) = 173 \text{ kN}$$

Or, la charge appliquée lors de cet essai est de 178 kN

$$\Rightarrow \frac{N_u}{N_{\text{exp}}} = \frac{173}{178} = 0,97$$

6.2.2 Colonne 25 :

Calcul de R_f pour une charge appliquée donnée.

Données :

Section : 200 x 200 mm	Armatures : 4 ϕ 20 mm
Longueur : 5,76 m	Enrobage : 28 mm
Excentricité de la charge : 10 mm	Colonne bi-articulée
$f_c = 39 \text{ N/mm}^2$	$f_y = 443 \text{ N/mm}^2$
$N = 208 \text{ kN}$	

Calcul :

$$\lambda = \frac{L_f \sqrt{12}}{b} = \frac{576 \sqrt{12}}{20} = 99,8$$

$$A_c = 0,2 \times 0,2 = 0,04 \text{ m}^2$$

$$A_s = 4 \times \frac{\pi \times (0,02)^2}{4} = 1,26 \cdot 10^{-3}$$

$$a = 0,3 A_c^{-0,5} = 0,3 \times (0,04)^{-0,5} = 1,5$$

$$b = A_c^{-0,25} = (0,04)^{-0,25} = 2,24$$

$$\lambda > 70 \Rightarrow \alpha = 0,8 \left(\frac{20}{\lambda} \right)^{0,7} \left(\frac{\lambda}{70} \right)^{\left(\frac{225 - c}{200} \right)^5}$$

$$\alpha = 0,8 \left(\frac{20}{99,8} \right)^{0,7} \left(\frac{99,8}{70} \right)^{\left(\frac{225 - 28}{200} \right)^5} = 0,18$$

$$\eta = \frac{\alpha}{1 + \frac{10 e}{h \left(\frac{1}{\alpha} - 3 \cdot 10^{-5} \lambda^2 \right)}}$$

$$\eta = \frac{0,18}{1 + \frac{10 \times 10}{200 \left(\frac{1}{0,18} - 3 \cdot 10^{-5} \times 99,8^2 \right)}} = 0,16$$

Si $R_f = 0,5$ h :

$$\beta_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + (a t)^b}} = \frac{1}{\sqrt{1 + (1,5 \times 0,5)^{2,24}}} = 0,81$$

$$\beta_2 = 1 - \frac{0,9 t}{0,046 c + 0,111} = 1 - \frac{0,9 \times 0,5}{0,046 \times 28 + 0,111} = 0,68$$

$$\gamma = 0,85 \text{ car } t = 0,5 \text{ h}$$

$$N_u = \gamma \cdot \eta \cdot (\beta_1 A_c f_c + \beta_2 A_s f_y)$$

$$N_u = 0,85 \cdot 0,16 \cdot$$

$$(0,81 \times 0,04 \cdot 10^6 \times 39 + 0,68 \times 1,26 \cdot 10^3 \times 443) = 224 \text{ kN}$$

Si $R_f = 1$ h :

$$\beta_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + (a t)^b}} = \frac{1}{\sqrt{1 + (1,5 \times 1)^{2,24}}} = 0,54$$

$$\beta_2 = 1 - \frac{0,9 t}{0,046 c + 0,111} = 1 - \frac{0,9 \times 1}{0,046 \times 28 + 0,111} = 0,36$$

$$\gamma = 0,85 \text{ car } t > 0,5 \text{ h}$$

$$N_u = \gamma \cdot \eta \cdot (\beta_1 A_c f_c + \beta_2 A_s f_y)$$

$$N_u = 0,85 \cdot 0,16 \cdot$$

$$(0,54 \times 0,04 \cdot 10^6 \times 39 + 0,36 \times 1,26 \cdot 10^3 \times 443) = 142 \text{ kN}$$

Par extrapolation, on trouve :

$$R_f = 0,5 + \frac{0,5 - 1}{224 - 142} (208 - 224) = 0,598 \text{ h} = 36 \text{ min}$$

Or la résistance au feu expérimentale est de 40 min.

$$\Rightarrow \frac{R_f}{R_{\text{exp}}} = \frac{36}{40} = 0,90$$

7. CONCLUSIONS

La recherche, dont les résultats ont été présentés dans le Rapport Final I et dans ce document, constitue une étude de grande ampleur.

On peut tout d'abord rappeler les principales conclusions présentées dans le Rapport Final I concernant le comportement au feu des colonnes en béton armé. Nous ne revenons pas ici sur les essais sur barres d'armatures qui ont été commentés in extenso dans ce premier rapport.

– Pour le dimensionnement des colonnes en béton soumises au feu, les méthodes dans lesquelles on utilise des données sous forme de tableau ne considèrent, comme paramètres, que la massivité et l'enrobage de béton. Les essais effectués à Liège et à Gand ont clairement montré que d'autres paramètres, tels que le taux de chargement, la longueur, les conditions d'appui aux extrémités, doivent aussi être pris en compte.

– Dans les essais effectués à Liège et à Gand, les colonnes pour lesquelles des barres de gros diamètre (ϕ 25) ont été utilisées, ont conduit à des résistances au feu sensiblement plus faibles que celles auxquelles on aurait pu s'attendre. Les éclatements de béton qui ont été observés sont une des causes de ce phénomène.

Le présent rapport présente de nouveaux résultats expérimentaux obtenus à l'Université Technique de Braunschweig et à la Station d'Essais au Feu d'Ottawa, un grand nombre de simulations numériques et la mise au point d'une formulation pour la détermination de la charge ultime et de la résistance au feu.

