

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE 20 AOUT 1955 DE SKIKDA
FACULTE DES SCIENCES ET DES SCIENCES DE L'INGENIEUR
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

N° d'ordre :.....

N° de série :.....

MEMOIRE

Présenté pour obtenir le diplôme de Magister
en génie civil

OPTION : "STRUCTURES"

Présenté par : **BEROUAL SAYEH**

THEME

***CARACTERISATION DE SECTIONS EN "BA"
EQUIVALENTES A LA GAMME DES PROFILES "IPE " EN
UTILISANT LES CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX
ADOPTES PAR LES EUROCODES 2 ET 3***

Membres du Jury de soutenance

Président :	M ^f BELACHIA.M	Professeur	Université de Skikda
Rapporteur :	M ^f SAMAI. M. L	Professeur	Université Mentouri Constantine
Examineurs :	Mr SERIDI. A	Professeur	Université de Boumerdes
	M ^f MESSAST. S	Maître de conférences	Université de Skikda
	M ^f .BOUZERD. H	Docteur	Université de Skikda
Invité :	M ^f BENHASSINE. M. T	Chargé de cours	Université Mentouri Constantine

Juillet 2008

REMERCIEMENTS

Je remercie d'abord ALLAH le tout puissant qui m'a guidé et qui m'a donné la force et la volonté de réaliser ce travail.

Je remercie mon Directeur de thèse, Monsieur SAMAI M.L Professeur au département de génie civil université Mentouri de Constantine, d'avoir accepté de diriger ce travail avec beaucoup de disponibilité et d'efficacité, pour m'avoir fait partager son expérience, pour les conseils et encouragements qu'il a su me prodiguer pendant toute la durée de cette thèse.

J'exprime mes sincères remerciements à mon Co-encadreur Monsieur BENHASSINE M.T Chargé de cours au département de génie civil université Mentouri de Constantine, pour son aide et sa disponibilité.

Je manifeste mes honnêtes remerciements à Monsieur BELACHIA.M Professeur au département de génie civil université de Skikda, pour l'honneur et le plaisir qu'il m'a fait en acceptant de présider ce jury.

Je remercie vivement Monsieur, SERIDIA Professeur au département de génie civil université de Boumerdes, BOUZERD H Docteur au département de génie civil à l'université de Skikda et Monsieur MESSAST.S Maître de conférence au département de génie civil à l'université de Skikda, qui ont accepté de juger ce travail. Je leur suis très reconnaissant d'y avoir consacré une partie de leur temps si précieux.

Je présente ici mes sincères remerciements à Monsieur BOUKRAA N, Président Directeur Général du centre d'études et de réalisation en urbanisme de Constantine (URBACO), pour m'avoir autorisé à poursuivre mes études en post-graduation à l'université de Skikda et pour ses précieux conseils, qu'il trouve ici l'expression de ma profonde gratitude.

Mes remerciements sont adressés à l'ensemble du corps enseignant en graduation et en post-graduation qui ont contribué à ma formation.

J'ai également apprécié la compagnie de Monsieur Laïb Mehdi, ingénieur de génie civil et de Monsieur Serrarba Adel Ingénieur informaticien qui m'ont aidé dans la programmation et qui m'ont transmis de judicieux conseils surtout au début de l'élaboration de la présente thèse, qu'ils trouvent ici l'expression de mes sincères remerciements.

Je tiens à remercier mes amis et collègues de travail, Madame Zeroual, Hammouda, Saleh et Sabah pour leurs aides, je remercie notamment Benyekhlef Sofiane pour son intérêt pour la recherche et pour ses précieux conseils ainsi pour tous les bons moments partagés, passés et futurs.

Je tiens également à remercier mes collègues de promotion, Salim, Ismail, Amor, Karim et Larbi, pour les pauses relaxation et discussions que nous avons partagées durant l'année théorique à l'université de Skikda.

Enfin, mes pensées vont, bien entendu, vers mes parents, mon frère Saïd, mon épouse, et mes enfants : Zaki, Chaimaa, Amina et Maroua, ainsi que vers toute ma famille, leur soutien et leur compréhension ont été un atout majeur pour la réalisation de ce travail.

DEDICACES

Je dédie ce travail :

A mes très chers parents

A mon épouse

**A mes quatre enfants : Zaki, Chaimaa,
Amina et Maroua**

A mes sœurs et frères

**A l'ensemble de mes amis et collègues de
travail**

RESUME

Deux éléments structuraux ayant le même moment plastique, M_p , soumis à un même chargement et avec les mêmes conditions d'appuis ont la même charge théorique de ruine. La présente étude expose une démarche ayant pour but la détermination de sections rectangulaires en béton simplement et doublement armées ayant le même moment plastique que l'ensemble des profilés de la gamme d'IPE. A un profilé donné, il peut y'avoir une multitude de sections en béton armé qui auront le même moment plastique. Le nombre de variables (dimensions géométriques et taux d'armatures) et de paramètres (f_{ck} , f_{yk} , d'/d) font que cette détermination est ardue, d'autant plus qu'il faudrait avoir des sections sous armées (optimisation des matériaux mis en œuvre, béton et acier). La caractérisation peut être facilitée par le développement d'abaques à trois entrées liant graphiquement le moment réduit, M_u/bd^2 , et les taux d'armatures tendues, ρ , et comprimées, ρ' , en utilisant les caractéristiques des matériaux adoptées par l'Eurocode 2 [8,13], et ce pour une plage de valeurs de f_{ck} , f_{yk} et d'/d .

A partir de cette caractérisation, des courbes à échelles logarithmiques sous forme d'abaques de détermination de sections en béton armé équivalentes à la gamme des profilés IPE ont été développées. Ces dernières ont une utilisation facile et exploitable à souhait et évitant tous risques d'erreurs de choix pour les sections à prendre.

Une comparaison entre les résultats obtenus et ceux donnés par des travaux antérieurs en utilisant le code britannique CP110 [1,3] est également présentée.

Mots-clés : Béton armé, Charpente métallique, Caractérisation, Moment plastique, Moment réduit, Profilés IPE, Section, Sous armée, Plastique.

ABSTRACT

Two structural elements having the same plastic moment, M_p subjected to the same loading and with the same conditions of support have the same theoretical collapse load. The present study presents a process for determining a series of rectangular simply and doubly reinforced concrete sections having the same plastic moment as the different "IPE" made of steel. For a given profile, there may be numerous reinforced concrete sections having the same plastic moment. The number of variables (geometrical dimensions and rate of reinforcements) and of parameters (f_{ck} , f_{yk} , d'/d) make this determination difficult, more especially as it would be necessary to have sections under reinforced (optimisation of materials implemented, concrete and steel). The characterisation can be facilitated by the development of charts at three entries graphically linking the reduced moment, M_u / bd^2 , and the rates of reinforcements in tension, ρ , and in compression, ρ' , by using the characteristics of materials adopted by Eurocode 2 [8,13], and this for practical values of f_{ck} , f_{yk} , and d'/d .

From this characterisation, curves on logarithmic scales in the form of charts of determination of sections out of concrete reinforced equivalent to the range of various sections "IPE" were developed. The latter are easy to use and may be exploited without risks of errors for the choice of the sections to be selected.

A comparison between the results obtained and those given by previous work using British code CP110 [1,3] is also presented.

Key words: Reinforced concrete, Metal frame, Characterisation, plastic Moment, Moment reduced, Profiled IPE, Section, Under reinforced, Plastic.

ملخص

عنصرين هيكليين لهما نفس العزم اللدن، خاضعين لنفس الحمولة و بنفس شروط الإسناد لهما نفس الحمولة النظرية للانتهيار.

هذه الدراسة الحالية تعرض مسعى يهدف إلى تعيين المقاطع المستطيلة من الخرسانة بسيطة أو مضاعفة التسليح التي لها نفس العزم اللدن كمجموعة المجنبات من نوع *IPE* لمجنب معطى، يمكن أن يكون له عدد كبير من مقاطع من الخرسانة المسلحة التي يمكن أن يكون لها نفس العزم اللدن. عدد المتغيرات (أبعاد هندسية و نسبة التسليح) و العوامل ($f_{ck}, f_{yk}, d'/d$) يجعلون هذا التعيين صعب، بالإضافة إلى حتمية أن يكون لدينا مقاطع قليلة التسليح (تحسين إستغلال المواد المستعملة خرسانة و حديد).

التميز يمكن أن يسهل بإنشاء مخططات بيانية ثلاثية المدخل تربط تخطيطيا العزم المختزل M_u/bd^2 و نسبة التسليح المشدود ρ و نسبة التسليح المضغوط ρ' ، باستعمال الخصائص المعتمدة من طرف *Eurocode 2* [13,8] و هذا لمجال من القيم f_{ck} ، f_{yk} و d'/d .

انطلاقا من هذا التمييز، أنشأت منحنيات بسلاسل لوغاريتمية على شكل مخططات بيانية لتعيين المقاطع من الخرسانة المسلحة المكافئة لسلسلة المجنبات من نوع *IPE*. هذه المنحنيات لديها استعمال سهل و استغلال أفضل و تجذب كل الأخطاء بالنسبة لاختيار المقاطع المراد أخذها.

قدّمت أيضا مقارنة بين النتائج المتحصل عليها و نتائج الأعمال السابقة المعطاة باستعمال القانون البريطاني *CPI10* [3,1]

الكلمات المفتاحية : خرسانة مسلحة، هياكل معدنية، التمييز، العزم اللدن، العزم المختزل، مجنب *IPE* ، مقطع، قليلة التسليح، لدن.

Table des Matières

Remerciements / Dédicace	i
Résumé	iv
Abstract	v
Résumé en Arabe	vi
Table des matières	vii
Liste des notations et abréviations	xi
Liste des figures	xiv
Liste des tableaux	xvii
1 . INTRODUCTION GENERALE	1
1.1 Introduction	1
1.2 Problématique	1
1.3 Travaux antérieurs	2
1.4 Principaux objectifs	2
1.5 Structuration du mémoire	2
2 . COMPORTEMENT D'ELEMENTS STRUCTURAUX EN FLEXION SIMPLE.....	4
2.1 Introduction	4
2.2 Comportement sous l'action d'une charge croissante jusqu'à la ruine	4
2.2.1 Poutre en béton armé	4
2.2.2 Poutre en charpente métallique	7
2.3 Mode de rupture	8
2.3.1 Généralités	8
2.3.2 Poutre en béton armé	9
<i>i</i>) Section à faible pourcentage d'acier (sous armée)	9
<i>ii</i>) Section à fort pourcentage d'acier (sur armée)	9
2.3.3 Profilé en charpente métallique	10
2.4 Calcul de la charge de ruine	12
2.4.1 Introduction	12
2.4.2 Conditions de calcul	13
2.4.3 Prédiction de la charge de ruine pour quelques éléments poutres types	13
<i>i</i>) Poutre simplement appuyée	13
<i>ii</i>) Poutre encastree aux extrémités	14

iii) Travée d'une poutre continue soumise à une charge uniformément répartie...	15
iv) Poutre continue soumise à un chargement concentré	17
2.5 Acier / Béton : Avantages, inconvénients	20
2.5.1 Introduction	20
2.5.2 Principaux avantages	20
2.5.3 Principaux inconvénients	21
3 . DEVELOPPEMENT GRAPHIQUE D'ABAQUES A TROIS ENTREES DE	
POUTRES EN FLEXION SIMPLE	22
3.1 Introduction	22
3.2 Relation contrainte-déformation	22
3.2.1 Béton	22
3.2.2 Acier d'armature	23
3.3 Distribution des déformations et contraintes à travers une section	24
3.4 Bloc rectangulaire simplifié de contraintes adopté par l' <i>Eurocode 2</i>	27
3.5 Section rectangulaire simplement armée en flexion	28
3.6 Section rectangulaire doublement armée à l'état limite ultime	30
3.6.1 Dérivation des équations de base	30
3.6.2 Conception et développement graphique d'abaques à trois entrées	33
3.6.3 Organigramme de calcul	34
4 . CONCEPTION DE SECTIONS RECTANGULAIRES EN BETON ARME	
EQUIVALENTES AUX DIFFERENTS <i>IPE</i>	36
4.1 Introduction et problématique	36
4.2 Caractéristiques des matériaux utilisés	36
4.2.1 Acier de construction	36
i) Introduction	36
ii) Essai de traction	36
iii) Plasticité de l'acier : Réserve de sécurité	37
iv) Caractéristiques des profilés utilisés	38
4.2.2 Béton	39
4.2.3 Acier d'armatures	40
4.3 Détermination du moment plastique pour les différents <i>IPE</i>	40
4.4 Caractérisation de sections en béton armé équivalentes	41
4.4.1 Sections simplement armées	41

4.4.1.1	Introduction	41
4.4.1.2	Processus de détermination	42
	<i>i)</i> Principes	42
	<i>ii)</i> Procédure	42
	<i>iii)</i> Traitement d'un exemple	43
4.4.1.3	Organigramme de calcul	44
4.4.1.4	Résultats	45
	<i>i)</i> Introduction	45
	<i>ii)</i> Présentation tabulée	45
4.4.2	Sections doublement armées	53
4.4.2.1	Méthode de calcul	53
4.4.2.2	Organigramme de calcul	55
4.4.2.3	Résultats	56
	<i>i)</i> Introduction	56
	<i>ii)</i> Présentation tabulée	56
5 .	PRESENTATION ET DISCUSSION DES RESULTATS	79
5.1	Introduction	79
5.2	Présentation graphique des résultats	79
5.2.1	Choix du système de coordonnées adopté	79
5.2.2	Présentation des abaques développés	79
5.2.2.1	Sections simplement armées	79
5.2.2.2	Sections doublement armées	88
5.3	Effets des paramètres influents	96
5.3.1	Effets de la résistance à la compression du béton f_{ck} et du rapport β	96
5.3.2	Effets de la variation de la contrainte d'écoulement de l'acier f_{yk}	97
5.3.3	Effets de la résistance à la compression du béton f_{ck} sur le coût	98
5.4	Comparaison de prix entre une section en béton armé équivalente et un profilé en charpente métallique	100
5.5	Etude comparative entre l'utilisation des 2 codes (<i>Eurocode2</i> et <i>CP 110</i>)	101
5.5.1	Introduction	101
5.5.2	Effet sur les dimensions des sections déterminées	102
5.5.2.1	Sections simplement armées	102
5.5.2.2	Sections doublement armées	103
5.5.3	Effet sur le coût	103

6 : CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES	105
6.1 Importance et rôle de développement du catalogue d'abaques	105
6.2 Caractérisation	105
6.3 Impact économique	106
6.4 Importance de l'utilisation d'un code donné	106
6.5 Perspectives	106
ANNEXE A. ANALYSE DE SECTIONS EN CHARPENTE METALLIQUE	
ET EN BETON ARME	108
A.1 Détermination du moment plastique d'une section en charpente métallique	108
A.2 Comportement d'une section homogène	110
A.2.1 Section rectangulaire	110
<i>i)</i> Phase élastique	111
<i>ii)</i> Phase élasto-plastique	112
A.2.2 Section en <i>I</i> type <i>IPE</i>	113
<i>i)</i> Phase élastique	113
<i>ii)</i> Phase élasto-plastique	113
A.2.3 Conclusions	114
A.3 Détermination du moment ultime d'une section non usuelle en béton armé	116
A.3.1 Exposé de la méthode basée sur le concept de la théorie générale	116
A.3.2 Moment ultime ou moment plastique d'une section non usuelle en BA.....	116
ANNEXE B. PRESENTATION GRAPHIQUE DU CATALOGUE D'ABAQUES	
A TROIS ENTREES	119
B.1 Introduction	119
B.2 Principe de conception d'abaques à trois entrées	119
B.3 Présentation d'abaques types	119

Références bibliographiques

Liste des notations et abréviations

$A_c(x)$	L'aire de la partie supérieure du béton comprimé, fonction de (x)
A_{ch}	Section totale d'un profilé en charpente métallique
A_s	Section des armatures tendues
A'_s	Section des armatures comprimées
A_{utile}	L'aire utile de la section de béton $A_{utile} = bd$
E_c	Module d'élasticité du béton
E_s	Module de déformation longitudinal des armatures (Module de Young)
F_{cc}	Force résultante de compression du béton
F_{st}	Force résultante de traction dans les armatures tendues
F_{sc}	Force résultante de compression dans les armatures comprimées
I	Moment d'inertie de la section totale.
I_y	Moment d'inertie de la section totale par rapport à l'axe Y
I_z	Moment d'inertie de la section totale par rapport à l'axe Z
K	Rigidité ; Facteur de forme
M	Moment fléchissant de la poutre
$M_{éq}$	Moment équilibré de la section rectangulaire
M_e	Moment élastique de la section
M_p	Moment plastique de la section
M_r	Moment de rupture de la section
M_u	Moment ultime d'une section en béton armé
M_{uext}	Moment ultime extérieur sollicitant la section en béton armé
M_{ur1}	Moment ultime résistant du béton comprimé qui équilibre le moment extérieur calculé pour la hauteur utile d
M_{ur2}	Moment ultime résistant du béton comprimé qui équilibre le moment extérieur calculé pour la hauteur utile d_{mod}
$\frac{M}{bd^2}$	Moment réduit de la section rectangulaire d'une poutre en béton armé
N	Effort normal
P	Charge concentrée
P_c	Charge de ruine
P_e	Charge à la limite élastique
P_r	Charge à la limite de rupture
S	Moment statique de la moitié de la section

$T(x)$	Effort tranchant dans la section à une distance (x)
V	Demi-hauteur du profilé bi-rectangulaire
W_{el}	Module élastique
W_{pl}	Module plastique
a	Épaisseur de l'âme du profilé <i>IPE</i> ; Petite portée de la poutre
b	Largeur de la section ; Grande portée de la poutre
b_c	Largeur de la section rectangulaire en béton armé équivalente
b_s	Largeur du profilé en charpente métallique
$d=d_c$	Hauteur utile (distance entre la fibre la plus comprimée et le centre de gravité des armatures tendues)
d_{mod}	Hauteur utile modifiée
d'	Enrobage des armatures comprimées
e	Épaisseur de la semelle du profilé <i>IPE</i>
f_{ck}	Résistance caractéristique à la compression de béton obtenue par écrasement d'un cylindre
f_{cu}	Résistance caractéristique à la compression de béton obtenue par écrasement d'un cube
f_{c28}	Résistance caractéristique à la compression de béton à 28 jours
f_s	Contrainte dans les armatures tendues
f'_s	Contrainte dans les armatures comprimées
f_u	Contrainte à la rupture des aciers
f_y	Résistance caractéristique d'écoulement des aciers
f_{yk}	Résistance caractéristique d'écoulement des aciers de l' <i>Eurocode 2</i>
h	Hauteur totale de la section
h_c	Hauteur totale de la section rectangulaire en béton armé équivalente
h_{mod}	Hauteur totale de la section rectangulaire en béton armé équivalente modifiée
h_s	Hauteur totale de la section d'un profilé en charpente métallique
l	Portée de la poutre
n	Nombre de rotule plastique ; Coefficient d'équivalence acier/béton
q_c	Charge uniformément répartie de ruine
r	Nombre de redondance ou degré d'hyperstaticité
s	Profondeur du bloc rectangulaire de contrainte par rapport à la fibre supérieure
$s_{éq}$	Profondeur limite du bloc rectangulaire de contrainte correspondant à $x_{éq}$
x	Profondeur de l'axe neutre
$x_{éq}$	Valeur limite de la profondeur de l'axe neutre à l'équilibre

z	Bras de levier entre la force de compression et la force de traction
$z_{\text{éq}}$	Bras de levier à l'équilibre
α	Coefficient sans dimension
$\beta = \frac{b_g}{b_g}$	Rapport entre la largeur de la section en béton armé et la largeur du profilé <i>IPE</i>
γ_c	Coefficient de sécurité du béton
γ_s	Coefficient de sécurité de l'acier
δ_e	Déplacement au seuil élastique
δ_r	Déplacement à la rupture
δ_u	Déplacement ultime
ε_{cc}	Déformation relative dans le béton
ε_{cu}	Déformation maximale dans le béton
ε_{sc}	Déformation relative dans les armatures comprimées
ε_{st}	Déformation relative dans les armatures tendues
ε_y	Déformation limite d'écoulement de l'acier
ε_u	Allongement à la rupture
ε_z	Allongement de striction
θ	Rotation plastique
λ	Rapport du moment ultime sur la valeur bd^2 ; $\lambda = \frac{M_u}{bd^2}$
ρ	Pourcentage d'armatures tendues dans une section en béton armé
ρ'	Pourcentage d'armatures comprimées dans une section en béton armé
σ_y	Contrainte limite d'écoulement des aciers
χ_e	Courbure élastique de la déformée
χ_r	Courbure de rupture de la déformée
χ_u	Courbure ultime de la déformée
<i>A.N</i>	Axe neutre
<i>B.A</i>	Béton armé
<i>B.A.E.L</i>	Béton armé à l'état limite ultime
<i>C.M</i>	Charpente métallique
<i>D.A</i>	Dinar algérien
<i>E.L.U</i>	Etat limite ultime
<i>m.l</i>	Mètre linéaire

Liste des figures

Figure :

(2.1)	Comportement d'une poutre en béton armé sous charge croissante.....	6
(2.2)	Diagramme charge-déplacement.....	7
(2.3)	Diagramme moment-courbure pour la poutre en béton armé.....	7
(2.4)	Comportement d'une poutre en charpente métallique sous charge croissante.....	8
(2.5)	Mode de rupture d'une poutre en béton armé.....	10
(2.6)	Poutre simplement appuyée.....	14
(2.7)	Poutre encastree à ses deux extrémités.....	15
(2.8)	Travée d'une poutre continue uniformément chargée.....	16
(2.9)	Poutre continue sous charges ponctuelles.....	18
(2.10)	Mécanisme de ruine pour travées <i>AB</i> et <i>CD</i>	18
(2.11)	Mécanisme de ruine pour la travée <i>BC</i>	19
(2.12)	Exemple d'application de prédiction de la charge de ruine d'une poutre continue.....	20
(3.1)	Diagramme parabole-rectangle de contrainte-déformation du béton en compression.....	23
(3.2)	Diagramme de calcul de contrainte-déformation pour l'Acier.....	24
(3.3)	Section avec diagramme de déformations et Blocs de contraintes.....	25
(3.4)	Section simplement armée avec bloc de contrainte rectangulaire.....	27
(3.5)	Section doublement armée à l'E.L.U.....	30
(3.6)	Abaque développé liant graphiquement le moment réduit et les taux d'armatures tendues et comprimées d'une section rectangulaire en BA en flexion en utilisant les caractéristiques des matériaux adoptées par l' <i>Eurocode 2</i>	34
(3.7)	Organigramme de calcul du moment réduit en fonction de ρ et ρ'	35
(4.1)	Diagramme contrainte-déformation de l'acier pour $\sigma_y = 235 \text{ N/mm}^2$	37
(4.2)	Diagramme contrainte-déformation d'aciers en fonction de taux de carbone.....	38
(4.3)	Section transversale d'un profilé <i>IPE</i>	39
(4.4)	Organigramme de calcul de sections rectangulaires simplement armées.....	44
(4.5)	Principe des limites de x/d préconisées par l' <i>Eurocode 2</i>	53
(4.6)	Organigramme de calcul de sections rectangulaires doublement armées.....	55
(5.1)	Sections en béton simplement armées équivalentes à la gamme <i>IPE</i> pour $f_{yk} = 235 \text{ MPa}$, $\beta = 1.50$	80
(5.2)	Sections en béton simplement armées équivalentes à la gamme <i>IPE</i> pour : $f_{yk} = 235 \text{ MPa}$, $\beta = 1.75$	81
(5.3)	Sections en béton simplement armées équivalentes à la gamme <i>IPE</i> pour : $f_{yk} = 235 \text{ MPa}$, $\beta = 2.00$	81

(5.4)	Sections en béton simplement armées équivalentes à la gamme <i>IPE</i> pour : $f_{yk} = 235MPa, \beta = 2.25$	82
(5.5)	Sections en béton simplement armées équivalentes à la gamme <i>IPE</i> pour : $f_{yk} = 235MPa, \beta = 2.50$	82
(5.6)	Sections en béton simplement armées équivalentes à la gamme <i>IPE</i> pour : $f_{yk} = 400MPa, \beta = 1.50$	83
(5.7)	Sections en béton simplement armées équivalentes à la gamme <i>IPE</i> pour : $f_{yk} = 400MPa, \beta = 1.75$	83
(5.8)	Sections en béton simplement armées équivalentes à la gamme <i>IPE</i> pour : $f_{yk} = 400MPa, \beta = 2.00$	84
(5.9)	Sections en béton simplement armées équivalentes à la gamme <i>IPE</i> pour : $f_{yk} = 400MPa, \beta = 2.25$	84
(5.10)	Sections en béton simplement armées équivalentes à la gamme <i>IPE</i> pour : $f_{yk} = 400MPa, \beta = 2.50$	85
(5.11)	Sections en béton simplement armées équivalentes à la gamme <i>IPE</i> pour : $f_{yk} = 500MPa, \beta = 1.50$	85
(5.12)	Sections en béton simplement armées équivalentes à la gamme <i>IPE</i> pour : $f_{yk} = 500MPa, \beta = 1.75$	86
(5.13)	Sections en béton simplement armées équivalentes à la gamme <i>IPE</i> pour : $f_{yk} = 500MPa, \beta = 2.00$	86
(5.14)	Sections en béton simplement armées équivalentes à la gamme <i>IPE</i> pour : $f_{yk} = 500MPa, \beta = 2.25$	87
(5.15)	Sections en béton simplement armées équivalentes à la gamme <i>IPE</i> pour : $f_{yk} = 500MPa, \beta = 2.50$	87
(5.16)	Sections en béton doublement armées équivalentes à la gamme <i>IPE</i> pour : $f_{yk} = 235MPa, \beta = 1.50$	88
(5.17)	Sections en béton doublement armées équivalentes à la gamme <i>IPE</i> pour : $f_{yk} = 235MPa, \beta = 1.75$	89
(5.18)	Sections en béton doublement armées équivalentes à la gamme <i>IPE</i> pour : $f_{yk} = 235MPa, \beta = 2.00$	89
(5.19)	Sections en béton doublement armées équivalentes à la gamme <i>IPE</i> pour : $f_{yk} = 235MPa, \beta = 2.25$	90
(5.20)	Sections en béton doublement armées équivalentes à la gamme <i>IPE</i> pour : $f_{yk} = 235MPa, \beta = 2.50$	90
(5.21)	Sections en béton doublement armées équivalentes à la gamme <i>IPE</i> pour : $f_{yk} = 400MPa, \beta = 1.50$	91
(5.22)	Sections en béton doublement armées équivalentes à la gamme <i>IPE</i> pour : $f_{yk} = 400MPa, \beta = 1.75$	91
(5.23)	Sections en béton doublement armées équivalentes à la gamme <i>IPE</i> pour : $f_{yk} = 400MPa, \beta = 2.00$	92

(5.24)	Sections en béton doublement armées équivalentes à la gamme <i>IPE</i> pour : $f_{yk} = 400MPa, \beta = 2.25$	92
(5.25)	Sections en béton doublement armées équivalentes à la gamme <i>IPE</i> pour : $f_{yk} = 400MPa, \beta = 2.50$	93
(5.26)	Sections en béton doublement armées équivalentes à la gamme <i>IPE</i> pour : $f_{yk} = 500MPa, \beta = 1.50$	93
(5.27)	Sections en béton doublement armées équivalentes à la gamme <i>IPE</i> pour : $f_{yk} = 500MPa, \beta = 1.75$	94
(5.28)	Sections en béton doublement armées équivalentes à la gamme <i>IPE</i> pour : $f_{yk} = 500MPa, \beta = 2.00$	94
(5.29)	Sections en béton doublement armées équivalentes à la gamme <i>IPE</i> pour : $f_{yk} = 500MPa, \beta = 2.25$	95
(5.30)	Sections en béton doublement armées équivalentes à la gamme <i>IPE</i> pour : $f_{yk} = 500MPa, \beta = 2.50$	95
(5.31)	Effet du changement de code sur la hauteur h_c de sections simplement armées pour un $f_{yk} = 410MPa$ et $\beta = 2,00$	102
(5.32)	Effet du changement de code sur la hauteur h_c de sections doublement armées pour un $\beta = 2,00$ avec présentation des taux d'armatures.....	103
(5.33)	Effet économique du changement de code pour les sections simplement armées pour $f_{yk} = 410MPa, f_{cu} = 30MPa, f_{ck} = 24MPa$ avec $\beta = 2,00$	104
(5.34)	Effet économique du changement de code pour les sections doublement armées pour $f_{yk} = 410MPa, f_{cu} = 25MPa, f_{ck} = 20MPa$ avec $\beta = 2,00$	104
(A.1)	Poutre en charpente métallique sollicitée en flexion pure.....	108
(A.2)	Diagramme de déformations et de contraintes pour une section en <i>CM</i>	109
(A.3)	Différentes phases de distribution des contraintes d'une section rectangulaire.....	111
(A.4)	Diagramme moment-courbure pour les deux types de sections.....	112
(A.5)	Différentes phases de distribution des contraintes pour une section en <i>I</i>	113
(A.6)	Module plastique d'une section en <i>I</i>	115
(A.7)	Distribution des contraintes et déformations d'une section non usuelle.....	116
(B.1)	Moment réduit en fonction de ρ et ρ' , cas de $f_{yk} = 400MPa, f_{ck} = 25MPa$ et $d'/d = 0.05$	120
(B.2)	Moment réduit en fonction de ρ et ρ' , cas de $f_{yk} = 400MPa, f_{ck} = 25MPa$ et $d'/d = 0.10$	121
(B.3)	Moment réduit en fonction de ρ et ρ' , cas de $f_{yk} = 400MPa, f_{ck} = 25MPa$ et $d'/d = 0.15$	122
(B.4)	Moment réduit en fonction de ρ et ρ' , cas de $f_{yk} = 400MPa, f_{ck} = 25MPa$ et $d'/d = 0.20$	123

Liste des tableaux

Tableau :

(2.1)	Classification des sections transversales en acier.....	11
(2.2)	Classification de la gamme des profilés <i>IPE</i> en fonction des sollicitations.....	12
(4.1)	Caractéristiques des différents profilés type <i>IPE</i>	39
(4.2)	Moment plastique des différents profilés type <i>IPE</i>	41
(4.3)	Détermination de sections rectangulaires simplement armées équivalentes pour $f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$, $\beta = 1,50$, $x/d = 0,50$	45
(4.4)	Détermination de sections rectangulaires simplement armées équivalentes pour $f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$, $\beta = 1,75$, $x/d = 0,50$	46
(4.5)	Détermination de sections rectangulaires simplement armées équivalentes pour $f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$, $\beta = 2,00$, $x/d = 0,50$	46
(4.6)	Détermination de sections rectangulaires simplement armées équivalentes pour $f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$, $\beta = 2,25$, $x/d = 0,50$	47
(4.7)	Détermination de sections rectangulaires simplement armées équivalentes pour $f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$, $\beta = 2,50$, $x/d = 0,50$	47
(4.8)	Détermination de sections rectangulaires simplement armées équivalentes pour $f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2$, $\beta = 1,50$, $x/d = 0,50$	48
(4.9)	Détermination de sections rectangulaires simplement armées équivalentes pour $f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2$, $\beta = 1,75$, $x/d = 0,50$	48
(4.10)	Détermination de sections rectangulaires simplement armées équivalentes pour $f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2$, $\beta = 2,00$, $x/d = 0,50$	49
(4.11)	Détermination de sections rectangulaires simplement armées équivalentes pour $f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2$, $\beta = 2,25$, $x/d = 0,50$	49
(4.12)	Détermination de sections rectangulaires simplement armées équivalentes pour $f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2$, $\beta = 2,50$, $x/d = 0,50$	50
(4.13)	Détermination de sections rectangulaires simplement armées équivalentes pour $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$, $\beta = 1,50$, $x/d = 0,50$	50
(4.14)	Détermination de sections rectangulaires simplement armées équivalentes pour $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$, $\beta = 1,75$, $x/d = 0,50$	51
(4.15)	Détermination de sections rectangulaires simplement armées équivalentes pour $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$, $\beta = 2,00$, $x/d = 0,50$	51
(4.16)	Détermination de sections rectangulaires simplement armées équivalentes pour $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$, $\beta = 2,25$, $x/d = 0,50$	52
(4.17)	Détermination de sections rectangulaires simplement armées équivalentes pour $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$, $\beta = 2,50$, $x/d = 0,50$	52
(4.18)	Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour : $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$ et $f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$ avec : $\beta = 1,50$ et $x/d = 0,50$	56

(4.59)	Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour : $f_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$ et $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ avec : $\beta = 2,25$ et $x/d = 0,50$	77
(4.60)	Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour : $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$ et $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ avec : $\beta = 2,50$ et $x/d = 0,50$	77
(4.61)	Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour : $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ et $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ avec : $\beta = 2,50$ et $x/d = 0,50$	78
(4.62)	Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour : $f_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$ et $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ avec : $\beta = 2,50$ et $x/d = 0,50$	78
(5.1)	Effet de la variation de f_{ck} sur la hauteur h_c et sur le taux d'armatures tendues ρ pour les sections simplement armées.....	96
(5.2)	Effet de la variation de f_{ck} sur la hauteur h_c et sur les taux d'armatures tendues ρ et comprimées ρ' pour les sections doublement armées.....	96
(5.3)	Effet de l'augmentation de β sur la hauteur de la section h_c	97
(5.4)	Effet de la variation de f_{yk} sur la hauteur h_c de la section équivalente.....	97
(5.5)	Effet de la variation de f_{yk} sur les taux d'armatures tendues ρ pour les sections simplement armées.....	98
(5.6)	Effet de la variation de f_{yk} sur les taux d'armatures tendues ρ et comprimées ρ' pour les sections doublement armées.....	98
(5.7)	Formulation du béton pour les différentes résistances caractéristiques f_{ck} selon G. Dreux.....	99
(5.8)	Prix de 1m^3 de Béton pour les différents f_{ck} en DA.....	99
(5.9)	Comparaison du coût d'un 1 ml entre des profilés <i>IPE</i> et des sections en béton simplement armées équivalentes pour $\beta = 2,00$ et $f_{yk} = 400\text{MPa}$	100
(5.10)	Comparaison du coût d'un 1 ml entre des profilés <i>IPE</i> et des sections en béton doublement armées équivalentes pour $\beta = 2,00$ et $f_{yk} = 400\text{MPa}$	101
(5.11)	Effet du changement de code sur la hauteur h_c et sur les taux d'armatures tendues ρ pour les sections simplement armées.....	102

1. INTRODUCTION GENERALE

1.1 Introduction

En générale les méthodes d'analyse considèrent souvent les éléments de structure en béton armé ou en charpente métallique comme des éléments élastiques linéaires. Cette hypothèse, acceptable à l'état limite de service, n'est pas valable à l'état limite ultime qui est généralement caractérisé par une fissuration importante et par la plastification de certaines parties de la structure. En conséquence, des redistributions considérables des efforts dans la structure et des contraintes dans certains éléments sont probables, celles-ci pouvant avoir de grandes influences sur le comportement global de la structure à l'état limite ultime. La prise en compte du comportement plastique de la structure paraît, par conséquent, indispensable pour décrire et caractériser de façon adéquate l'état limite ultime de cette structure.

Le choix du matériau à envisager pour construire et les bases du dimensionnement, la connaissance des modes de rupture potentiels, ne sont pas connus avec précision, ce qui rend difficile un dimensionnement rationnel de la structure.

Deux éléments structuraux ayant le même moment plastique, M_p , soumis à un même chargement et avec les mêmes conditions d'appuis ont la même charge théorique de ruine. Le présent mémoire expose une démarche ayant pour but la détermination de sections rectangulaires en béton simplement et doublement armées équivalentes à la gamme des profilés *IPE*.

A un profilé donné, il peut y'avoir une multitude de sections en béton armé qui auront le même moment plastique. Le nombre de variables (dimensions géométriques et taux d'armatures) et de paramètres (f_{ck} , f_{yk} , d'/d) font que cette détermination est ardue, d'autant plus qu'il faudrait avoir des sections sous armées (optimisation des matériaux mis en œuvre, béton et acier). La caractérisation peut être facilitée par le développement d'abaques à trois entrées liant graphiquement le moment réduit, M_u / bd^2 , et les taux d'armatures tendues, ρ , et comprimées, ρ' , en utilisant les caractéristiques des matériaux adoptées par l'*Eurocode 2* [8,13], et ce pour une plage de valeurs de f_{ck} , f_{yk} et d'/d . Une comparaison entre les résultats obtenus et ceux donnés par des travaux antérieurs en utilisant le code britannique *CP110* [1,3] est également présentée.

1.2 Problématique

Du fait que les profilés en charpente métallique sont réalisés en usine et que leurs dimensions géométriques ainsi que les caractéristiques mécaniques du métal utilisé sont connues et qui sont classés comme des sections plastiques ; Les modules plastiques et de ce fait les moments plastiques sont directement donnés dans la littérature et tabulés. Par contre, les sections de béton armé ayant le même moment plastique qu'un profilé donné peuvent être multiples. Le nombre de paramètres est important (largeur, hauteur, enrobage, résistance caractéristique du béton, résistance des aciers, etc.). La problématique étant de proposer la meilleure section rectangulaire équivalente possible simplement ou doublement armée en tenant compte de ce qui suit :

- i) Sections de béton armé devant impérativement être sous armées (matériaux béton et acier exploités au maximum, $\varepsilon_{cu} = 0,0035$, ε_{st} et $\varepsilon_{sc} > \varepsilon_y$;

- ii) Sections produites économiquement (minimisation de la section de béton et celle des aciers).

Pour contourner et résoudre ce problème, le développement d'un catalogue d'abaques à trois entrées liant graphiquement le moment réduit M_u/bd^2 , et les taux d'armatures tendues et comprimées ρ et ρ' utilisant les caractéristiques des matériaux adoptées par l'*Eurocode 2* [8,13] est indispensable. L'objectif principal étant de sélectionner une série de sections équivalentes en béton armé répondant à deux exigences fondamentales (conception optimale et meilleure plastification possible).

1.3 Travaux antérieurs

Les travaux antérieurs ont été établis [1,3] exploitant les abaques à trois entrées donnés dans (part. 2, 1972) du *CP110*[5], les paramètres essentiels pris en compte sont : un $f_y = 410 \text{ N/mm}^2$ pour la contrainte limite d'écoulement de l'acier et trois valeurs pour la résistance caractéristique du béton obtenue par écrasement d'un cube f_{cu} à savoir 25, 30 et 40 N/mm^2 et une profondeur pour l'axe neutre fixée à $x = 0.50.d$. En revanche, la présente étude est basée sur les caractéristiques des matériaux adoptées par l'*Eurocode 2* et élargie pour trois valeurs de f_{yk} à savoir 235, 400 et 500 N/mm^2 pour la contrainte d'écoulement de l'acier et un f_{ck} prenant les valeurs suivantes : 25, 30 et 40 N/mm^2 pour la résistance caractéristique à la compression du béton obtenue par écrasement d'un cylindre.

1.4 Principaux objectifs

- ✓ Chercher une démarche la meilleure qui soit pour la détermination de sections en béton simplement et doublement armées équivalentes à la gamme de profilés IPE et ayant le même moment plastique.
- ✓ Développer un catalogue d'abaques similaire à celui développé précédemment par le *CP110*.
- ✓ Accomplir une étude comparative entre l'utilisation des deux codes (*CP110* et *Eurocode 2*).
- ✓ Mettre en œuvre un mini-système expert pour la recherche de la meilleure section équivalente possible en béton simplement ou doublement armée des points de vue économique et performance plastique.

1.5 Structuration du mémoire

Le mémoire se divise en 6 chapitres et deux annexes.

Le premier chapitre présente la problématique qui a encouragé cette recherche ainsi qu'un survol des principaux objectifs et un aperçu sur les travaux antérieurs.

Le second chapitre présente une revue de la littérature concernant les principes de base du comportement en flexion simple d'éléments structuraux en béton armé et en charpente métallique ainsi qu'une description de la prédiction de la charge de ruine pour quelques éléments poutres types.

L'analyse d'une section en béton armé en flexion est présentée dans le chapitre trois. Les équations de base utilisées dans la conception sont développées et détaillées et sont absolument nécessaires pour le développement graphique d'abaques à trois entrées en utilisant les caractéristiques des matériaux adoptées par l'*Eurocode 2*.

Le quatrième chapitre expose la démarche utilisée pour la conception de sections rectangulaires en béton simplement et doublement armées équivalentes aux différents profilés *IPE* et présente les résultats obtenus.

Le cinquième chapitre est consacré pour la présentation graphique des résultats, les effets des différents paramètres influents sur le dimensionnement des sections équivalentes sont discutés. Une étude comparative entre l'utilisation des deux codes (*Eurocode 2* et *CP110*) est établie afin de permettre de formuler un avis sur le changement de code.

Le dernier chapitre est réservé aux conclusions générales de l'étude et les perspectives de développement du présent travail.

Pour ce qui est des annexes, l'annexe A, présente une comparaison entre le calcul du moment plastique ou ultime de sections en charpente métallique et en béton armé. Une partie du catalogue d'abaques à trois entrées est quant à elle présentée dans l'annexe B.

2. Comportement d'éléments structuraux en flexion simple

2.1. Introduction

Les barres fléchies rectilignes sont parmi les éléments structuraux les plus utilisés dans la réalisation des ouvrages métalliques ou en béton armé. Elles constituent dans les structures les éléments porteurs principaux tel que les poutres et les poteaux ou éléments secondaires comme poutrelles.

Contrairement à la théorie de l'élasticité, dans certains cas de conception de structures, une faible déformation permanente d'un élément structure est acceptable. Il est alors possible d'admettre une application de charges plus élevées. Néanmoins, à chaque formation d'une rotule plastique, la structure perd un degré d'hyperstaticité, le processus de formation de rotules plastiques peut continuer jusqu'à la transformation de la structure en un mécanisme de ruine, à cet instant la structure est isostatique. C'est la conception plastique.

La conception plastique permet une meilleure utilisation de la matière lorsqu'une faible déformation permanente d'une partie de la poutre est acceptable. Ce mode de conception est possible en raison de l'aptitude de certains matériaux, tels que l'acier de construction, à subir des déformations plastiques relativement importantes après le dépassement du seuil de plasticité.

Le but du présent chapitre est de montrer le comportement différent de deux types d'éléments poutres en béton armé et en charpente métallique en flexion simple sous à l'action d'une charge progressive croissante jusqu'à la formation des rotules plastiques (mécanisme de ruine), de définir leurs modes de rupture et de prédire la charge de ruine pour quelques éléments poutres types.

2.2. Comportement sous l'action d'une charge croissante jusqu'à la ruine

2.2.1. Poutre en béton armé

La connaissance théorique du comportement structural des éléments poutres sollicités en flexion simple est nécessaire. On se propose d'étudier le comportement d'une poutre reposant sur deux appuis simples soumise à une charge concentrée, P , progressive croissante allant de zéro jusqu'à atteindre la charge de ruine.

Le béton armé est un matériau hétérogène, il a en particulier une faible résistance à la traction et un bon comportement sous contrainte normale de compression [16].

Etudiant une poutre en béton armé bi-axialement symétrique reposant sur deux appuis simples et soumise à une charge concentrée, P , jusqu'à la charge ultime (de ruine), le schéma de la poutre est représenté sur la figure (2.1). On constate que le comportement de la poutre passe par les différentes étapes suivantes :

1^{ère} étape :

Les petites valeurs de, P , n'entraînent pas des fissurations dans le béton tendu, dans cette étape toute les sections de la poutre se comportent élastiquement. La rigidité en flexion est donnée par la relation :

$$K = E_c I \quad (2.1)$$

E_c : Module d'élasticité du béton.

I : Moment d'inertie de la section totale rendue homogène.

Les déformations répondent sensiblement aux lois de la résistance des matériaux, étant donné que la rigidité est constante sur la longueur de la poutre, la courbure de la déformée est directement proportionnelle au moment fléchissant, figure (2.1.b).

$$\chi_e = M / E_c I \quad (2.2)$$

M : Moment fléchissant de la poutre.

2^{ème} étape :

Dans la seconde étape, les valeurs de, P , entraînent la fissuration du béton tendu dans les sections les plus sollicitées, mais on peut encore considérer que la poutre se comporte élastiquement jusqu'à une certaine charge (P_e), figure (2.2). Dans cette étape la rigidité chute brusquement au fur et à mesure de l'apparition des fissures, cependant il est difficile d'attribuer une valeur au facteur de rigidité K .