A partir de ces nouveaux développements qui ont été présentés de manière détaillée dans ce document, on peut tirer les conclusions suivantes.

– La recherche a permis d'analyser des résultats d'essais provenant de 4 laboratoires différents sur des colonnes pour lesquelles les paramètres significatifs varient sensiblement.

On peut donc affirmer que l'on dispose ainsi d'un échantillon expérimental tout à fait représentatif.

– Des simulations numériques ont été effectuées à l'aide du logiciel SAFIR développé dans le Service des Ponts et Charpentes de l'Université de Liège, et les résultats obtenus comparés aux résultats expérimentaux. On observe une excellente concordance, et la plupart des résultats donnés par SAFIR sont sécuritaires.

Il paraît dès lors tout à fait licite d'utiliser SAFIR pour procéder à des simulations couvrant des domaines pour lesquels il n'existe pas d'essais.

– La méthode de dimensionnement proposée est une méthode simple, mais reposant sur des bases scientifiques. Lors de la mise au point, une procédure logique a été suivie et des calibrations effectuées.

La démarche comporte 3 stades.

Le premier stade consiste à déterminer la charge de ruine plastique, ce qui a été fait par simulation numérique.

Le deuxième stade consiste à déterminer le coefficient de flambement pour les colonnes chargées centriquement. La méthode du B.A.E.L., valable pour les colonnes à froid et dans laquelle l'élançement est le paramètre déterminant, a servi de base. La formulation a été adaptée et les paramètres calibrés.

Le troisième stade consiste à déterminer un coefficient d'amplification dans le cas des colonnes comprimées et fléchies. Une procédure parallèle à celle adoptée pour les colonnes métalliques et basée sur la formule CAMPUS-MASSONNET a été proposée. Le terme d'amplification non linéaire a été adapté et les paramètres calibrés.

– Un des avantages significatifs de la méthode est qu'il n'est pas nécessaire, pour déterminer la charge ultime ou la résistance au feu, d'avoir à sa disposition des tables donnant la répartition de la température sur la section droite.

8. BIBLIOGRAPHIE

- [1] DOTREPPE, J-C., BAUS, R., FRANSSSEN, J-M., BRULS, A.
Dimensionnement des colonnes en béton armé en considérant le problème de la résistance au feu. Rapport Final I, Convention F.R.F.C. N°29010.90/F., Service des Ponts et Charpentes, Université de Liège, 1993.
- [2] DOTREPPE, J-C.
Méthodes numériques pour la simulation du comportement au feu des structures en acier et en béton armé. Thèse d'Agrégation de l'Enseignement Supérieur, Université de Liège, 1980.
- [3] FRANSSSEN, J-M.
Etude du comportement au feu des structures mixtes acier-béton. Thèse de doctorat, Collection des Publications de la Faculté des Sciences Appliquées, N°111, 1987.
- [4] FRANSSSEN, J-M.
Description of the computer code SAFIR. Service des Ponts et Charpentes, Université de Liège, 1995.
- [5] HASS, R.
Zur Praxisgerechten Brandschutztechnischen Beurteilung von Stützen aus Stahl und Beton. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, Heft 69, 1986.
- [6] LIE, T.T., WOOLLERTON, J.L.
Fire resistance of reinforced concrete columns - Test results. Internal Report N°569, National Research Council, Institute for Research in Construction, Ottawa, 1988.
- [7] CEB
Fire design of concrete structures in accordance with CEB/FIP Model Code 90 - Final Draft. Bulletin d'information N°208, Comité Euro-International du Béton, Lausanne, 1991.
- [8] DOTREPPE, J-C., et al.
Résistance au feu des structures. Principes généraux et Recommandations à l'usage des auteurs de projet. Ouvrage édité par le Service des Ponts et Charpentes (U.E.L.) et le Laboratorium voor Aanwending der Brandstoffen en Warmte-overdracht (R.U.G.), 1983.

- [9] ANDERBERG, Y.
Concrete structures and fire - Computer simulations and design method for fire exposed concrete columns. Swedish Fire Research Board, Project N° 92-050 Rev A, Stockholm, 1993.
- [10] HERTZ, K.
Simplified calculation method for fire exposed structures. Supporting document for CEN pr-ENV 1992 - 1 - 2. Institute of Building Design, Report N° 203, 1993.
- [11] EUROCODES 2, 3, 4, 5, 6(1-1)
Design of concrete (steel, composite steel-concrete, timber, masonry / structures - Part 1.1 : General rules and rules for building. CEN pr-ENV 1992 (3, 4, 5, 6) -1-1, Comité Européen de Normalisation, Bruxelles, 1992.
- [12] CEB/FIP
Manual on buckling and instability. Bulletin d'Information N° 123, Comité Euro-International du Béton et Fédération Internationale de la Précontrainte, Paris, 1977.
- [13] CEB/FIP
Model Code 1990. Bulletin d'Information N° 213/214, , Comité Euro-International du Béton et Fédération Internationale de la Précontrainte, Lausanne, 1993.
- [14] IBN
Norme Belge : béton, béton armé et béton précontraint. NBN B 15-101 à 104, Institut Belge de Normalisation, Bruxelles, 1976.
- [15] CSTB
Règles BAEL 91 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites. Cahiers du CSTB, N° 2568, Paris, 1992.
- [16] EUROCODE 2/1-2
Design of concrete structures - Part 1-2 : Structural fire design. CEN pr-ENV 1992-1-2, Final Draft, Comité Européen de Normalisation, Bruxelles, 1992.
- [17] MAQUOI, R.
Éléments de constructions métalliques - Notes de cours, Département MSM, Université de Liège, 1988.