En effet, le module d'élasticité E_c varie avec le temps (phénomène de fluage) et le moment d'inertie est, lui, très approximatif, car : [16]

- Le long de la poutre toutes les sections ne sont pas fissurées et notamment vers les appuis ou le moment fléchissant tend vers zéro ;
- Dans les parties fissurées, le béton compris entre deux fissures successives est plus ou moins pris en compte et la profondeur des fissures varie d'une section à une autre ;
- Le coefficient d'équivalence acier / béton « $n = E_s / E_c$ » est supposé constant alors que sa valeur varie du fait que E_c varie dans le temps ;
- En fin, l'armature n'a pas la même section tout le long de la poutre.

3^{ème} étape :

Si la charge continue à augmenter, l'armature s'allonge et le béton continu à se raccourcir. Les fibres comprimées de la section la plus sollicitée se plastifient et leur raccourcissement continu à augmenter jusqu'à une valeur limite égale à ε_{cu} au niveau de cette section critique. Lorsque sa contrainte de rupture est atteinte, le béton équilibre encore la composante de compression du couple de flexion et comme l'armature tendue n'a pas atteint un allongement de rupture et peut équilibrer la composante de traction, le moment extérieur de flexion est équilibré dans cette section où la rotation est très importante, on dit qu'il y a eu formation d'une rotule plastique.

Au chargement, la poutre présente une courbure permanente et la section est considérée comme fragile vis-à-vis des chargements répétés et surtout alternés. En effet, sous des actions réversibles et répétées (actions cycliques), il y a un affaiblissement de la rigidité qui provient en particulier de la chute de la contrainte d'adhérence consécutive à la détérioration du béton. La figure (2.3) représente les trois étapes par un diagramme moment-courbure $\{M, \chi\}$, le diagramme charge-déplacement $\{P, \delta\}$ est représenté sur la figure (2.2).

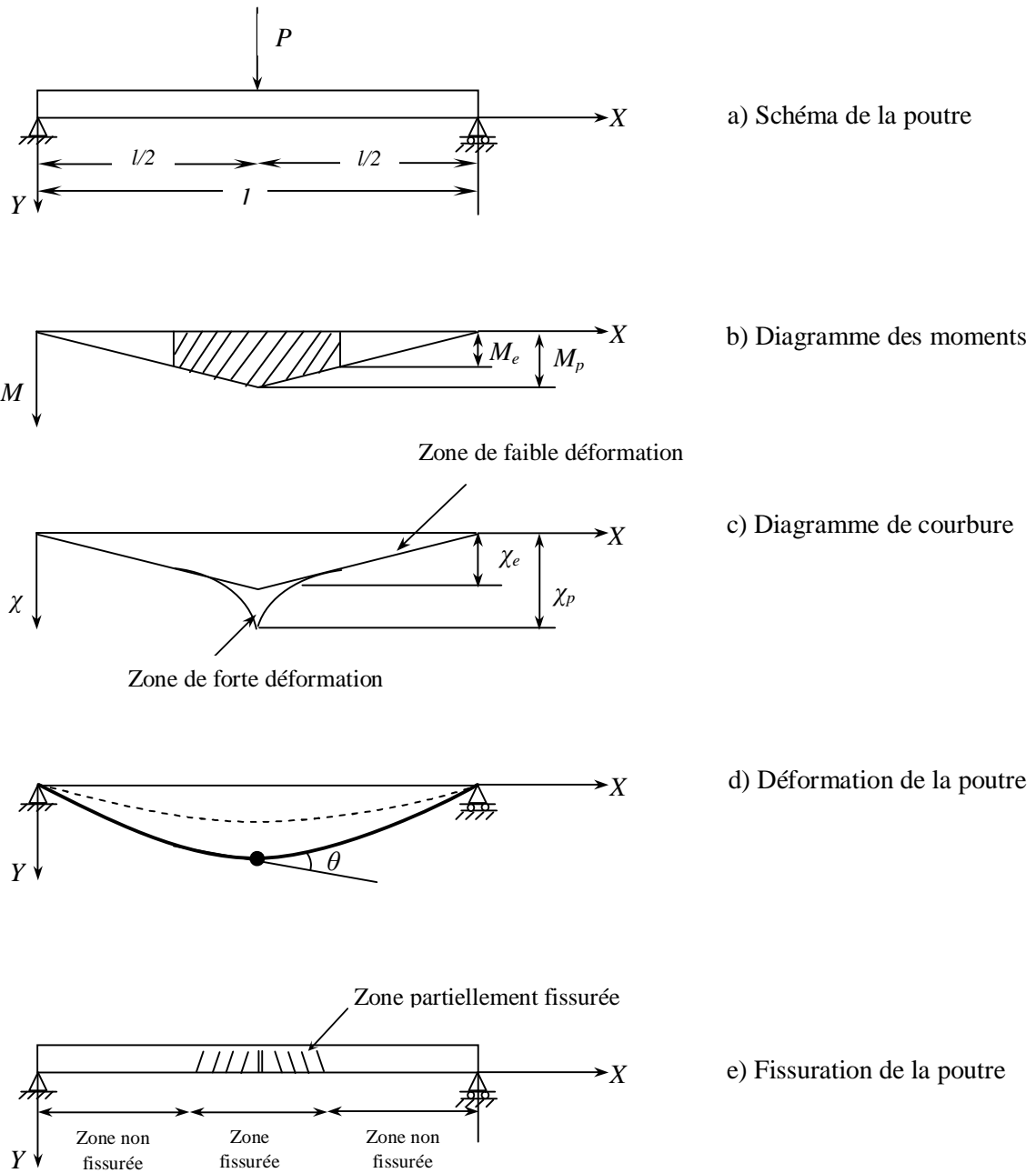


Figure (2.1). Comportement d'une poutre en béton armé sous charge croissante

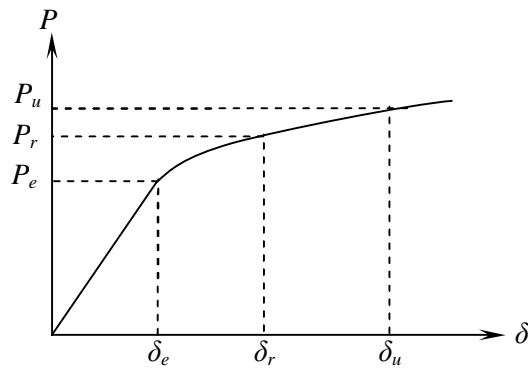


Figure (2.2). Diagramme charge-déplacement

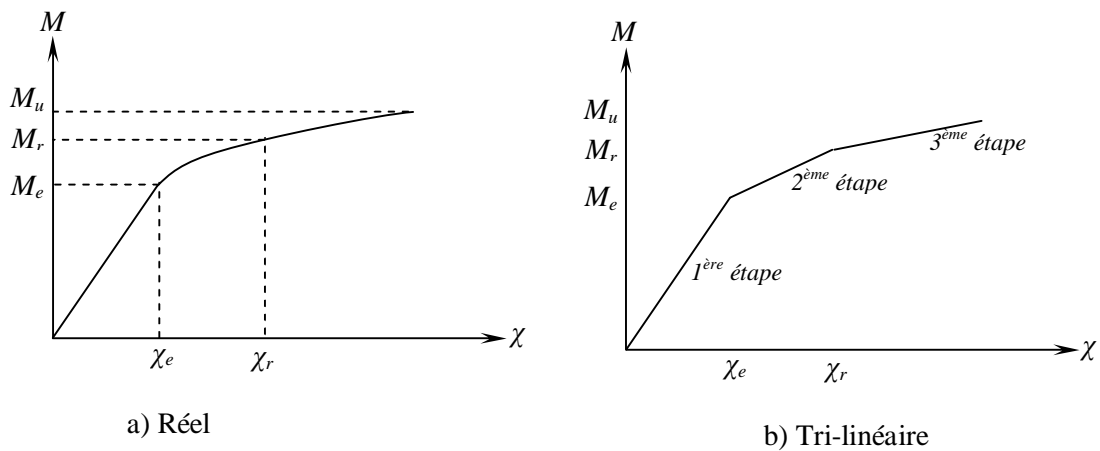


Figure (2.3). Diagramme moment-courbure pour la poutre en béton armé

2.2.2. Poutre en charpente métallique

Soit une poutre isostatique, chargée au milieu de sa portée par une force ponctuelle, P . La section médiane, la plus sollicitée, est soumise à un moment fléchissant égal à $M=Pl/4$, figure (2.4).

Dans un premier temps, la distribution des contraintes normales est linéaire (hypothèse de Navier-Bernoulli). La courbure est proportionnelle au moment fléchissant, c'est la phase élastique du comportement du matériau.

Lorsque les contraintes sur les fibres extrêmes atteignent la limite d'écoulement, f_y , le moment fléchissant sollicitant la section médiane est égal au moment élastique, M_e . Si on augmente la charge, les contraintes ne sont plus proportionnelles aux déformations. Les fibres extrêmes se plastifient.

$$M_e = f_y W_{el} \quad (2.3)$$

W_{el} : Module de résistance élastique (module élastique).

On peut augmenter la charge jusqu'à ce que la section soit entièrement plastifiée. C'est-à-dire que le moment fléchissant soit égal au moment plastique M_{pl} . La courbure de la poutre est très importante dans la zone centrale qui est plastifiée. On admet qu'il se forme, dans la section médiane, une rotule plastique (ou articulation). A cet effet, la poutre devient comme deux éléments rigides reliés par une articulation. On dit qu'il y a plastification totale [11].

$$M_{pl} = f_y W_{pl} \quad (2.4)$$

W_{pl} : Module de résistance plastique ou module plastique.

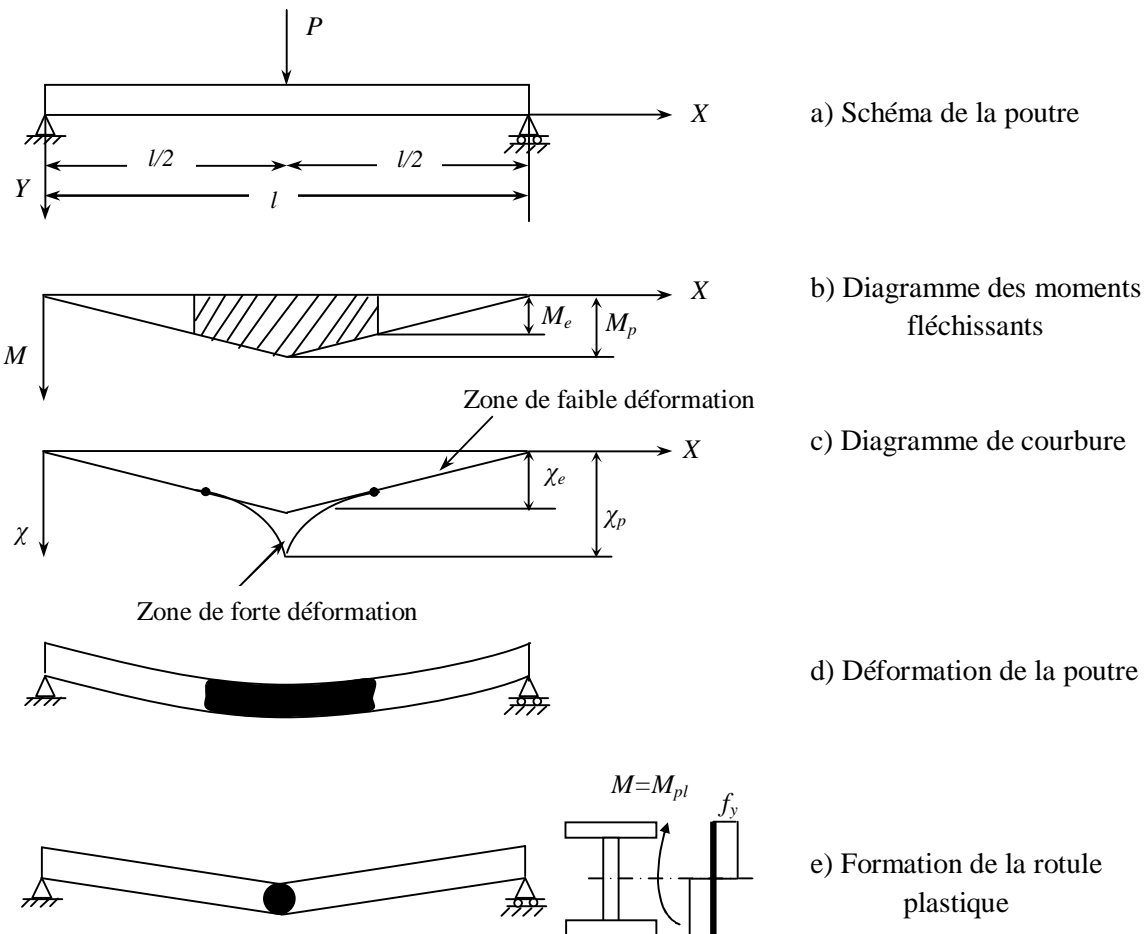


Figure (2.4). Comportement d'une poutre en charpente métallique sous charge croissante

2.3. Mode de rupture

2.3.1. Généralités

Il y a lieu de souligner la différence entre la notion de ruine dans les structures en béton armé et celle dans les structures en acier.

- Dans une structure en béton armé, la ruine est directement liée à la rupture des différentes sections critiques, c'est-à-dire. que la désintégration d'une partie de l'élément est invisible à l'œil nu ;

- Pour ce qui est des structures en acier, la rupture ne se manifeste que par les déformations excessives des pièces et de l'ensemble.

2.3.2. Poutre en béton armé

Une structure en béton armé soumise à une charge statique peut se rompre de différentes façons [16] :

- a) Une ou plusieurs sections se rompent soit par déformation excessive, par rupture de l'armature ou par écrasement de béton ;
- b) L'un des éléments constitutifs se rompt par cisaillement ou par épuisement de l'adhérence entre l'armature et le béton ;
- c) Une partie de la structure ou l'un de ses éléments constitutifs se dégrade par le phénomène d'instabilité élastique (flambement).

Dans le présent travail, on ne considère que le cas de rupture de type (a), les deux autres cas (b) et (c) ne peuvent pas avoir lieu si le cisaillement, l'adhérence et le flambement sont pris en considération dans la conception et le calcul. De ce fait le mode prépondérant de ruine est dû à la flexion.

Le comportement des poutres en béton armé est fonction du taux d'armatures longitudinales, de ce fait deux cas peuvent se présenter :

i) Section à faible pourcentage d'acier (sous armée)

Dans les poutres qui présentent un pourcentage d'armatures assez faible, l'acier tendu quitte le domaine élastique au moment où la fibre extrême du béton comprimé atteint son raccourcissement limite, ε_{cu} . La rupture dans ce cas est lente et les armatures présentent une large déformation plastique, figure (2.5.a), elle survient par rupture de l'acier tendu (rupture par traction primaire), la courbe moment-courbure présente un plateau plastique.

ii) Section à fort pourcentage d'acier (sur armée)

Dans ce cas le taux d'armatures est élevé, l'acier se comporte élastiquement au moment où la fibre la plus comprimée du béton atteint sa valeur limite, ε_{cu} , figure (2.5.b). La rupture survient par éclatement du béton, on dit alors que la rupture est brusque et n'avertit pas et sa réponse est similaire à une rupture par cisaillement (rupture par compression primaire). La courbe moment-courbure n'a pas de plateau plastique.

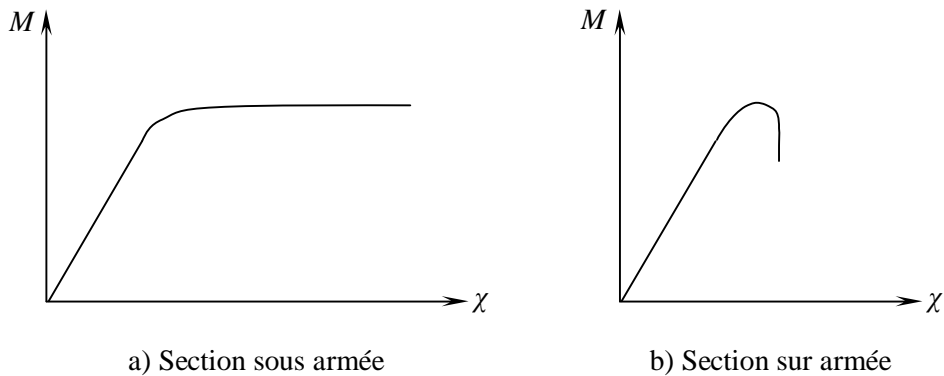


Figure (2.5). Mode de rupture d'une poutre en béton armé

2.3.3. Profilé en charpente métallique

L'*Eurocode 3* [12] a instauré une classification des sections transversales, en fonction de critères divers :

- élancement des parois,
- résistance de calcul,
- capacité de rotation plastique,
- risque de voilement local...etc.

Quatre classes de sections ont été définies, allant de la section 1 (la plus performante) à la section 4 (la plus fragile), soit :

Classe 1 : section transversale pouvant atteindre sa résistance plastique, sans risque de voilement local, et possédant une capacité de rotation importante pour former une rotule plastique ;

Classe 2 : section transversale pouvant atteindre sa résistance plastique, sans risque de voilement local, mais avec une capacité de rotation limitée ;

Classe 3 : section transversale pouvant atteindre sa résistance élastique (fibres extrêmes atteignant ε_y), mais non sa résistance plastique, du fait des risques de voilement local ;

Classe 4 : section transversale ne pouvant atteindre sa résistance élastique, du fait des risques de voilement local.

La classification de ces sections transversales en acier avec leurs modèles de comportement et leurs capacités de rotation plastique est représentée sur le tableau (2.1) [12].

Tableau (2.1). Classification des sections transversales en acier			
Classe	Modèle de comportement	Résistance de calcul	Capacité de rotation plastique
1		Plastique sur section complète 	Importante
2		Plastique sur section complète 	Limitée
3		Élastique sur section complète 	Aucune
4		Élastique sur section efficace 	Aucune

Le fait de déterminer la classe d'une section permet de choisir la méthode de calcul (analyse plastique ou élastique). Pour les profils laminés courant de type *IPE*, sollicités en compression seule, ou en flexion simple, leur classification est donnée dans le tableau (2.2) [12]

Tableau (2.2). Classification de la gamme des profilés <i>IPE</i> en fonction des sollicitations			
Acier : $f_y = 235MPa$			
Type de laminé	Référence du profilé	Classe de section	
		Compression seule	Flexion seule
IPE	80 à 240	1	1
	270	2	1
	300	2	1
	330	2	1
	360	2	1
	400	3	1
	450	3	1
	500	3	1
	550	4	1
	600	4	1

2.4. Calcul de la charge de ruine

2.4.1. Introduction

Il a été annoncé précédemment que la ruine d'une structure se produit par la formation des rotules plastiques aux endroits des sections critiques (plastifiées), ceci engendre une diminution de la rigidité accompagnée à chaque fois d'une redistribution des efforts internes, jusqu'à ce que la structure devienne hypostatique c'est finalement le mécanisme de ruine [15]. La charge correspondant à ce mécanisme représente alors la résistance ultime de la structure.

La charge de ruine pour les poutres dépend essentiellement et fondamentalement du moment plastique, M_p . Si l'on connaît la valeur de ce moment plastique (section en charpente métallique) ou moment ultime (section en béton armé) la capacité portante ultime peut être obtenue analytiquement pour chaque cas.

La méthode de calcul du moment plastique ou moment ultime font l'objet de l'annexe A.

La méthode utilisée pour la détermination de la charge de ruine de quelques éléments poutres avec diverses conditions d'appuis est la méthode du moment libre et des moments de réaction.

Le principe de la méthode est de scinder le diagramme des moments fléchissant en deux parties :

- Diagramme du moment fléchissant libre : qui présente le moment au point d'application de la charge en supposant que la poutre est simplement appuyée ;
- Diagramme du moment fléchissant de réactions : diagramme des moments représenté par une droite joignant les deux moments au niveau des appuis.

2.4.2. Conditions de calcul

L'analyse plastique d'une structure ou l'un de ses éléments exige en premier lieu que leur sections soient de type plastique pour les poutres en charpente métallique et sous armées pour les poutres en béton armé, afin de permettre la redistribution des efforts internes lors des formations des rotules plastiques.

En plus, les trois conditions suivantes doivent être satisfaites simultanément [15] :

- **Condition d'écoulement :**

Aucun moment fléchissant, M , au sein des éléments de la structure ne doit être supérieur au moment plastique, M_p .

Il s'agit des lors de vérifier que : $M \leq M_p$ (2.5)

- **Condition d'équilibre :**

Tous les nœuds de la structure restent en équilibre

$$\sum M = 0 \quad \text{et} \quad \sum F = 0. \quad (2.6)$$

- **Condition de mécanisme :**

La formation d'un nombre suffisant de rotules plastiques pour faire passer la structure d'un état normal à celui d'un mécanisme, ce nombre de rotules plastiques nécessaire est donné par :

$$n = r + 1 \quad (2.7)$$

n : Nombre de rotules plastiques.

r : Degré de redondance ou degré d'hyperstaticité.

2.4.3. Prédiction de la charge de ruine pour quelques éléments poutres types

i) Poutre simplement appuyée

Soit une poutre simplement appuyée soumise à une charge concentrée au milieu de sa portée figure (2.6).

$$r = 0$$

$$n = r + 1 = 1$$

La ruine de cette poutre aura lieu lorsqu' une rotule plastique se produit au niveau du point d'application de la charge (section critique) où le moment fléchissant est égal au moment plastique.

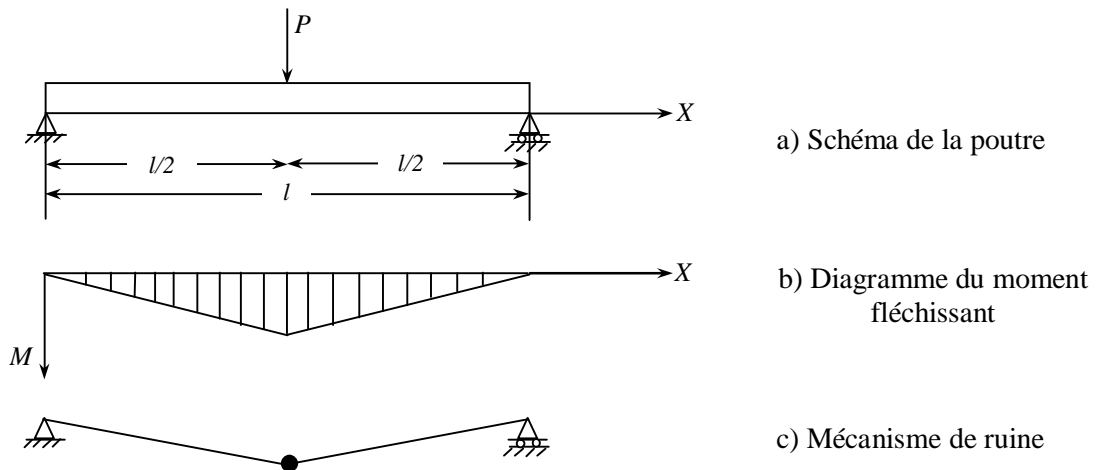


Figure (2.6). Poutre simplement appuyée

On sait qu'au droit de la charge, le moment prend la valeur de : avec : $M = M_p$, donc la valeur la charge ruine de la poutre peut s'obtenir à partir de l'équation (2.8)

$$(2.8)$$

$$(2.9)$$

ii) Poutre encastrée aux extrémités

On étudie une poutre de section constante, parfaitement encastrée à ses extrémités et soumise à une charge concentrée, P , figure (2.7). Il s'agit donc d'une poutre deux fois hyperstatique, elle nécessite alors la formation de trois rotules plastiques pour qu'elle devienne un mécanisme.

D'après le diagramme des moments fléchissants, les rotules plastiques ne pouvant se former qu'au droit des sections critiques, c'est-à-dire au niveau de l'application de la charge et au niveau des deux encastresments.

Il est possible de déterminer le mécanisme de ruine et de tracer le diagramme des moments fléchissants à la ruine sans passer par aucune analyse, une fois ces derniers sont connus on peut calculer facilement la charge de ruine.

M_p	+	M_p	=
Moment fléchissant réel au point d'application de la charge		Moment fléchissant de réaction au point d'application de la charge	Moment fléchissant libre

Donc la charge de ruine est donnée par :

$$(2.10)$$

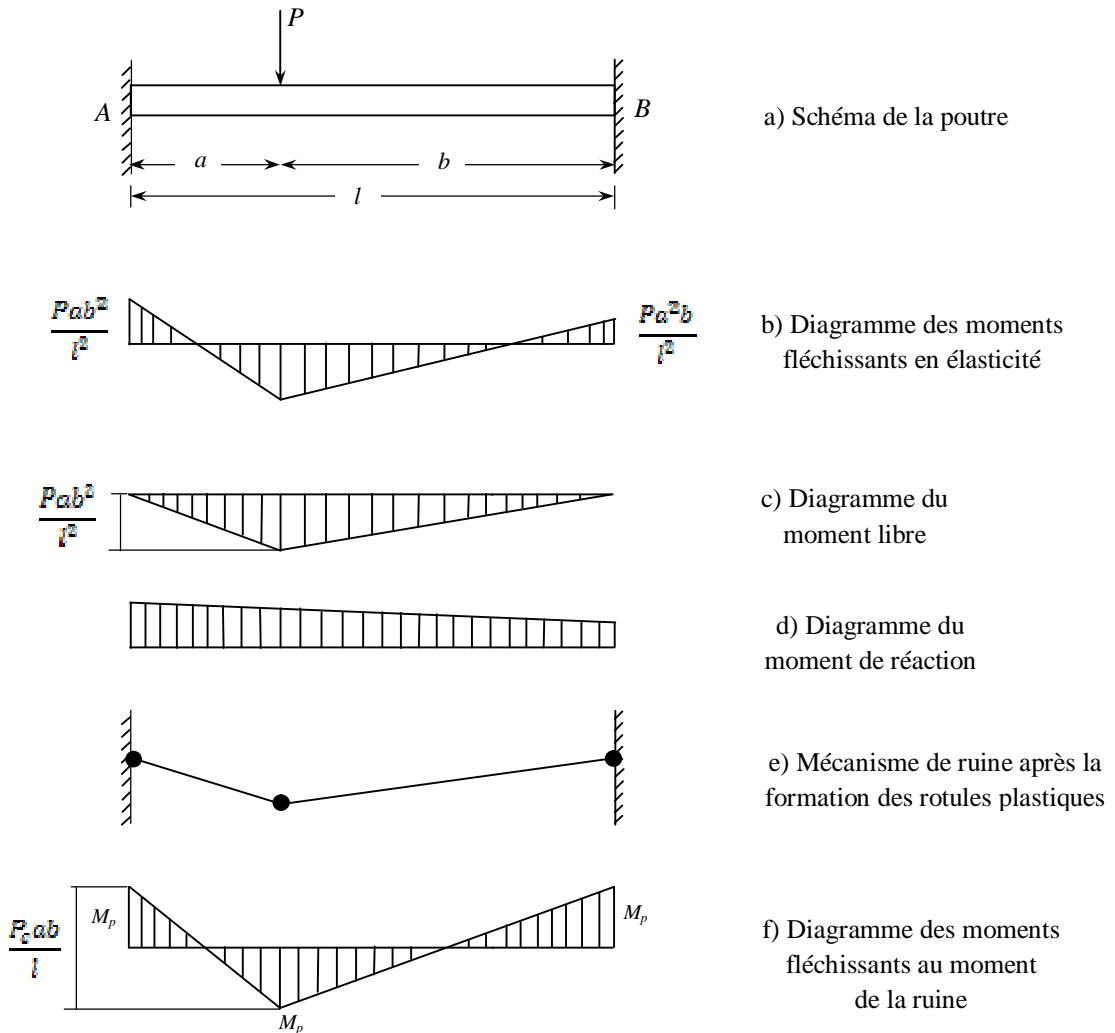


Figure (2.7). Poutre encastree à ses deux extrémités

iii) Travée d'une poutre continue soumise à une charge uniformément répartie

L'avantage d'opérer avec des structures soumises à l'action de charge concentrées réside dans le fait que tous les emplacements possibles des rotules sont connus. Par contre, lorsqu'il s'agit d'une structure soumise à des charges réparties, la position exacte de la rotule plastique est inconnue.

Donc, il faut non seulement déterminer la forme générale du mécanisme de ruine, mais aussi il faut déterminer la position d'une rotule plastique du mécanisme.

On considère une travée simplement appuyée d'une poutre soumise à une charge uniformément répartie, q , figure (2.8). Pour faire passer la poutre de son état de structure à celui de mécanisme, la formation de trois rotules plastiques est nécessaire ($n = 3$).

Les deux rotules plastiques se forment au niveau des appuis (A et B), la troisième rotule doit se former en un point au niveau de la travée situé à une distance inconnue (x) de l'appui droit, il est évident que cette rotule plastique ne doit se former que dans la section critique où le moment est maximum et l'effort tranchant est nul.

$$(2.11)$$

avec :

$T(x)$: Effort tranchant dans la section au niveau de la travée.

De ce fait, il y aura deux inconnues (q_c et x), c'est à partir des deux équations d'équilibre développées à partir de la figure (2.8.c) que ces deux inconnues sont déterminées.

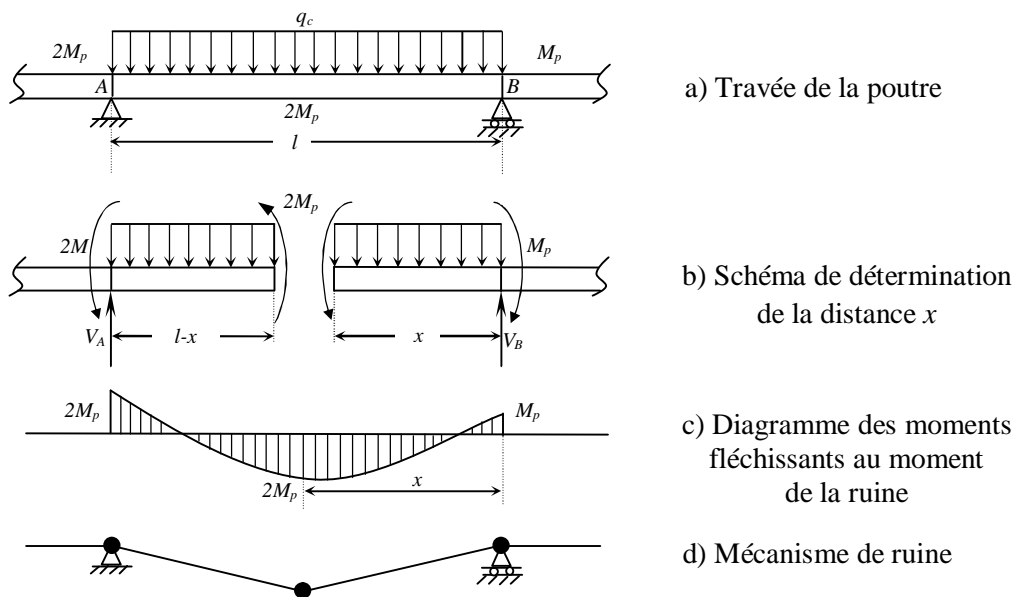


Figure (2.8). Travée d'une poutre continue uniformément chargée

L'équation d'équilibre des moments fléchissants à partir de l'appui droit (B) :

$$(2.12)$$

L'équation d'équilibre des moments fléchissants à partir de l'appui gauche (A) :

(2.13)

Pour avoir l'équilibre de la poutre il faut que le moment du côté gauche soit égal à celui du côté droit, on aura donc :

(2.14)

La solution de cette équation du second degré est :

(2.15)

Qui est en fait la position de la rotule plastique à partir de l'appui (B). En remplaçant cette valeur de x dans l'équation (2.12) ou bien l'équation (2.14) on obtient la valeur de la charge de ruine :

(2.16)

iv) Poutre continue soumise à un chargement concentré

Soit une poutre continue à trois travées, dont le schéma statique et le diagramme des moments fléchissants sont représentés à la figure (2.9).

L'analyse de ce type de poutres se fait d'une manière similaire que pour les cas précédemment étudiés ; avec les hypothèses suivantes :

- Au niveau des appuis entre les travées de la poutre, le moment fléchissant est identique à droite et à gauche de l'appui. La rotule plastique se forme dans le membre le plus faible (c'est-à-dire que le moment plastique sera le moment le plus faible des deux travées de la poutre considérée) ;
- Il est improbable que les travées de la poutre se rompent simultanément, donc chaque travée est à vérifier individuellement. La charge de ruine de la poutre continue est la plus petite des charges de ruine des travées prises séparément. Il s'agit donc d'une ruine partielle de la poutre.

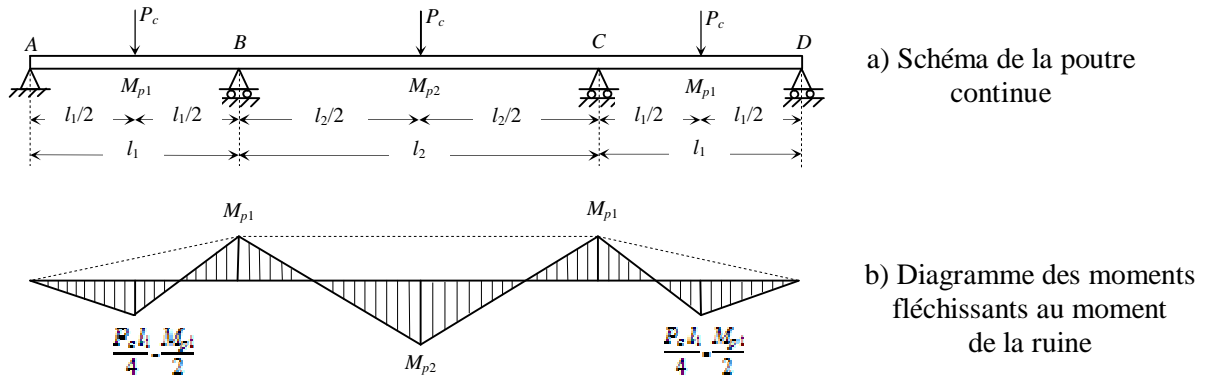


Figure (2.9). Poutre continue sous charges ponctuelles

Travées AB, CD :

En isolant les travées (AB) et (CD), elles deviennent des poutres encadrées à une extrémité et libre à l'autre si elles se rompent en premier, le diagramme des moments fléchissants aura la forme donnée sur la figure (2.10). La réduction de la rigidité se manifeste d'abord dans la région de la continuité de la poutre (B, C) où se forme la première rotule plastique puis elle se forme au niveau du point d'application de la charge concentrée où le moment est maximum.

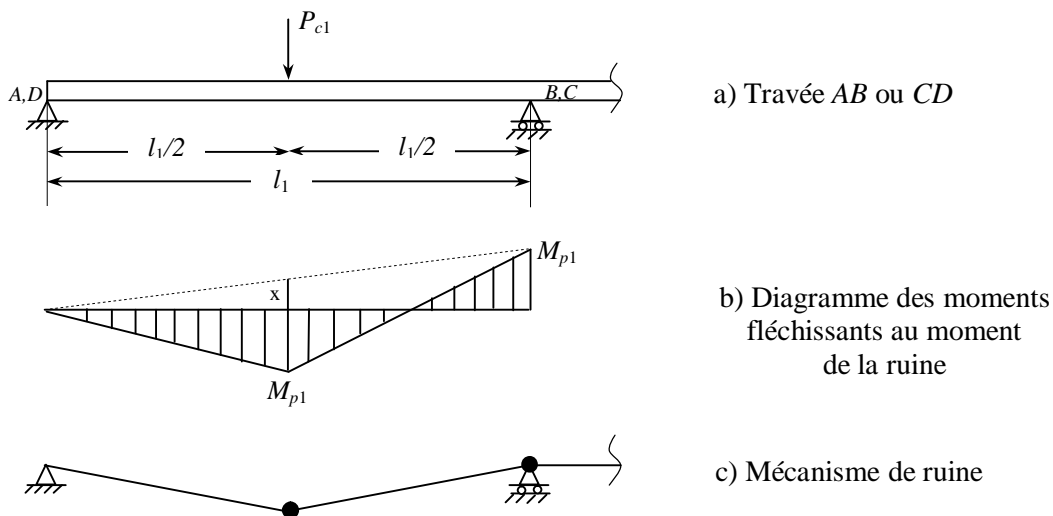


Figure (2.10). Mécanisme de ruine pour travées AB et CD

Utilisant le même principe que pour les exemples précédents pour le calcul de la charge de ruine, on obtient donc :

$$(2.17)$$

Des triangles semblables on déduit la valeur de x , où

La charge de ruine est égale donc à :

$$(2.18)$$

Travées BC :

Ce type de problème est similaire à celui de la poutre encadrée à ses deux extrémités, les rotules plastiques ne pouvant se former qu'au droit des sections critiques, à savoir au niveau du point d'application de la charge et au niveau des deux encastresments, figure (2.11).

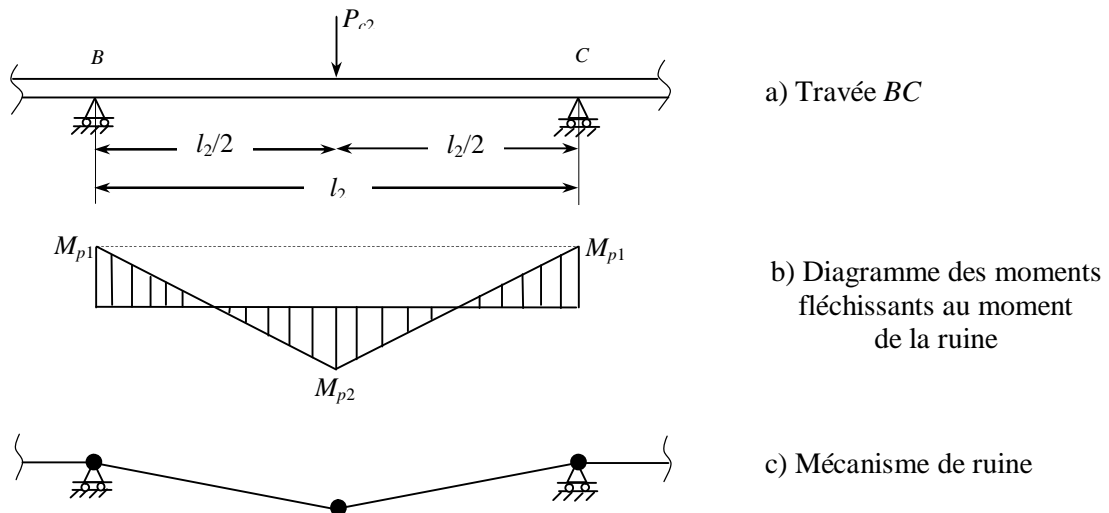


Figure (2.11). Mécanisme de ruine pour la travée BC

On aura :

$$(2.19)$$

Application numérique.

Soit pour la poutre continue à trois travées de la figure (2.9).

$$l_1 = 8 \text{ m}$$

$$l_2 = 12 \text{ m}$$

$$M_{p1} = 600 \text{ KN.m}$$

$$M_{p2} = 900 \text{ KN.m}$$

Les travées AB et CD sont soumises à une charge de P , tandis que la travée BC est soumise à une charge de $1.5P$.

A partir des équations (2.18) et (2.19), on calcul les charges de ruines :

$$P_{c1} = 333 \text{ KN.}$$

$$P_{c2} = 450 \text{ KN.}$$

D'où la travée critique est la travée BC

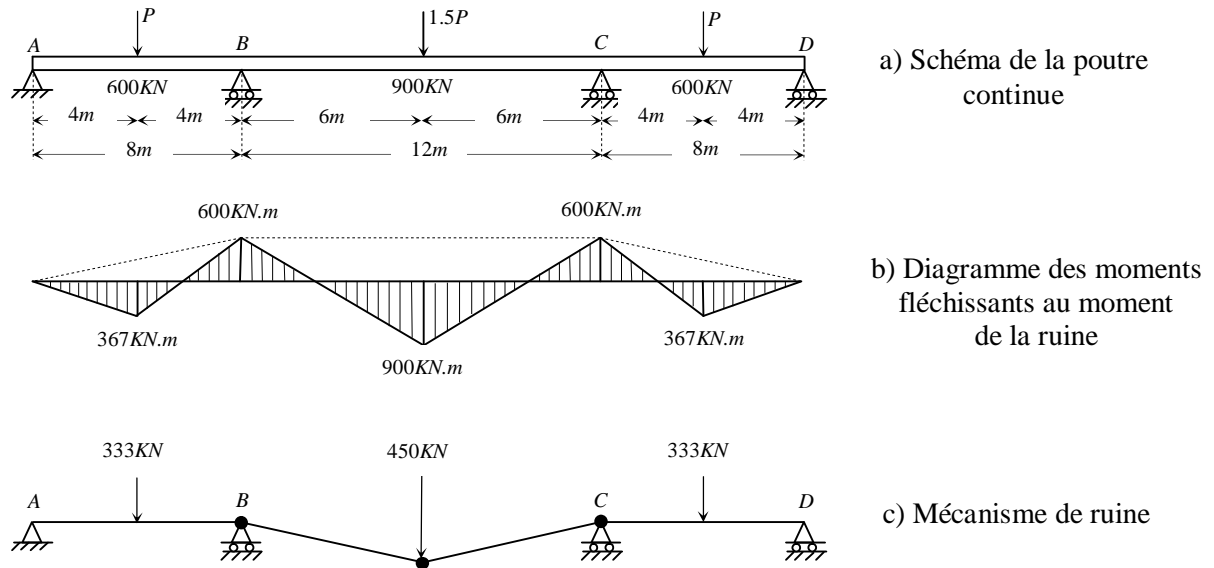


Figure (2.12). Exemple d'application de prédiction de la charge de ruine d'une poutre continue

2.5. Acier / Béton : Avantages, inconvénients [12]

2.5.1. Introduction

Comme synthèse du présent chapitre, on se permet d'ouvrir à titre indicatif un aperçu sur les avantages et les inconvénients pour les deux types de structures.

Par rapport aux structures en béton armé ou précontraint, les structures métalliques présentent de nombreux avantages et de nombreux inconvénients.

2.5.2. Principaux avantages

- Industrialisation totale : Il est possible de préfabriquer intégralement des bâtiments en atelier, avec une grande précision et une grande rapidité (à partir des laminés). Le montage sur site par boulonnage est d'une grande simplicité ;

- Résistance mécanique :

- La grande résistance de l'acier à la traction permet de réaliser de grandes portées
- La possibilité d'adaptation plastique offre une grande sécurité

- La tenue aux séismes est bonne, du fait de la ductilité de l'acier, qui résiste grâce à la formation de rotules plastiques et grâce au fait que la résistance en traction de l'acier est équivalente à sa résistance en compression, ce qui lui permet de reprendre des inversions de moments imprévus
- Modifications : Les transformations, adaptations, surélévations ultérieures d'un ouvrage sont aisément réalisables ;
- Possibilités architecturales beaucoup plus étendues qu'en béton.

2.5.3. Principaux inconvénients

- Susceptibilité aux phénomènes d'instabilité élastique, en raison de la minceur des profils ;
- Mauvaise tenue au feu, exigeant des mesures de protections onéreuses ;
- Nécessité d'entretien régulier des revêtements protecteurs contre la corrosion, pour assurer la pérennité de l'ouvrage ;
- Les sections réelles des profils présentent certains défauts après laminage (de dimensions géométriques, d'équerrage, de symétrie et d'incurvation d'âmes, etc.) qui peuvent contribuer à diminuer l'inertie du profilé, à provoquer des moments de torsion, des phénomènes de voilement, etc.

3. Développement graphique d'abaques à trois entrées de poutres en flexion simple

3.1. Introduction

Une conception optimale et économique d'une structure en béton armé dépend rarement d'une analyse théorique complexe. Elle est réalisée plus en décidant d'une disposition globale pratique de la structure, une attention particulière à la pratique de construction saine. Néanmoins toute la conception d'une structure dépend de l'analyse et de la conception individuelle des différentes sections d'éléments.

Dans la mesure du possible l'analyse devrait être maintenue simple, pourtant elle devrait être basée sur le comportement réel observé et testé des éléments en béton armé. Les trois principes fondamentaux qui unissent l'analyse sont [13] :

- (1) Les contraintes et les déformations sont reliés par les propriétés matérielles, y compris les courbes de contrainte-déformation pour le béton et l'acier ;
- (2) La distribution des déformations doit être compatible avec la forme tordue de la section transversale ;
- (3) les forces résultantes développées par la section doivent équilibrer les charges appliquées pour l'équilibre statique.

Ces principes sont vrais indépendamment de la façon dont les contraintes et les déformations sont distribués, ou de la façon dont l'élément est chargé, ou de la forme de la section transversale.

Ce chapitre décrit et analyse une section d'un élément sous l'action d'une charge. Il dérive les équations de base utilisées dans la conception et également ces équations exigées pour la préparation des graphes (Abaques) de conception. L'accent a été mis, la plupart du temps, sur l'analyse liée à l'état limite ultime mais le comportement de la section dans la phase élastique et l'état limite de service ont été également considérés.

Il convient de noter que l'*Eurocode 2* ne donne aucune équation implicite pour l'analyse ou pour le calcul des sections. Les équations données dans le présent chapitre sont développées à partir des principes de l'*Eurocode 2* [8,13].

3.2. Relation contrainte-déformation

3.2.1. Béton

Le comportement du béton structural est représenté par un diagramme parabole-rectangle de contraintes-déformations, figure (3.1), jusqu'à une déformation, ε_0 , à partir de laquelle les déformations augmentent tandis que les contraintes restent constantes.

La contrainte maximale de calcul est donnée par :

$$\frac{\alpha f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0.85 f_{ck}}{1.5} = 0.567 f_{ck} \quad (3.1)$$

Le facteur de 0.85 tient compte de la différence entre la résistance de flexion et la résistance d'écrasement d'un cylindre du béton, et $\gamma_c = 1.5$ est le coefficient de sécurité habituel pour le béton. La déformation maximale de 0,0035 est typique pour toutes les résistances caractéristiques de béton.

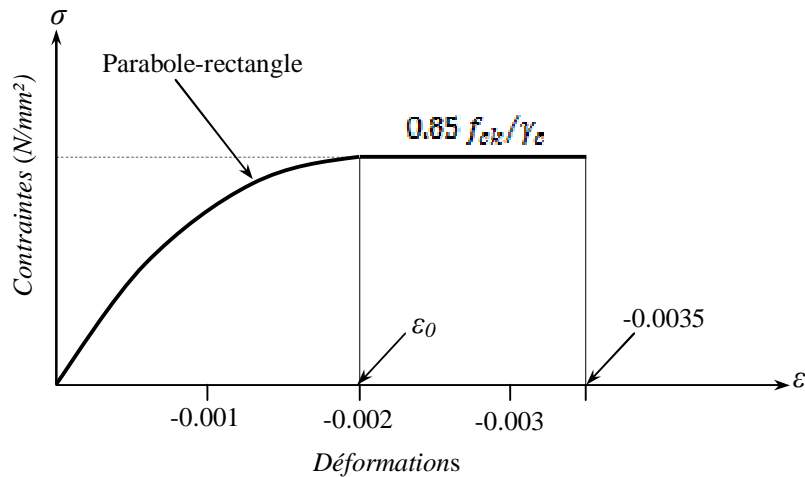


Figure (3.1). Diagramme parabolique-rectangle de contrainte-déformation du béton en compression

3.2.2. Acier d'armatures

Le diagramme contrainte-déformation de l'acier est représenté sur la figure (3.2). Le comportement de l'acier est identique en traction et en compression, la courbe reste linéaire dans la phase élastique jusqu'à la contrainte d'écoulement de calcul f_{yk}/γ_s , où f_{yk} est la contrainte caractéristique d'écoulement et γ_s est le coefficient de sécurité.

Dans la phase élastique, le rapport entre la contrainte et la déformation est :

$$\begin{aligned} \text{Contrainte} &= \text{module d'élasticité} \times \text{déformation} \\ &= E_s \times \varepsilon_s \end{aligned} \quad (3.2)$$

De sorte que, la déformation d'écoulement de calcul est :

$$\varepsilon_y = \left(\frac{f_{yk}}{\gamma_s} \right) / E_s \quad (3.3)$$

a) La limite élastique pour $f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$, $\frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 204.34 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \simeq 204.4 \text{ N/mm}^2$

$$\begin{aligned} \varepsilon_y &= 235 / (1.15 \times 200 \times 10^3) \\ &= 0.00102 = 1020.10^6 \mu\text{strain} = 1.02 \text{ \%}. \end{aligned}$$

b) La limite élastique pour $f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2$, $\frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 347.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \simeq 348 \text{ N/mm}^2$

$$\begin{aligned}\varepsilon_y &= 400 / (1.15 \times 200 \times 10^3) \\ &= 0.00173 = 1739.10^6 \mu\text{strain} = 1.74\%.\end{aligned}$$

c) La limite élastique pour $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$, $\frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 434.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \simeq 435 \text{ N/mm}^2$

$$\begin{aligned}\varepsilon_y &= 500 / (1.15 \times 200 \times 10^3) \\ &= 0.0021 = 2174.10^6 \mu\text{strain} = 2.17\%.\end{aligned}$$

Il convient de noter que l'*Eurocode 2* permet l'utilisation d'une alternative de calcul de la courbe de contrainte-déformation représentée sur la figure (3.2) avec une branche supérieure inclinée avec une déformation maximum limitée à 0.01 [8].

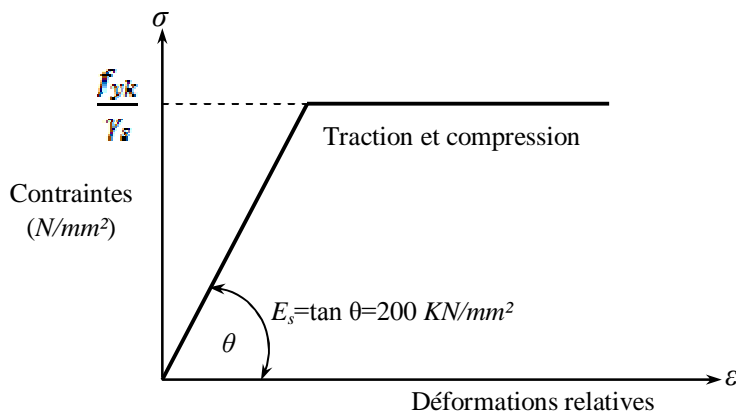


Figure (3.2). Diagramme de calcul de contrainte-déformation pour l'Acier

3.3. Distribution des déformations et contraintes à travers une section

La théorie en flexion, pour le béton armé, suppose que le béton se fissure dans les régions des déformations de traction et qu'après fissuration, toute la traction est reprise par les armatures tendues. On suppose également que les sections planes d'un élément demeurent planes après déformations, de sorte qu'à travers la section la distribution des déformations est linéaire (hypothèse de Navier – Bernoulli).

La figure 3.3 montre la coupe d'une section soumise à la flexion, et le diagramme résultant des déformations, ainsi que les trois différents types de distribution de contraintes dans le béton [13] :

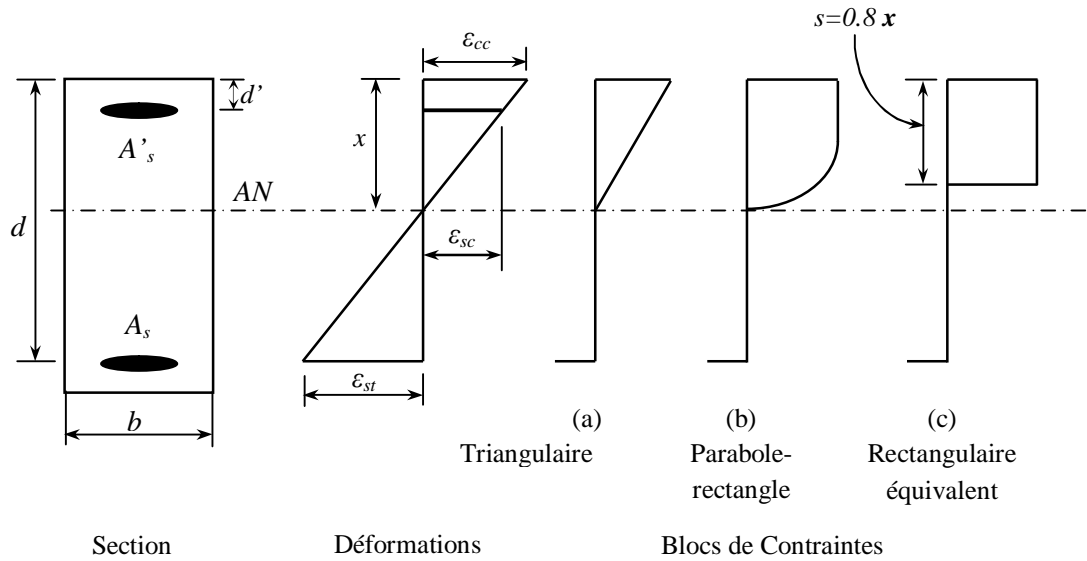


Figure (3.3). Section avec diagramme de déformations et Blocs de contraintes

- (1) La distribution triangulaire des contraintes figure (3.3.a) s'applique quand les contraintes sont presque tout à fait proportionnelles aux déformations, ce cas est généralement produit au niveau de chargement dans des conditions de travail, donc utilisé à l'état limite de service ;
- (2) Le bloc parabole-rectangle de contraintes figure (3.3.b) représente la distribution de rupture quand les déformations de compression sont dans la phase plastique et il est associée au calcul pour l'état limite ultime (Bloc simplifié basé sur le principe de HOGNESTAD) [9] ;
- (3) Le bloc rectangulaire équivalent de contraintes figure (3.3.c) est une alternative simplifiée à la distribution parabole-rectangle (Bloc rectangulaire simplifié basé sur le principe de WHITNEY) [9].

A partir de la condition de compatibilité des déformations entre l'armature et le béton adjacent, les déformations des aciers en traction, ϵ_{st} , et en compression, ϵ_{sc} , peuvent être déterminées à partir du diagramme des déformations. Le rapport entre la profondeur de l'axe neutre (x) et la déformation maximale de béton, ϵ_{cc} , et les déformations des aciers est donné par :

$$\epsilon_{st} = \epsilon_{cc} \left(\frac{d - x}{x} \right) \quad (3.4)$$

Et

$$\epsilon_{sc} = \epsilon_{cc} \left(\frac{x - d'}{x} \right) \quad (3.5)$$

Où d est la hauteur utile, d' : est l'enrobage des armatures comprimées.

Après avoir déterminé les déformations, on peut évaluer les contraintes dans les armatures par la courbe contrainte-déformation de la figure (3.2), ainsi que par les équations développées dans le paragraphe §3.2.2.

Pour l'analyse d'une section avec des déformations d'écoulement des aciers connues, la profondeur de l'axe neutre (x) peut être déterminée en fonction de la hauteur utile d par l'équation 3.4

$$x = \frac{d}{1 + \frac{\varepsilon_{st}}{\varepsilon_{cc}}} \quad (3.6)$$

À l'état limite ultime la déformation maximale du béton comprimé est prise :

$$\varepsilon_{cc} = 0.0035$$

a) Pour les aciers $f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$, la déformation d'écoulement est 0.00102. . Insérant cette valeur dans l'équation 3.6 :

$$x = \frac{d}{1 + \frac{0.00102}{0.0035}} = 0.774d$$

Pour assurer l'écoulement des armatures en traction à l'état limite ultime :

$$x \leq 0.774 d \quad (3.7)$$

b) De même pour les aciers $f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2$, la déformation d'écoulement est 0.00173.

$$x = \frac{d}{1 + \frac{0.00173}{0.0035}} = 0.669d$$

Pour assurer l'écoulement des armatures en traction à l'état limite ultime :

$$x \leq 0.669 d \quad (3.8)$$

c) Pour les aciers avec $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ la déformation d'écoulement est 0.0021

$$x = \frac{d}{1 + \frac{0.0021}{0.0035}} = 0.625 d$$

Par conséquent, pour assurer l'écoulement des armatures en traction à l'état limite ultime :

$$x \leq 0.625 d \quad (3.9)$$

A l'état limite ultime il est important que le comportement d'éléments structuraux en flexion, devront être ductile et la rupture devrait se produire avec l'écoulement progressif des armatures tendues et pas par une rupture catastrophique brusque de compression du béton. En outre, l'écoulement des armatures permet la formation des rotules plastiques de sorte que la redistribution des moments maximum peut se réaliser, ayant pour résultat une structure plus sûre et plus économique.

Ces limites seront normalement adoptées pour le calcul à l'état limite ultime, mais de plus grands degrés de redistribution de moment exigeront une plus petite limite à (x) de s'assurer que les rotules plastiques peuvent se former, fournissant de rotation proportionnelle aux sections critiques. Ces valeurs limites de la profondeur de l'axe neutre ($x_{\text{éq}} = 0.50d$) sont telles que, une fois atteint, il est nécessaire de changer la conception d'une section simplement armée en section doublement armée. La valeur limite correspondante du moment désigné sous le nom du moment équilibré de section, $M_{\text{éq}}$.

3.4. Bloc rectangulaire simplifié de contraintes adopté par l'Eurocode 2

La conception de sections en béton armé en flexion passe d'abord par le calcul aux états limites ultimes au calcul de résistance et ensuite elle doit être vérifiée à l'état limite de service pour le calcul de flèches ou l'ouverture des fissures.

Le bloc rectangulaire simplifié de contrainte adopté par l'Eurocode 2 et précédemment par le B.A.E.L est basé sur le principe de WHITNEY [9] et il crée de telle sorte que son centre de gravité coïncide avec le centre de gravité du bloc réel. De ce fait sa profondeur n'arrive pas à l'axe neutre, figure (3.4).

Il peut être vu de la figure que le bloc de contraintes rectangulaire simplifié ne se prolonge pas à l'axe neutre de la section mais a une profondeur $s = 0.8 x$ et que le C.D.G est approximativement au même endroit que pour le bloc parabole-rectangle de contrainte ; il en est de même pour les surfaces des deux types de blocs de contraintes qui sont approximativement égales [13].

Le calcul des moments ultimes résistant en utilisant l'un ou l'autre des blocs produit des résultats sensiblement égaux.

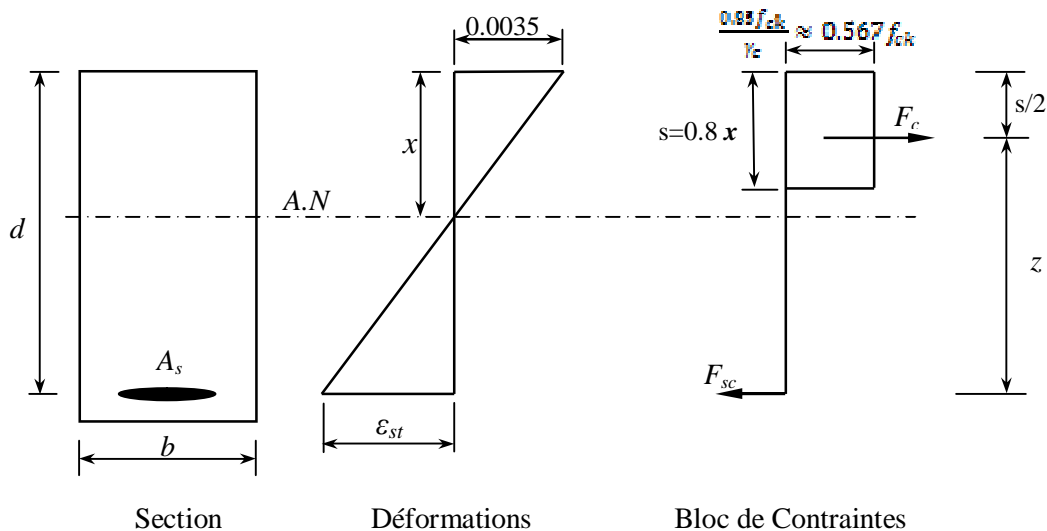


Figure (3.4). Section simplement armée avec bloc de contrainte rectangulaire

3.5. Section rectangulaire simplement armée en flexion

La flexion de la section induira une force résultante de traction, F_{st} , dans l'acier d'armatures, et une force de compression résultante dans le béton, F_{cc} , appliquée au niveau du C.D.G du bloc des contraintes, comme représenté sur la figure (3.4).

Pour l'équilibre, le moment ultime de calcul, M_u , doit être équilibré par le moment résistant interne de la section de sorte que :

$$M_u = F_{cc} \times z = F_{st} \times z \quad (3.10)$$

Où : z est le bras de levier entre les forces résultantes F_{cc} et F_{st} .

$$\begin{aligned} F_{cc} &= \text{contrainte} \times \text{surface de béton comprimé} \\ &= 0.567 f_{ck} \times b.s \end{aligned}$$

$$\text{Avec: } z = d - s/2 = d - 0.4x \quad (3.11)$$

$$s = 0.8x \quad (3.12)$$

$$\text{d'où : } M_u = 0.567 f_{ck} b.s \times z$$

Et remplaçant s et z des équations 3.11 et 3.12 et pour la limite de $x = 0.5d$:

$$M_u = 0.181 f_{ck} b d^2 \quad (3.13)$$

A partir de l'équation 3.10 :

$$\begin{aligned} F_{st} &= (f_{yk} / \gamma_s) A_s \quad \text{avec : } \gamma_s = 1.15 \\ &= 0.87 f_{yk} A_s \end{aligned}$$

Par conséquent :

$$A_s = \frac{M_u}{0.87 f_{yk} \times z} \quad (3.14)^*$$

L'équation 3.14 peut être employée pour calculer la section d'armatures tendues dans un béton pour résister à un moment ultime, M_u .

La limite inférieure de $z_{\acute{e}q} = 0.80d$ est quand la profondeur de l'axe neutre égale $0.50d$, est la valeur maximale permise par le code pour une section simplement armée afin de fournir une section ductile qui aura en traction un type de rupture progressif comme déjà décrit.

$$M_{\acute{e}q} = 0.567 f_{ck} b (0.8 \times 0.5d) \times 0.80d$$

Ou :

$$M_{\text{éq}} = 0.181 f_{ck} b d^2 \quad (3.15)^*$$

$$A_s = \frac{M_u}{0.87 f_{yk} \times 0.8d} = \frac{M_u}{0.696 f_{yk} d} \quad (3.16)^*$$

Analyse d'équations pour une section simplement armée

Les équations suivantes peuvent être employées pour calculer le moment résistant ou moment ultime d'une section donnée avec une section d'armature connue.

L'équation d'équilibre s'écrit : $F_{cc} = F_{st}$

$$\text{Ou : } 0.567 f_{ck} b \times s = 0.87 f_{yk} A_s \quad (3.17)$$

Par conséquent la profondeur du bloc de contrainte est :

$$s = \frac{0.87 f_{yk} A_s}{0.567 f_{ck} b} \quad (3.18)$$

Et : $x = s/0.80$

Par conséquent le moment résistant de la section est :

$$M_u = F_{st} \times z$$

$$M_u = 0.87 f_{yk} A_s (d - s/2)$$

$$M_u = 0.87 f_{yk} A_s \left(d - \frac{0.87 f_{yk} A_s}{1.134 f_{ck} b} \right) \quad (3.19)$$

Ou:

$$\frac{M_u}{b d^2} = 0.87 f_{yk} \frac{A_s}{b d} \left(\frac{d}{d} - \frac{0.87 f_{yk} A_s}{1.134 f_{ck} b d} \right)$$

$$\frac{M_u}{b d^2} = 0.87 f_{yk} \rho \left(1 - \frac{0.87 f_{yk}}{1.134 f_{ck}} \rho \right) \quad (3.20)$$

Ces équations supposent que les armatures tendues sont en état d'écoulement (domaine plastique), ceci était valable, si $x \leq 0.669d$ (pour $f_{yk} = 400 \text{ MPa}$ par exemple). Si ce n'est pas le cas, le problème exigerait la solution en essayant des valeurs successives de x jusqu'à ce que F_{cc} soit égale à F_{st} , d'où la nécessité d'utiliser la méthode d'essais successif.

$$F_{cc} = F_{st}$$

Les déformations et par conséquent les contraintes dans l'acier sont déterminés à partir des équations (3.2) et (3.4), à être employés dans les équations (3.19) et (3.20) au lieu de $0.87 f_{yk}$.

3.6. Section rectangulaire doublement armée à l'état limite ultime

3.6.1. Dérivation des équations de base

Du paragraphe traitant l'analyse d'une section simplement armée et pour toutes les résistances de béton :

$$M_u > 0.181 f_{ck} b d^2$$

Quand le moment extérieur appliqué excède le moment résistant du béton ($M_{\acute{e}q}$) les armatures comprimées sont exigées. Pour cette condition la profondeur de l'axe neutre, $x \leq 0.5d$, la valeur maximale permise par le code afin d'assurer une rupture de traction avec une section ductile.

Par conséquent :

$$\begin{aligned} Z_{\acute{e}q} &= d - s_{\acute{e}q} / 2 = d - 0.8 x_{\acute{e}q} / 2 \\ &= d - 0.8 \times 0.5 d / 2 \\ &= 0.8d \end{aligned}$$

L'équation d'équilibre devient : $(\Sigma F)_{\text{comp}} = (\Sigma F)_{\text{trac}}$

$$F_{st} = F_{cc} + F_{sc}$$

De sorte qu'avec les armatures tendues et comprimées à l'écoulement :

$$0.87f_{yk} A_s = 0.567 f_{ck} b.s + 0.87 f_{yk} A'_s$$

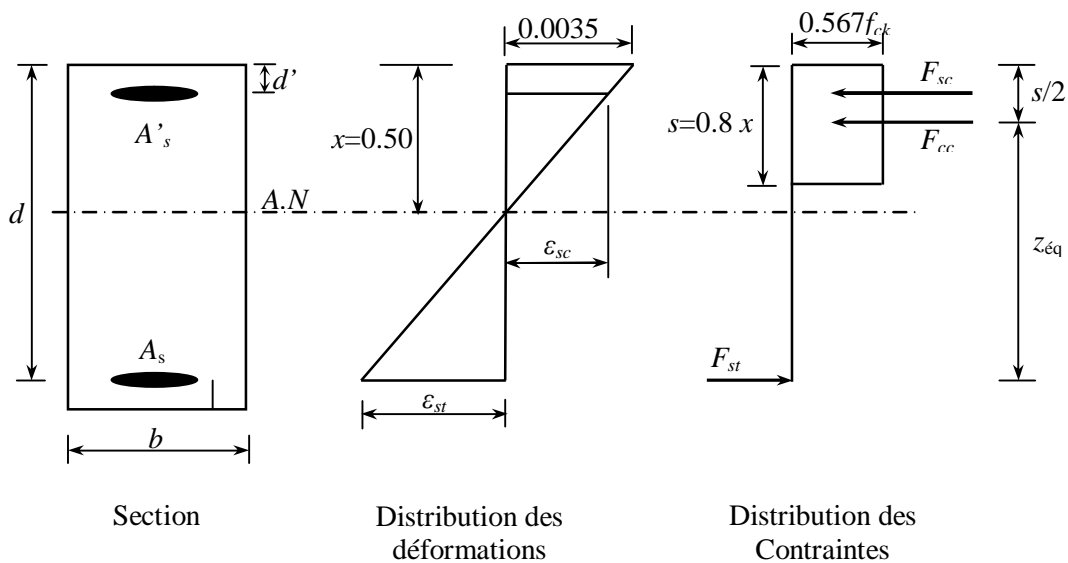


Figure (3.5). Section doublement armée à l'E.L.U

Ou avec :

$$s = 0.8 \times 0.50d = 0.40d$$

$$0.87 f_{yk} A_s = 0.227 f_{ck} b d^2 + 0.87 f_{yk} A'_s \quad (3.21)$$

Et en calcule le moment ultime par rapport au C.D.G des armatures tendues

$$\begin{aligned} M_u /_{cdg A_s} &= F_{cc} \times z_{bal} + F_{sc}(d-d') \\ &= 0.227 f_{ck} b d^2 \times 0.80d + 0.87 f_{yk} A'_s (d-d') \\ &= 0.181 f_{ck} b d^2 + 0.87 f_{yk} A'_s (d-d') \end{aligned} \quad (3.22)$$

De l'équation 3.22

$$A'_s = \frac{M_u - 0.181 f_{ck} b d^2}{0.87 f_{yk} (d - d')} \quad (3.23)^*$$

A'_s est complètement définie, où M_u est le moment extérieur obtenu à partir de la combinaison des charges à l'E.L.U.

Multipliant les deux côtés de l'équation (3.21) par $z = 0.80d$ et le réarrangement donne :

$$A_s = \frac{0.181 f_{ck} b d^2}{0.87 f_{yk} \times z_{\text{éq}}} + A'_s \quad (3.24)^*$$

Avec : $z_{\text{éq}} = 0.80 d$, d'où A_s est la section des armatures tendues.

Par conséquent, la section des armatures comprimées, A'_s et celle des armatures tendues, A_s , peuvent être calculés à partir des équations (3.23) et (3.24).

La quantité d'armatures comprimées a été obtenue en supposant que les aciers comprimés travaillent dans le domaine plastique, d'où $f_{sc} = 0.87 f_{yk}$. Il va falloir s'assurer que $\varepsilon_{sc} > \varepsilon_y$, ε_{sc} est lie à ε_{cu} et d' et x . Donc il faudrait voir qu'elle est la limite de (d'/d) qui condamne les aciers comprimés à travailler dans le domaine plastique, pour ce faire et en prenant les trois types d'acier utilisés, les caractéristiques connues ε_{sc} et f_{yk} et déterminer le $(d'/d)_{\text{limit}}$ pour chacun d'eux.

$$\frac{\varepsilon_{sc}}{x - d'} = \frac{0.0035}{x} \quad (3.25)^*$$

De sorte que :

$$\frac{x - d'}{x} = \frac{\varepsilon_{sc}}{0.0035}$$

ou :

$$\frac{d'}{x} = 1 - \frac{\varepsilon_{sc}}{0.0035}$$

a) A l'écoulement avec $f_{yk} = 235N/mm^2$, la déformation de l'acier $\varepsilon_{sc} = \varepsilon_y = 0.00102$.

Par conséquent, pour l'écoulement de l'acier de compression

$$\frac{d'}{x} \leq 1 - \frac{0.00102}{0.0035} \leq 0.708 \quad (3.26)^*$$

Ou avec $x = 0,50 d$.

$$\frac{d'}{d} \leq 0.35 \quad (3.27)$$

b) A l'écoulement avec $f_{yk} = 400N/mm^2$, la déformation de l'acier $\varepsilon_{sc} = \varepsilon_y = 0.00173$.

$$\frac{d'}{x} \leq 1 - \frac{0.00173}{0.0035} \leq 0.505 \quad (3.28)^*$$

Ou avec $x = 0,50 d$.

$$\frac{d'}{d} \leq 0.252 \quad (3.29)$$

c) A l'écoulement avec $f_{yk} = 500N/mm^2$, la déformation de l'acier $\varepsilon_{sc} = \varepsilon_y = 0.0021$.

Par conséquent, pour l'écoulement de l'acier de compression

$$\frac{d'}{x} \leq 1 - \frac{0.0021}{0.0035} \leq 0.40 \quad (3.30)^*$$

Ou avec $x = 0,50 d$.

$$\frac{d'}{d} \leq 0.20 \quad (3.31)$$

Le rapport (d'/d) pour l'écoulement des autres catégories d'aciers peut être déterminé en employant leurs déformations d'écoulement dans l'équation 3.25, si d'/d est supérieur à ces valeurs limites données précédemment (par exemple $d'/d > 0.20$, pour $f_{yk} = 500N/mm^2$) alors il est nécessaire pour calculer la déformation ε_{sc} de l'équation 3.25 et puis pour déterminer f_{sc} de :

$$f_{sc} = E_s \times \varepsilon_{sc} = 200\,000 \varepsilon_{sc}$$

Cette valeur de contrainte pour l'acier comprimé doit être alors employée dans le dénominateur de l'équation 3.23 au lieu de $0.87f_{yk}$ afin de calculer la section A'_s de l'acier comprimé. La section de l'acier tendu est calculée à partir d'une équation modifiée 3.24 tels que :

$$A_s = \frac{0.181 f_{ck} b d^2}{0.87 f_{yk} z_{bal}} + A'_s \times \frac{f_{sc}}{0.87 f_{yk}}$$

3.6.2. Conception et développement graphique d'abaques à trois entrées

La conception et le développement d'un catalogue d'abaques à trois entrées pour des sections rectangulaires en béton armé en flexion, liant graphiquement le moment réduit M_u/bd^2 et les taux d'armatures tendues $\rho = 100A_s/bd$ et comprimées $\rho' = 100A'_s/bd$ et en utilisant les caractéristiques des matériaux adoptées par l'*Eurocode 2* [8,13] est basée sur la numérisation des équations obtenues en prenant l'équilibre des moments autour de l'axe neutre de la section.

Ainsi :

$$M = 0.567 f_{ck} 0.8x (x - 0.8x/2) + f_{sc} A'_s (x - d') + f_{st} A_s (d - x) \quad (3.32)$$

$$f_{st} A_s = 0.454 f_{ck} b x + f_{sc} A'_s \quad (3.33)$$

Ces équations 3.32 et 3.33 peuvent être écrites sous la forme :

$$f_{st} \frac{A_s}{bd} = 0.454 f_{ck} \frac{x}{d} + f_{sc} \frac{A'_s}{bd} \quad (3.34)$$

$$\frac{M}{bd^2} = 0.454 f_{ck} \frac{x^2}{d^2} (1 - 0.40) + f_{sc} \frac{A'_s}{bd} \left(\frac{x}{d} - \frac{d'}{d} \right) + f_{st} \frac{A_s}{bd} \left(1 - \frac{x}{d} \right) \quad (3.35)$$

Pour des rapports indiqués de A'_s/bd , x/d et d'/d , les deux équations peuvent être résolues pour donner des valeurs pour A_s/bd et M/bd^2 de sorte qu'un ensemble de conception d'abaques tels que celui représenté sur la figure (3.6) puisse être tracé. Avant que les équations ne puissent être résolues, les contraintes de l'acier f_{st} , et f_{sc} doivent être calculées pour chaque valeur de x/d . Ceci est réalisé en déterminant d'abord les déformations appropriées à partir du diagramme de déformations (ou en appliquant les équations 3.4 et 3.5) et puis en évaluant les contraintes à partir de la courbe de contrainte-déformation de la figure 3.2.

Par conséquent, on peut éviter la lourdeur de l'utilisation des équations dérivées précédemment dans ce chapitre, il est impératif de développer un catalogue d'abaques (annexe B), car la caractérisation de manière analytique est presque impossible.

Ce catalogue aura pour deux utilisations possibles. La première, c'est quand la section est complètement définie (sur le plan géométrique et mécanique), la détermination du moment ultime ou moment plastique. La seconde, c'est quand le moment ultime est connu et qu'il va falloir ferrailer de manière optimale

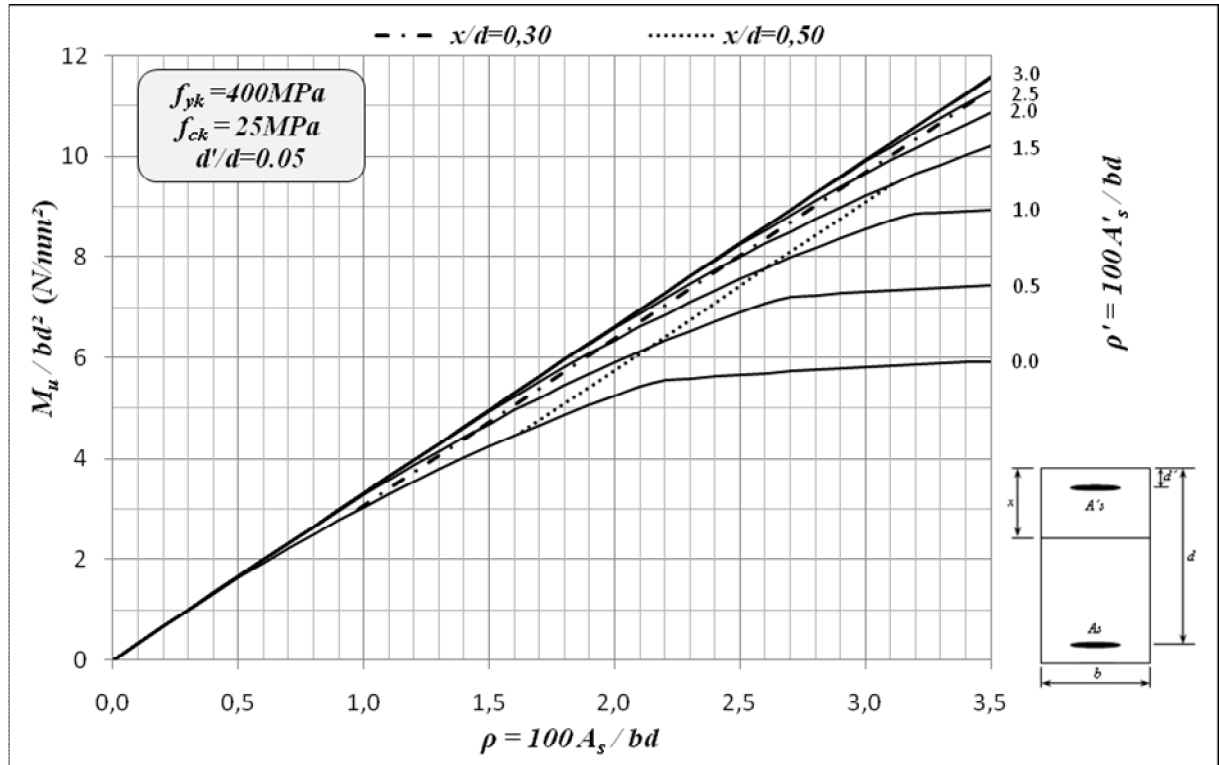


Figure (3.6). Abaque développé liant graphiquement le moment réduit et les taux d'armatures tendues et comprimées d'une section rectangulaire en BA en flexion en utilisant les caractéristiques des matériaux adoptées par l'*Eurocode 2*

3.6.3. Organigramme de calcul

Afin qu'on puisse développer ce catalogue d'abaques à trois entrées pour des sections rectangulaires en béton armé en flexion, (une partie du catalogue est présentée dans l'annexe B). Un programme numérique assisté par ordinateur est nécessaire, celui-ci permet de donner les valeurs de M_u/bd^2 en fonction de $\rho = 100 A_s/bd$ et $\rho' = 100 A'_s/bd$ en utilisant les caractéristiques des matériaux adoptées par l'*Eurocode 2* [8,13] et ce pour les différents paramètres influents à savoir la résistance caractéristique à la compression du béton, f_{ck} , la résistance caractéristique de l'acier, f_{yk} , l'enrobage des armatures, d'/d , ainsi que la position de l'axe neutre. Avec un pas de calcul à choisir ou à fixer, pour plus de précision le pas peut être pris égal à 0.001.

L'organigramme de calcul de ce programme est représenté par la figure (3.7).

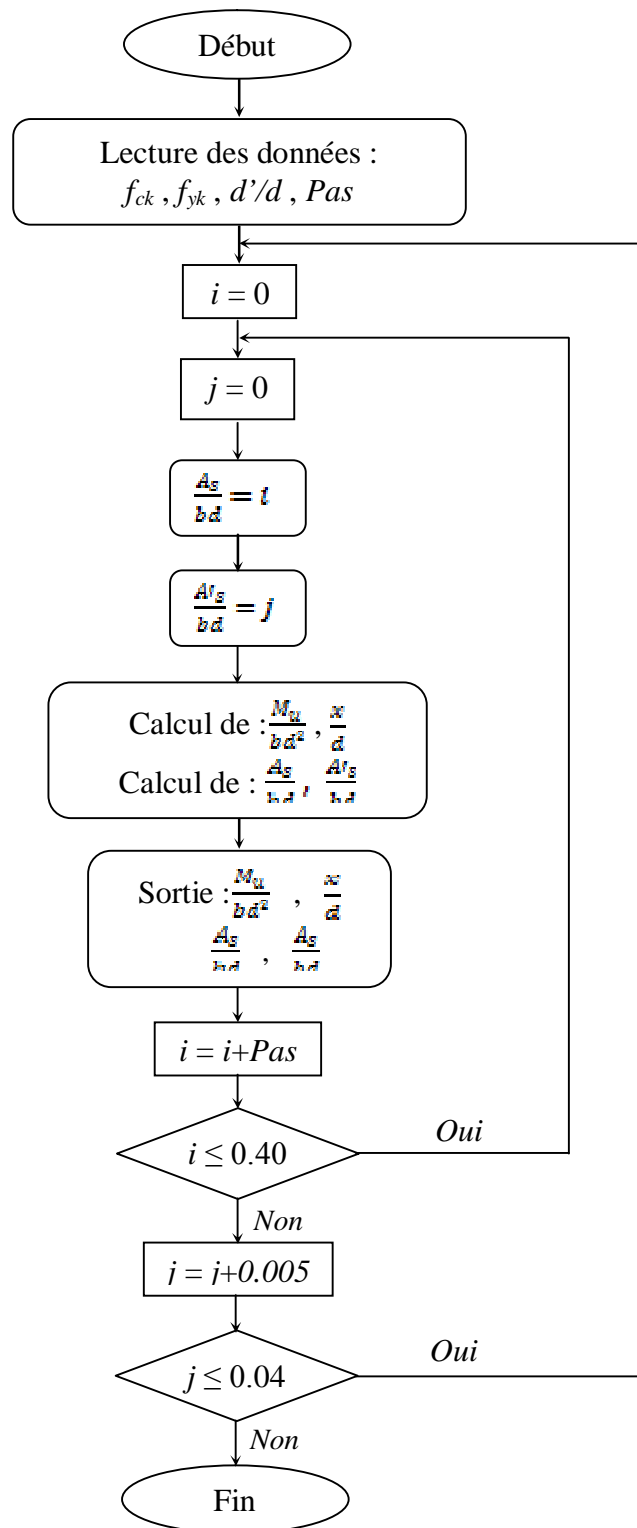


Figure (3.7). Organigramme de calcul du programme numérique

4. Conception de sections rectangulaires en béton armé équivalentes aux différents IPE

4.1. Introduction et problématique

Du fait que les profilés en charpente métallique sont réalisés en usine et que leurs dimensions géométriques ainsi que les caractéristiques mécaniques du métal utilisé sont connus et qui sont classés comme des sections plastiques. Les modules plastiques et de ce fait les moments plastiques sont directement donnés dans la littérature et tabulés. Par contre les sections de béton armé ayant le même moment plastique qu'un profilé donné peuvent être multiples. Le nombre de paramètres est important (largeur, hauteur, enrobage, résistance caractéristique du béton, résistance des aciers, etc.). La problématique étant de proposer la meilleure section rectangulaire équivalente possible en tenant compte de ce qui suit :

- i) Sections de béton armé devant impérativement être sous armées (matériau béton et acier exploité au maximum, $\varepsilon_{cu} = 0,0035$, ε_{st} et $\varepsilon_{sc} > \varepsilon_y$;
- ii) Sections produites économiquement (minimisation de la section de béton et celle des aciers).

Pour contourner et résoudre ce problème le développement d'abaques à trois entrées liant graphiquement le moment réduit M_u / bd^2 et les taux d'armatures tendues et comprimées ρ et ρ' , utilisant les caractéristiques des matériaux adoptées par l'*Eurocode 2* est indispensable. L'objectif principal étant de sélectionner une série de sections équivalentes en béton armé répondant à deux exigences fondamentales (conception optimale et meilleure plastification possible).

4.2. Caractéristiques des matériaux utilisés

4.2.1. Acier de construction

i) Introduction

Parmi les essais destructifs normalisés de contrôle de l'acier et qui renseignent sur les qualités mécaniques des aciers, seul l'essai de traction est mis en valeur et semble être le plus révélateur de données physiques, il permet de mesurer le module d'élasticité longitudinale E_s , le coefficient du poisson, les contraintes limites d'élasticité et de rupture, l'allongement à la rupture.

ii) Essai de traction

Il est pratiqué sur une éprouvette, soumise à un effort de traction progressif, croissant de zéro à la rupture (NF A. 03101) [11]. Un enregistrement graphique mesure l'allongement de l'éprouvette en fonction de l'effort de traction appliqué (ou de contrainte). On obtient un diagramme contrainte / déformation, selon la figure (4.1) ci-après.

Ce diagramme se décompose en 4 phases :

- *phase OA* : zone rectiligne, pour les allongements sont proportionnels aux efforts appliqués. C'est la zone élastique, qui est réversible, car si l'on supprime l'effort de traction, la barre revient à sa longueur initiale ($\Delta L/L = 0$) ;
- *phase AA'* : palier horizontal, qui traduit un allongement sous charge constante. Il y a écoulement du matériau. C'est la zone plastique. A partir de A (par exemple, en M), si on supprime l'effort de traction, le retour à l'équilibre se fait selon une droite MM' , parallèle à OA , et la pièce conserve un allongement rémanent OM' ;
- *phase A'B* : la charge croît à nouveau avec les allongements jusqu'au point B ;
- *phase BC* : l'allongement continu, bien que la charge soit décroissante, jusqu'au point C, qui correspond à la rupture. Dans cette dernière phase, la déformation plastique est localisée dans une faible portion de l'éprouvette et n'est plus homogène. Il y a striction.

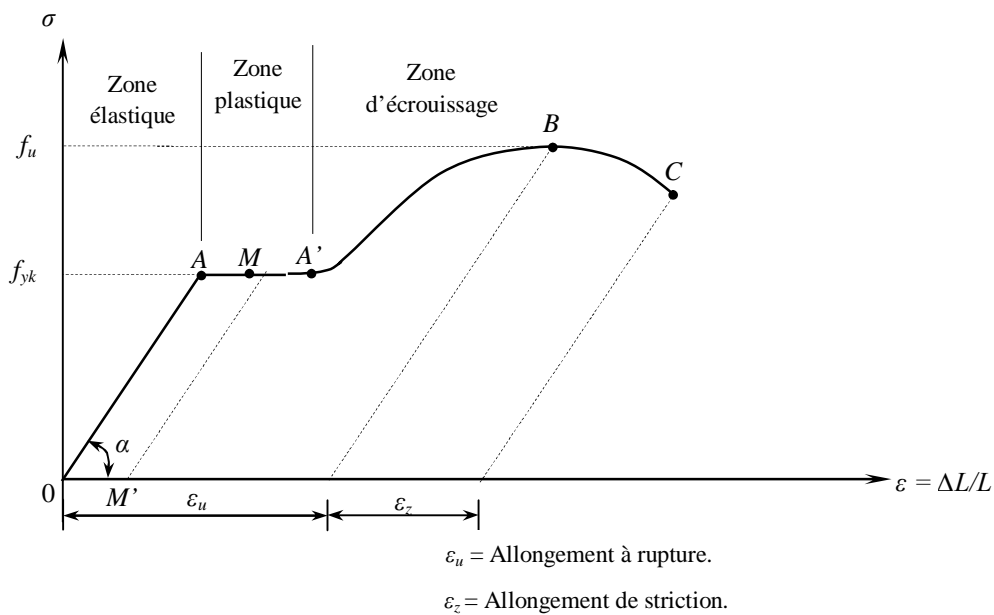


Figure (4.1). Diagramme contrainte-déformation de l'acier pour $\sigma_y = 235\text{N/mm}^2$

iii) Plasticité de l'acier : Réserve de sécurité

Le palier de ductilité AA' est particulièrement important en construction métallique, car il représente une réserve de sécurité. En effet, il peut arriver que localement dans une structure à des pièces qui peuvent être sollicitées au-delà de cette limite élastique. Elles disposent, dans ce cas, du palier AA' pour se décharger dans des zones avoisinantes. On dit qu'il y a adaptation plastique.

Plus la teneur en carbone des aciers augmente, plus, f_{yk} , augmente, plus le palier de ductilité se raccourcit et plus l'allongement à rupture diminue. La sécurité est donc inversement proportionnelle au taux de carbone. C'est pourquoi seuls les aciers doux (à faible taux de carbone) sont autorisés en construction métallique. Le taux moyen de carbone étant de 0.2 %, figure (4.2) [11].

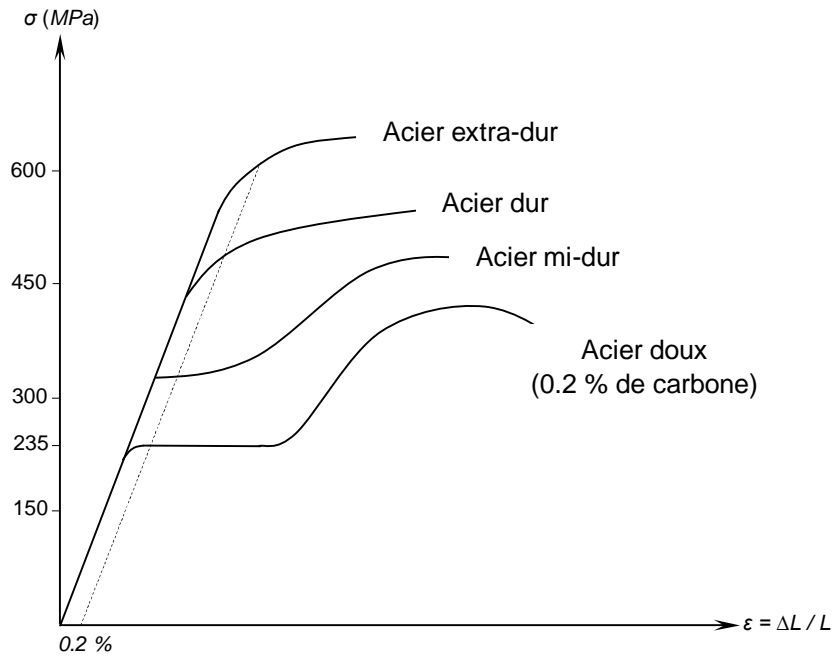


Figure (4.2). Diagramme contrainte-déformation d'aciers en fonction de taux de carbone

Cette notion de plasticité/sécurité est très importante, En effet, lorsqu'une pièce est excessivement sollicitée, au-delà de la limite élastique, f_{yk} , si elle est constituée en acier dur ou en fonte, elle va périr par rupture brutale, sans présenter au préalable de signe ou de déformation prémonitoire. Par contre, une pièce en acier doux va présenter de grandes déformations, qui vont prévenir du danger latent.

Alors que les règles *CM 66* [11] ne tenaient que sommairement compte de cette possibilité pour les pièces fléchies (par l'introduction d'un coefficient d'adaptation plastique), l'*Eurocode 3* [12], au contraire est établi sur la base de ce comportement élasto-plastique de l'acier.

iv) Caractéristiques des profilés utilisés

Les profilés utilisés dans la présente étude sont des profils en double T à ailes étroites, figure (4.3), dont le moment d'inertie I_y est petit vis-à-vis du moment d'inertie I_z . Le poids par mètre courant de ces profilés est relativement faible, ils sont principalement utilisés comme éléments fléchis. On distingue la gamme des profilés *IPE*, dont les ailes sont d'épaisseur constante. Le tableau (4.1) rassemble les caractéristiques géométriques de la série des *IPE* (80/600) [3].

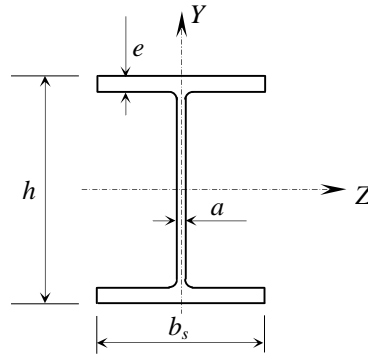


Figure (4.3). Section transversale d'un profilé IPE

Tableau (4.1). Caractéristiques des différents profilés type IPE							
Profilé	Dimensions				Section S (mm ²)	Poids P (kg/m)	Modules plastique W_{pl} / z (cm ³)
	h_s (mm)	b_s (mm)	a (mm)	e (mm)			
IPE 80	80	46	3,8	5,2	764	6,0	23,2
IPE 100	100	55	4,1	5,7	1030	8,1	39,4
IPE 120	120	64	4,4	6,3	1320	10,4	60,7
IPE 140	140	73	4,7	6,9	1640	12,9	88,3
IPE 160	160	82	5,0	7,4	2010	15,8	124
IPE 180	180	91	5,3	8,0	2390	18,8	166
IPE 200	200	100	5,6	8,5	2850	22,4	221
IPE 220	220	110	5,9	9,2	3340	26,2	285
IPE 240	240	120	6,2	9,8	3910	30,7	367
IPE 270	270	135	6,6	10,2	4590	36,1	484
IPE 300	300	150	7,1	10,7	5380	42,2	628
IPE 330	330	160	7,5	11,5	6260	49,1	804
IPE 360	360	170	8,0	12,7	7270	57,1	1019
IPE 400	400	180	8,6	13,5	8450	66,3	1307
IPE 450	450	190	9,4	14,6	9880	77,6	1702
IPE 500	500	200	10,2	16,0	11600	90,7	2194
IPE 550	550	210	11,1	17,2	13440	106,0	2787
IPE 600	600	220	12,0	19,0	15600	122,0	3512

4.2.2. Béton

Le béton ordinaire présente des résistances à la compression assez élevées, de l'ordre de 25 à 40 N/mm^2 , mais sa résistance à la traction est faible, de l'ordre de 1/10 de sa résistance en compression. Pour pallier à sa faible résistance en traction et à sa fragilité, on lui associe des armatures en acier.

La résistance caractéristique à la compression à 28 jours est l'une des principales propriétés du béton, elle est obtenue par des essais de compression sur des éprouvettes normalisées, appelées (16 x 32), de formes cylindriques de hauteur 32 cm et de diamètre 16 cm (Aire de 200 cm²).

Pour mettre en exergue l'influence de cette résistance sur les dimensions de la section en béton armé équivalente à un profilé donné, trois valeurs de f_{ck} ont été retenues pour la présente étude à savoir 25, 30 et 40 N/mm².

4.2.3. Acier d'armatures

Les différents types d'aciers d'armatures utilisés dans le béton armé se distinguent par leurs nuances, leur état de surface et de leurs propriétés mécaniques [7].

On distingue quatre types d'aciers pour armatures, du moins au plus écroui :

1. Les aciers doux, sans traitement thermique ayant une valeur caractéristique de la limite élastique garantie de 125 ou 235 N/mm². Ce sont les rond-lisses (noté Ø), ils possèdent une très grande déformation à la rupture (allongement de 22%) ;
2. Les aciers laminés à chaud, naturellement durs, dits aciers à haute adhérence de type I. Ce type d'acier a une limite d'élasticité garantie de 400 N/mm² et un allongement à la rupture de 14%.
3. Les aciers laminés à chaud et écrouis avec faible réduction de section (par traction-torsion), dits aciers à haute adhérence de type II. Ce type d'acier a une limite d'élasticité garantie de 500 N/mm² et un allongement à la rupture de 12%.
4. Les aciers laminés à froid par tréfilage (forte réduction de section), fortement écrouis, utilisés pour fabriquer les treillis soudés et fils sur bobines. Ce type d'acier a une limite d'élasticité garantie de 500 N/mm² et un allongement à la rupture de 8%.

On pourra retenir que l'action de l'écrouissage est d'augmenter la limite d'élasticité en faisant disparaître le palier de plasticité, et de diminuer l'allongement à la rupture (plus fragile). Les quatre types d'acier ont le même comportement élastique, donc un même module de Young de $E_s = 200\,000$ N/mm². La déformation à la limite élastique est voisine de 0,2%, en fonction de la valeur de la limite d'élasticité.

Afin de balayer tout les paramètres qui peuvent être influents sur les dimensions de la section en béton armé équivalente à un profilé donné ainsi que sur les taux d'armatures tendues et comprimées, trois valeurs pour la contrainte d'écoulement, f_{yk} , des aciers ont été retenues dans la présente étude à savoir 235, 400 et 500 N/mm².

4.3. Détermination du moment plastique pour les différents IPE

Lors du dimensionnement d'un élément de structure, on fait appel aux lois de la statique et de la résistance des matériaux. Pour le calcul des efforts internes à savoir le moment plastique on peut utiliser la méthode d'analyse plastique, tenant compte de la plastification totale de la

section [15]. Du fait que les caractéristiques géométriques des profilés sont données, ce calcul est facile, il suffit de connaître la contrainte d'écoulement, σ_y , de l'acier utilisé.

Les profilés en *IPE* ont une section en *I*, le modèle de calcul du moment plastique est exposé à l'annexe A. Le moment plastique de la gamme des *IPE* est donné dans le tableau (4.2) ci-après.

$$M_p = W_{pl} \cdot \sigma_y \quad (A1.4).$$

W_{pl} : Module plastique

$$\sigma_y = 235 \text{ N/mm}^2.$$

Tableau (4.2). Moment plastique des différents profilés type <i>IPE</i>			
Profilé	M_p (KN.m)	Profilé	M_p (KN.m)
<i>IPE</i> 80	5,45	<i>IPE</i> 270	113,74
<i>IPE</i> 100	9,26	<i>IPE</i> 300	147,58
<i>IPE</i> 120	14,26	<i>IPE</i> 330	188,94
<i>IPE</i> 140	20,75	<i>IPE</i> 360	239,47
<i>IPE</i> 160	29,14	<i>IPE</i> 400	307,15
<i>IPE</i> 180	39,01	<i>IPE</i> 450	399,97
<i>IPE</i> 200	51,94	<i>IPE</i> 500	515,59
<i>IPE</i> 220	66,98	<i>IPE</i> 550	654,95
<i>IPE</i> 240	86,25	<i>IPE</i> 600	825,32

4.4. Caractérisation de sections en béton armé équivalentes

4.4.1. Sections simplement armées

4.4.1.1. Introduction

La détermination de sections en béton simplement armées équivalentes aux différents *IPE* doit être établie par une conception optimale. Les sections en béton armé devant impérativement être sous armées (matériaux béton et acier exploités au maximum $\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{cu}$, ε_{st} et ε_{sc} dépassant ε_y avec $x/d = 0.50$ qui correspond à une déformation plastique des aciers. Il s'agit de déterminer les dimensions de la section rectangulaire équivalente b_c , h_c et la quantité

d'armatures tendues, A_s . Ceci est un problème ardu et complexe car il consiste à déterminer plusieurs inconnues à la fois.

Cette opération ne peut se faire qu'a développé un catalogue d'abaques à trois entrées liant graphiquement le moment réduit M_u/bd^2 et les taux d'armatures tendues, ρ , et comprimées, ρ' , en utilisant les caractéristiques des matériaux adoptées par l'*Eurocode 2* [8,13]. Ces abaques doivent être conçus en fonction des paramètres influents à savoir l'enrobage des acier d'/d , la résistance caractéristique à la compression du béton, f_{ck} , la résistance caractéristique des aciers, f_{yk} , la position de l'axe neutre, x/d , etc. (une partie du catalogue d'abaques est donnée à titre illustratif dans l'annexe B).

4.4.1.2. Processus de détermination

i) Principes

Le processus nécessite de connaître ou de fixer au préalable et en premier lieu les paramètres suivants : f_{ck} , f_{yk} et d'/d (Il est à noter que chacun des abaques développés a été fait pour une combinaison donnée de ces paramètres).

Par la suite, il est impératif de fixer l'une des inconnues géométriques. Pour la présente étude, il a été retenu de fixer la largeur de la section de béton équivalente, b_c , et ce proportionnellement à la largeur d'un profilé donné, b_s ; le rapport de proportionnalité est noté $\beta = b_c/b_s$ et varie de 1,5 à 2,5 avec un pas de 0,25. Cet intervalle correspondant à des sections courantes et pratiques.

En outre, il faudrait aussi fixer le rapport entre la hauteur utile de la section équivalente de béton, d , et sa hauteur totale, h_c , dans la présente étude, il a été retenu $d=0.9h_c$.

A partir de là, le processus de détermination peut être lancé et avec à la clef une autre exigence par rapport à x/d . En effet pour que les aciers soient condamnés à travailler dans le domaine plastique, il faudrait que x/d soit ≤ 0.50 (voir §3.3).

En prenant l'abaque appropriée pour une combinaison donnée de f_{ck} , f_{yk} et d'/d et en fixant $x/d=0.50$, par simple lecture sur la courbe de $\rho'=0$ en détermine $\rho = 100A_s/bd$ et M_u/bd^2 (projection verticale et projection horizontale), $M_u=M_p$ du profilé, $b_c = \beta b_s$ et $d=0.9h_c$. L'ensemble des inconnues se trouve de ce fait déterminé.

ii) Procédure

a) Détermination de la hauteur utile d_c :

Dans le cas général on pose :

$$\frac{M_u}{b_c d_c^2} = \lambda \quad (4.1)$$

à partir de l'équation (3.1) on trouve :

$$d_c = \sqrt{M_u / \lambda b_c} \quad (4.2)$$

b) Détermination de la quantité des armatures tendues A_s :

$$\text{On a } \frac{100 A_s}{b_c d_c} = \rho \quad (4.3)$$

De l'équation (3.3) on obtient :

$$A_s = \rho \frac{b_c d_c}{100} \quad (4.4)$$

En faisant varier le rapport géométrique, β , la résistance caractéristique du béton de 25, 30, 40 N/mm^2 et la contrainte d'écoulement des acier de 235, 400, 500 N/mm^2 et en balayant toute la gamme des profilés *IPE* on trouve des séries de sections rectangulaires en béton simplement armées (les résultats sont tabulés dans le §4.4.1.4).

iii) Traitement d'un exemple

Les données : Profilé *IPE* 270, contrainte d'écoulement du profilé $\sigma_y = 235 N/mm^2$, le rapport $\beta = 1.50$, le module plastique $W_{pl} 270 = 484 cm^3$, le moment plastique $M_p = 113.74 KN.m$, $b_s = 135 mm$.

A partir de l'abaque approprié pour un $f_{ck} = 30 N/mm^2$, $f_{yk} = 500 N/mm^2$, $d'/d = 0.10$ et pour un $x/d = 0.50$, on déduit les valeurs de : $M_u / bd^2 = 5.416 N/mm^2$ et $\rho = 100A_s/bd = 1.60$.

Résultats :

$$b_c = \beta b_s = 2025 mm,$$

$$d_c = 322 mm$$

$$h_c = 358 mm,$$

$$A_s = 1043 mm^2 = 3T16 + 3T14$$

4.4.1.3. Organigramme de calcul

Pour obtenir rapidement et facilement les dimensions de la section en béton armé b_c , h_c et leur ferrailage A_s , le nombre de paramètres influents est important à savoir la variation des f_{ck} , f_{yk} et le rapport géométrique β , un programme de calcul automatique assisté par l'ordinateur est nécessaire. L'organigramme de calcul est représenté par la figure (4.4).

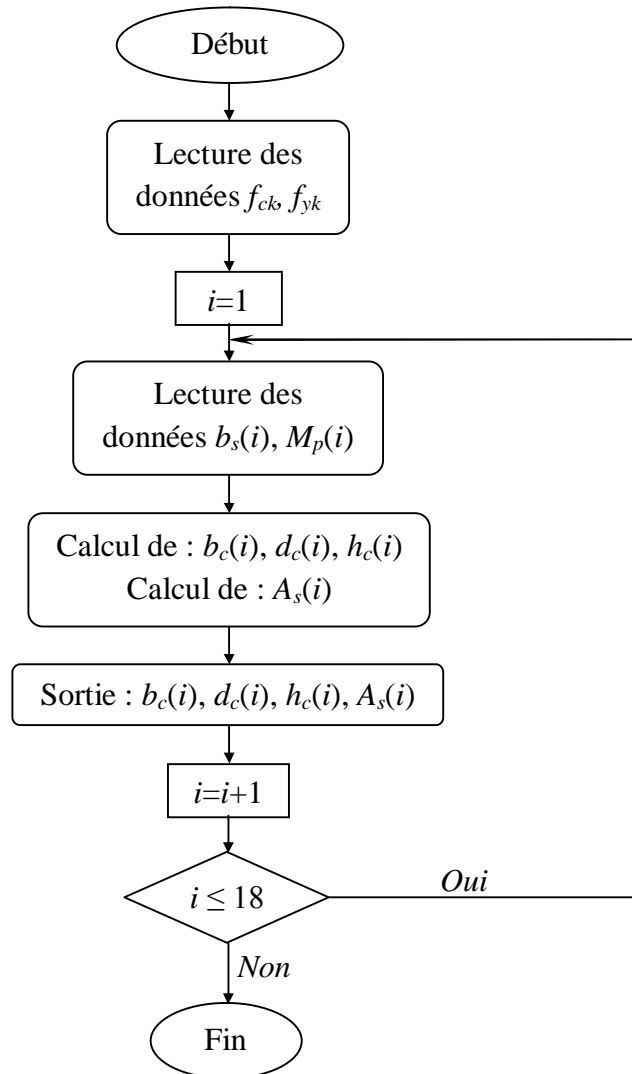


Figure (4.4). Organigramme de calcul de sections rectangulaires simplement armées

4.4.1.4. Résultats

i) Introduction

L'exécution du programme de calcul à été effectuée en tenant compte, à chaque fois, de tous les paramètres influents à savoir la variation de la résistance caractéristique du béton, f_{ck} , et la variation de la contrainte d'écoulement de l'acier d'armatures, f_{yk} , et ce pour les cinq valeurs du rapport géométrique β . Les tableaux (4.3) à (4.17) présentent les résultats obtenus par ce calcul. Le nombre important de résultats a permis d'apprécier l'effet de la variation de ces paramètres sur les dimensions de la section rectangulaire équivalente possédant un moment ultime qui est supposé dans la présente étude égal au moment plastique d'un profilé en charpente métallique de type IPE.

ii) Présentation tabulée

a) Pour $f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$

Tableau (4.3). Détermination de sections rectangulaires simplement armées équivalentes pour $f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$ $\beta = 1,50$ $x/d = 0,50$											
$f_{ck} \text{ (N/mm}^2\text{)}$			25			30			40		
Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)
IPE 80	5,45	6,90	13,2	14,7	2,55	12,0	13,4	2,74	10,4	11,6	3,17
IPE 100	9,26	8,25	15,7	17,5	3,64	14,3	15,9	3,90	12,4	13,8	4,52
IPE 120	14,26	9,60	18,1	20,1	4,87	16,5	18,3	5,22	14,3	15,9	6,05
IPE 140	20,75	10,95	20,4	22,7	6,27	18,6	20,7	6,73	16,2	18,0	7,79
IPE 160	29,14	12,30	22,9	25,4	7,87	20,8	23,1	8,45	18,1	20,1	9,79
IPE 180	39,01	13,65	25,1	27,9	9,6	22,9	25,4	10,30	19,9	22,1	11,93
IPE 200	51,94	15,00	27,6	30,7	11,61	25,2	28,0	12,46	21,9	24,3	14,43
IPE 220	66,98	16,50	29,9	33,3	13,83	27,3	30,3	14,84	23,7	26,3	17,18
IPE 240	86,25	18,00	32,5	36,1	16,39	29,6	32,9	17,59	25,7	28,6	20,37
IPE 270	113,74	20,25	35,2	39,1	19,96	32,1	35,6	21,43	27,8	30,9	24,81
IPE 300	147,58	22,50	38,0	42,3	23,97	34,7	38,5	25,73	30,1	33,4	29,79
IPE 330	188,94	24,00	41,7	46,3	28,01	38,0	42,2	30,07	33,0	36,6	34,81
IPE 360	239,47	25,50	45,5	50,6	32,5	41,5	46,1	34,89	36,0	40,0	40,39
IPE 400	307,15	27,00	50,1	55,7	37,88	45,6	50,7	40,66	39,6	44,0	47,07
IPE 450	399,97	28,50	55,6	61,8	44,41	50,7	56,3	47,67	44,0	48,9	55,19
IPE 500	515,59	30,00	61,6	68,4	51,73	56,1	62,3	55,53	48,7	54,1	64,29
IPE 550	654,95	31,50	67,7	75,3	59,74	61,7	68,5	64,13	53,6	59,5	74,24
IPE 600	825,32	33,00	74,3	82,5	68,64	67,7	75,2	73,68	58,7	65,3	85,30

Tableau (4.4). Détermination de sections rectangulaires simplement armées équivalentes pour $f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$ $\beta = 1,75$ $x/d = 0,50$

$f_{ck} \text{ (N/mm}^2\text{)}$			25			30			40		
Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)
IPE 80	5,45	8,05	12,2	13,6	2,75	11,1	12,4	2,96	9,7	10,7	3,42
IPE 100	9,26	9,63	14,6	16,2	3,93	13,3	14,7	4,22	11,5	12,8	4,88
IPE 120	14,26	11,20	16,8	18,6	5,26	15,3	17,0	5,64	13,3	14,7	6,53
IPE 140	20,75	12,78	18,9	21,0	6,77	17,2	19,2	7,27	15,0	16,6	8,42
IPE 160	29,14	14,35	21,2	23,5	8,51	19,3	21,4	9,13	16,7	18,6	10,57
IPE 180	39,01	15,93	23,2	25,8	10,37	21,2	23,5	11,13	18,4	20,4	12,88
IPE 200	51,94	17,50	25,6	28,4	12,54	23,3	25,9	13,46	20,2	22,5	15,58
IPE 220	66,98	19,25	27,7	30,8	14,93	25,2	28,0	16,03	21,9	24,3	18,56
IPE 240	86,25	21,00	30,1	33,4	17,7	27,4	30,5	19,00	23,8	26,5	22,00
IPE 270	113,74	23,63	32,6	36,2	21,56	29,7	33,0	23,14	25,8	28,6	26,79
IPE 300	147,58	26,25	35,2	39,1	25,89	32,1	35,6	27,79	27,9	30,9	32,17
IPE 330	188,94	28,00	38,6	42,9	30,25	35,1	39,1	32,47	30,5	33,9	37,60
IPE 360	239,47	29,75	42,1	46,8	35,11	38,4	42,7	37,68	33,3	37,0	43,63
IPE 400	307,15	31,50	46,4	51,5	40,91	42,2	46,9	43,92	36,7	40,8	50,84
IPE 450	399,97	33,25	51,5	57,2	47,96	46,9	52,1	51,49	40,7	45,3	59,61
IPE 500	515,59	35,00	57,0	63,3	55,87	51,9	57,7	59,98	45,1	50,1	69,44
IPE 550	654,95	36,75	62,7	69,7	64,53	57,1	63,5	69,27	49,6	55,1	80,19
IPE 600	825,32	38,50	68,8	76,4	74,14	62,6	69,6	79,59	54,4	60,4	92,14

Tableau (4.5). Détermination de sections rectangulaires simplement armées équivalentes pour $f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$ $\beta = 2,00$ $x/d = 0,50$

$f_{ck} \text{ (N/mm}^2\text{)}$			25			30			40		
Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)
IPE 80	5,45	9,2	11,4	12,7	2,95	10,4	11,6	3,16	9,0	10,0	3,66
IPE 100	9,26	11,0	13,6	15,1	4,2	12,4	13,8	4,51	10,8	12,0	5,22
IPE 120	14,26	12,8	15,7	17,4	5,62	14,3	15,9	6,03	12,4	13,8	6,98
IPE 140	20,75	14,6	17,7	19,7	7,24	16,1	17,9	7,77	14,0	15,6	9,00
IPE 160	29,14	16,4	19,8	22,0	9,09	18,0	20,0	9,76	15,7	17,4	11,30
IPE 180	39,01	18,2	21,7	24,2	11,08	19,8	22,0	11,90	17,2	19,1	13,77
IPE 200	51,94	20,0	23,9	26,6	13,41	21,8	24,2	14,39	18,9	21,0	16,66
IPE 220	66,98	22,0	25,9	28,8	15,97	23,6	26,2	17,14	20,5	22,8	19,84
IPE 240	86,25	24,0	28,2	31,3	18,92	25,6	28,5	20,31	22,3	24,7	23,52
IPE 270	113,74	27,0	30,5	33,9	23,05	27,8	30,9	24,74	24,1	26,8	28,64
IPE 300	147,58	30,0	32,9	36,6	27,67	30,0	33,3	29,71	26,1	29,0	34,39
IPE 330	188,94	32,0	36,1	40,1	32,34	32,9	36,5	34,72	28,5	31,7	40,19
IPE 360	239,47	34,0	39,4	43,8	37,53	35,9	39,9	40,29	31,2	34,6	46,64
IPE 400	307,15	36,0	43,4	48,2	43,74	39,5	43,9	46,95	34,3	38,1	54,35
IPE 450	399,97	38,0	48,2	53,5	51,28	43,9	48,8	55,04	38,1	42,3	63,72
IPE 500	515,59	40,0	53,3	59,3	59,73	48,6	54,0	64,12	42,2	46,9	74,23
IPE 550	654,95	42,0	58,7	65,2	68,98	53,4	59,4	74,05	46,4	51,5	85,73
IPE 600	825,32	44,0	64,3	71,5	79,26	58,6	65,1	85,08	50,9	56,5	98,50

Tableau (4.6). Détermination de sections rectangulaires simplement armées équivalentes pour $f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$ $\beta = 2,25$ $x/d = 0,50$

$f_{ck} \text{ (N/mm}^2\text{)}$			25			30			40		
Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)
IPE 80	5,45	10,35	10,8	12,0	3,12	9,8	10,9	3,35	8,5	9,5	3,88
IPE 100	9,26	12,38	12,8	14,3	4,45	11,7	13,0	4,78	10,2	11,3	5,53
IPE 120	14,26	14,40	14,8	16,4	5,96	13,5	15,0	6,40	11,7	13,0	7,41
IPE 140	20,75	16,43	16,7	18,6	7,68	15,2	16,9	8,24	13,2	14,7	9,54
IPE 160	29,14	18,40	18,7	20,7	9,64	17,0	18,9	10,35	14,8	16,4	11,99
IPE 180	39,01	20,48	20,5	22,8	11,75	18,7	20,7	12,62	16,2	18,0	14,61
IPE 200	51,94	22,50	22,6	25,1	14,22	20,6	22,8	15,26	17,8	19,8	17,67
IPE 220	66,98	24,75	24,4	27,2	16,93	22,3	24,7	18,18	19,3	21,5	21,05
IPE 240	86,25	27,00	26,5	29,5	20,07	24,2	26,9	21,55	21,0	23,3	24,94
IPE 270	113,74	30,38	28,7	31,9	24,45	26,2	29,1	26,24	22,7	25,3	30,38
IPE 300	147,58	33,75	31,1	34,5	29,35	28,3	31,4	31,51	24,6	27,3	36,48
IPE 330	188,94	36,00	34,0	37,8	34,3	31,0	34,4	36,82	26,9	29,9	42,63
IPE 360	239,47	38,25	37,2	41,3	39,81	33,9	37,6	42,73	29,4	32,7	49,47
IPE 400	307,15	40,50	40,9	45,5	46,39	37,3	41,4	49,80	32,4	35,9	57,65
IPE 450	399,97	42,75	45,4	50,5	54,39	41,4	46,0	58,38	35,9	39,9	67,59
IPE 500	515,59	45,00	50,3	55,9	63,35	45,8	50,9	68,01	39,8	44,2	78,73
IPE 550	654,95	47,25	55,3	61,4	73,17	50,4	56,0	78,54	43,7	48,6	90,93
IPE 600	825,32	49,50	60,7	67,4	84,07	55,2	61,4	90,24	48,0	53,3	104,48

Tableau (4.7). Détermination de sections rectangulaires simplement armées équivalentes pour $f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$ $\beta = 2,50$ $x/d = 0,50$

$f_{ck} \text{ (N/mm}^2\text{)}$			25			30			40		
Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)
IPE 80	5,45	11,50	10,2	11,4	3,29	9,3	10,3	3,53	8,1	9,0	4,09
IPE 100	9,26	13,75	12,2	13,5	4,69	11,1	12,3	5,04	9,6	10,7	5,83
IPE 120	14,26	16,00	14,0	15,6	6,28	12,8	14,2	6,74	11,1	12,3	7,81
IPE 140	20,75	18,25	15,8	17,6	8,09	14,4	16,0	8,69	12,5	13,9	10,06
IPE 160	29,14	20,50	17,7	19,7	10,17	16,1	17,9	10,91	14,0	15,6	12,63
IPE 180	39,01	22,75	19,5	21,6	12,39	17,7	19,7	13,30	15,4	17,1	15,40
IPE 200	51,94	25,00	21,4	23,8	14,99	19,5	21,7	16,09	16,9	18,8	18,63
IPE 220	66,98	27,50	23,2	25,8	17,85	21,1	23,5	19,16	18,3	20,4	22,18
IPE 240	86,25	30,00	25,2	28,0	21,16	22,9	25,5	22,71	19,9	22,1	26,29
IPE 270	113,74	33,75	27,3	30,3	25,77	24,8	27,6	27,66	21,6	24,0	32,03
IPE 300	147,58	37,50	29,5	32,7	30,94	26,8	29,8	33,21	23,3	25,9	38,45
IPE 330	188,94	40,00	32,3	35,9	36,16	29,4	32,7	38,81	25,5	28,4	44,94
IPE 360	239,47	42,50	35,3	39,2	41,96	32,1	35,7	45,04	27,9	31,0	52,15
IPE 400	307,15	45,00	38,8	43,1	48,90	35,3	39,3	52,49	30,7	34,1	60,77
IPE 450	399,97	47,50	43,1	47,9	57,33	39,3	43,6	61,54	34,1	37,9	71,25
IPE 500	515,59	50,00	47,7	53,0	66,78	43,4	48,3	71,69	37,7	41,9	82,99
IPE 550	654,95	52,50	52,5	58,3	77,13	47,8	53,1	82,79	41,5	46,1	95,85
IPE 600	825,32	55,00	57,5	63,9	88,61	52,4	58,2	95,12	45,5	50,6	110,13

b) Pour $f_{yk}=400 \text{ N/mm}^2$

Tableau (4.8). Détermination de sections rectangulaires simplement armées équivalentes pour $f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2$ $\beta = 1,50$ $x/d = 0,50$

$f_{ck} \text{ (N/mm}^2\text{)}$			25			30			40		
Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)
IPE 80	5,45	6,90	13,2	14,7	1,48	12,1	13,4	1,67	10,4	11,6	1,87
IPE 100	9,26	8,25	15,7	17,5	2,12	14,4	16,0	2,38	12,4	13,8	2,67
IPE 120	14,26	9,60	18,1	20,1	2,83	16,6	18,4	3,18	14,3	15,9	3,57
IPE 140	20,75	10,95	20,4	22,7	3,65	18,7	20,8	4,10	16,1	17,9	4,60
IPE 160	29,14	12,30	22,9	25,4	4,58	20,9	23,2	5,15	18,1	20,1	5,77
IPE 180	39,01	13,65	25,1	27,9	5,58	23,0	25,5	6,27	19,8	22,0	7,04
IPE 200	51,94	15,00	27,6	30,7	6,76	25,3	28,1	7,59	21,8	24,2	8,51
IPE 220	66,98	16,50	29,9	33,2	8,05	27,4	30,4	9,03	23,6	26,3	10,14
IPE 240	86,25	18,00	32,5	36,1	9,54	29,7	33,0	10,71	25,7	28,5	12,01
IPE 270	113,74	20,25	35,2	39,1	11,62	32,2	35,8	13,04	27,8	30,9	14,63
IPE 300	147,58	22,50	38,0	42,3	13,95	34,8	38,7	15,66	30,0	33,4	17,57
IPE 330	188,94	24,00	41,7	46,3	16,30	38,1	42,4	18,30	32,9	36,6	20,53
IPE 360	239,47	25,50	45,5	50,6	18,91	41,6	46,3	21,24	35,9	39,9	23,83
IPE 400	307,15	27,00	50,1	55,6	22,04	45,8	50,9	24,75	39,6	43,9	27,77
IPE 450	399,97	28,50	55,6	61,8	25,84	50,9	56,6	29,02	43,9	48,8	32,55
IPE 500	515,59	30,00	61,6	68,4	30,10	56,3	62,6	33,80	48,6	54,0	37,92
IPE 550	654,95	31,50	67,7	75,2	34,76	62,0	68,8	39,03	53,5	59,4	43,80
IPE 600	825,32	33,00	74,3	82,5	39,94	68,0	75,5	44,85	58,6	65,2	50,32

Tableau (4.9). Détermination de sections rectangulaires simplement armées équivalentes pour $f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2$ $\beta = 1,75$ $x/d = 0,50$

$f_{ck} \text{ (N/mm}^2\text{)}$			25			30			40		
Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)
IPE 80	5,45	8,05	12,2	13,6	1,60	11,2	12,4	1,80	9,6	10,7	2,02
IPE 100	9,26	9,63	14,6	16,2	2,28	13,3	14,8	2,57	11,5	12,8	2,88
IPE 120	14,26	11,20	16,8	18,6	3,06	15,3	17,0	3,43	13,2	14,7	3,85
IPE 140	20,75	12,78	18,9	21,0	3,94	17,3	19,2	4,42	14,9	16,6	4,96
IPE 160	29,14	14,35	21,2	23,5	4,95	19,4	21,5	5,56	16,7	18,6	6,24
IPE 180	39,01	15,93	23,2	25,8	6,03	21,3	23,6	6,77	18,4	20,4	7,60
IPE 200	51,94	17,50	25,6	28,4	7,30	23,4	26,0	8,19	20,2	22,4	9,19
IPE 220	66,98	19,25	27,7	30,8	8,69	25,3	28,2	9,76	21,9	24,3	10,95
IPE 240	86,25	21,00	30,1	33,4	10,30	27,5	30,6	11,57	23,8	26,4	12,98
IPE 270	113,74	23,63	32,6	36,2	12,55	29,8	33,1	14,09	25,7	28,6	15,81
IPE 300	147,58	26,25	35,2	39,1	15,06	32,2	35,8	16,91	27,8	30,9	18,98
IPE 330	188,94	28,00	38,6	42,9	17,60	35,3	39,2	19,77	30,5	33,8	22,18
IPE 360	239,47	29,75	42,1	46,8	20,43	38,6	42,8	22,94	33,3	37,0	25,74
IPE 400	307,15	31,50	46,4	51,5	23,81	42,4	47,1	26,73	36,6	40,7	29,99
IPE 450	399,97	33,25	51,5	57,2	27,91	47,1	52,4	31,34	40,7	45,2	35,16
IPE 500	515,59	35,00	57,0	63,3	32,51	52,2	57,9	36,51	45,0	50,0	40,96
IPE 550	654,95	36,75	62,7	69,6	37,55	57,4	63,7	42,16	49,5	55,0	47,31
IPE 600	825,32	38,50	68,7	76,4	43,14	62,9	69,9	48,44	54,3	60,3	54,35

Tableau (4.10). Détermination de sections rectangulaires simplement armées équivalentes pour $f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2$ $\beta = 2,00$ $x/d = 0,50$

$f_{ck} \text{ (N/mm}^2\text{)}$			25			30			40		
Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)
IPE 80	5,45	9,20	11,4	12,7	1,71	10,5	11,6	1,92	9,0	10,0	2,16
IPE 100	9,26	11,00	13,6	15,1	2,44	12,5	13,9	2,74	10,8	12,0	3,08
IPE 120	14,26	12,80	15,7	17,4	3,27	14,3	15,9	3,67	12,4	13,8	4,12
IPE 140	20,75	14,60	17,7	19,7	4,21	16,2	18,0	4,73	14,0	15,5	5,31
IPE 160	29,14	16,40	19,8	22,0	5,29	18,1	20,1	5,94	15,6	17,4	6,67
IPE 180	39,01	18,20	21,7	24,2	6,45	19,9	22,1	7,24	17,2	19,1	8,12
IPE 200	51,94	20,00	23,9	26,6	7,80	21,9	24,3	8,76	18,9	21,0	9,83
IPE 220	66,98	22,00	25,9	28,8	9,29	23,7	26,3	10,43	20,5	22,7	11,70
IPE 240	86,25	24,00	28,1	31,3	11,01	25,8	28,6	12,36	22,2	24,7	13,87
IPE 270	113,74	27,00	30,5	33,9	13,41	27,9	31,0	15,06	24,1	26,7	16,90
IPE 300	147,58	30,00	32,9	36,6	16,10	30,1	33,5	18,08	26,0	28,9	20,29
IPE 330	188,94	32,00	36,1	40,1	18,82	33,0	36,7	21,13	28,5	31,7	23,71
IPE 360	239,47	34,00	39,4	43,8	21,84	36,1	40,1	24,52	31,1	34,6	27,51
IPE 400	307,15	36,00	43,4	48,2	25,45	39,7	44,1	28,58	34,3	38,1	32,06
IPE 450	399,97	38,00	48,2	53,5	29,84	44,1	49,0	33,50	38,0	42,3	37,59
IPE 500	515,59	40,00	53,3	59,2	34,76	48,8	54,2	39,03	42,1	46,8	43,79
IPE 550	654,95	42,00	58,6	65,1	40,14	53,7	59,6	45,07	46,3	51,5	50,57
IPE 600	825,32	44,00	64,3	71,5	46,12	58,8	65,4	51,79	50,8	56,4	58,11

Tableau (4.11). Détermination de sections rectangulaires simplement armées équivalentes pour $f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2$ $\beta = 2,25$ $x/d = 0,50$

$f_{ck} \text{ (N/mm}^2\text{)}$			25			30			40		
Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)
IPE 80	5,45	10,35	10,8	12,0	1,82	9,9	11,0	2,04	8,5	9,5	2,29
IPE 100	9,26	12,38	12,8	14,3	2,59	11,8	13,1	2,91	10,1	11,3	3,26
IPE 120	14,26	14,40	14,8	16,4	3,47	13,5	15,0	3,89	11,7	13,0	4,37
IPE 140	20,75	16,43	16,7	18,5	4,47	15,3	17,0	5,02	13,2	14,6	5,63
IPE 160	29,14	18,45	18,7	20,7	5,61	17,1	19,0	6,30	14,7	16,4	7,07
IPE 180	39,01	20,48	20,5	22,8	6,84	18,8	20,8	7,68	16,2	18,0	8,62
IPE 200	51,94	22,50	22,6	25,1	8,27	20,6	22,9	9,29	17,8	19,8	10,42
IPE 220	66,98	24,75	24,4	27,1	9,85	22,4	24,8	11,06	19,3	21,4	12,41
IPE 240	86,25	27,00	26,5	29,5	11,68	24,3	27,0	13,11	21,0	23,3	14,71
IPE 270	113,74	30,38	28,7	31,9	14,23	26,3	29,2	15,97	22,7	25,2	17,92
IPE 300	147,58	33,75	31,0	34,5	17,08	28,4	31,6	19,18	24,5	27,2	21,52
IPE 330	188,94	36,00	34,0	37,8	19,96	31,1	34,6	22,41	26,9	29,9	25,15
IPE 360	239,47	38,25	37,2	41,3	23,16	34,0	37,8	26,01	29,3	32,6	29,18
IPE 400	307,15	40,50	40,9	45,4	26,99	37,4	41,6	30,31	32,3	35,9	34,01
IPE 450	399,97	42,75	45,4	50,5	31,65	41,6	46,2	35,54	35,9	39,9	39,87
IPE 500	515,59	45,00	50,3	55,8	36,86	46,0	51,1	41,40	39,7	44,1	46,44
IPE 550	654,95	47,25	55,3	61,4	42,58	50,6	56,2	47,81	43,7	48,5	53,64
IPE 600	825,32	49,50	60,6	67,4	48,92	55,5	61,6	54,93	47,9	53,2	61,63

Tableau (4.12). Détermination de sections rectangulaires simplement armées équivalentes pour $f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2$ $\beta = 2,50$ $x/d = 0,50$

$f_{ck} \text{ (N/mm}^2\text{)}$			25			30			40		
Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)
IPE 80	5,45	11,50	10,2	11,4	1,92	9,4	10,4	2,15	8,1	9,0	2,41
IPE 100	9,26	13,75	12,2	13,5	2,73	11,2	12,4	3,07	9,6	10,7	3,44
IPE 120	14,26	16,00	14,0	15,6	3,66	12,8	14,3	4,10	11,1	12,3	4,61
IPE 140	20,75	18,25	15,8	17,6	4,71	14,5	16,1	5,29	12,5	13,9	5,93
IPE 160	29,14	20,50	17,7	19,7	5,92	16,2	18,0	6,64	14,0	15,5	7,45
IPE 180	39,01	22,75	19,4	21,6	7,21	17,8	19,8	8,10	15,4	17,1	9,08
IPE 200	51,94	25,00	21,4	23,8	8,72	19,6	21,8	9,79	16,9	18,8	10,99
IPE 220	66,98	27,50	23,2	25,7	10,39	21,2	23,6	11,66	18,3	20,3	13,09
IPE 240	86,25	30,00	25,2	28,0	12,31	23,0	25,6	13,82	19,9	22,1	15,51
IPE 270	113,74	33,75	27,3	30,3	14,99	24,9	27,7	16,84	21,5	23,9	18,89
IPE 300	147,58	37,50	29,5	32,7	18,00	27,0	30,0	20,22	23,3	25,8	22,68
IPE 330	188,94	40,00	32,3	35,9	21,04	29,5	32,8	23,63	25,5	28,3	26,51
IPE 360	239,47	42,50	35,2	39,2	24,42	32,3	35,8	27,42	27,8	30,9	30,76
IPE 400	307,15	45,00	38,8	43,1	28,45	35,5	39,4	31,95	30,6	34,0	35,85
IPE 450	399,97	47,50	43,1	47,9	33,36	39,4	43,8	37,46	34,0	37,8	42,03
IPE 500	515,59	50,00	47,7	53,0	38,86	43,6	48,5	43,63	37,7	41,8	48,96
IPE 550	654,95	52,50	52,4	58,3	44,88	48,0	53,3	50,39	41,4	46,0	56,54
IPE 600	825,32	55,00	57,5	63,9	51,56	52,6	58,5	57,90	45,4	50,5	64,96

c) Pour $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$

Tableau (4.13). Détermination de sections rectangulaires simplement armées équivalentes pour $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ $\beta = 1,50$ $x/d = 0,50$

$f_{ck} \text{ (N/mm}^2\text{)}$			25			30			40		
Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)
IPE 80	5,45	6,90	13,2	14,6	1,18	12,1	13,4	1,33	10,4	11,6	1,51
IPE 100	9,26	8,25	15,7	17,5	1,69	14,4	16,0	1,90	12,4	13,8	2,16
IPE 120	14,26	9,60	18,1	20,1	2,26	16,6	18,4	2,54	14,3	15,9	2,89
IPE 140	20,75	10,95	20,4	22,7	2,91	18,7	20,8	3,28	16,2	18,0	3,72
IPE 160	29,14	12,30	22,8	25,4	3,65	20,9	23,2	4,12	18,1	20,1	4,67
IPE 180	39,01	13,65	25,1	27,9	4,45	23,0	25,5	5,02	19,9	22,1	5,69
IPE 200	51,94	15,00	27,6	30,7	5,38	25,3	28,1	6,07	21,9	24,3	6,88
IPE 220	66,98	16,50	29,9	33,2	6,41	27,4	30,4	7,23	23,7	26,3	8,20
IPE 240	86,25	18,00	32,5	36,1	7,60	29,7	33,0	8,57	25,7	28,6	9,72
IPE 270	113,74	20,25	35,2	39,1	9,26	32,2	35,8	10,43	27,8	30,9	11,84
IPE 300	147,58	22,50	38,0	42,2	11,11	34,8	38,7	12,53	30,1	33,4	14,21
IPE 330	188,94	24,00	41,6	46,2	12,99	38,1	42,4	14,64	33,0	36,6	16,61
IPE 360	239,47	25,50	45,5	50,5	15,07	41,6	46,3	16,99	36,0	40,0	19,27
IPE 400	307,15	27,00	50,0	55,6	17,56	45,8	50,9	19,80	39,6	44,0	22,46
IPE 450	399,97	28,50	55,6	61,7	20,59	50,9	56,6	23,21	44,0	48,9	26,33
IPE 500	515,59	30,00	61,5	68,3	23,98	56,3	62,6	27,04	48,7	54,1	30,67
IPE 550	654,95	31,50	67,6	75,2	27,70	62,0	68,8	31,23	53,6	59,5	35,42
IPE 600	825,32	33,00	74,2	82,4	31,83	68,0	75,5	35,88	58,7	65,3	40,70

Tableau (4.14). Détermination de sections rectangulaires simplement armées équivalentes pour $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ $\beta = 1,75$ $x/d = 0,50$

$f_{ck} \text{ (N/mm}^2\text{)}$			25			30			40		
Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)
IPE 80	5,45	8,05	12,2	13,6	1,28	11,2	12,4	1,44	9,7	10,7	1,63
IPE 100	9,26	9,63	14,6	16,2	1,82	13,3	14,8	2,05	11,5	12,8	2,33
IPE 120	14,26	11,20	16,7	18,6	2,44	15,3	17,0	2,75	13,3	14,7	3,12
IPE 140	20,75	12,78	18,9	21,0	3,14	17,3	19,2	3,54	15,0	16,6	4,02
IPE 160	29,14	14,35	21,1	23,5	3,94	19,4	21,5	4,45	16,7	18,6	5,04
IPE 180	39,01	15,93	23,2	25,8	4,81	21,3	23,6	5,42	18,4	20,4	6,15
IPE 200	51,94	17,50	25,6	28,4	5,81	23,4	26,0	6,55	20,2	22,5	7,44
IPE 220	66,98	19,25	27,7	30,7	6,92	25,3	28,2	7,81	21,9	24,3	8,86
IPE 240	86,25	21,00	30,1	33,4	8,21	27,5	30,6	9,25	23,8	26,4	10,50
IPE 270	113,74	23,63	32,6	36,2	10,00	29,8	33,1	11,27	25,8	28,6	12,78
IPE 300	147,58	26,25	35,2	39,1	12,00	32,2	35,8	13,53	27,8	30,9	15,35
IPE 330	188,94	28,00	38,5	42,8	14,03	35,3	39,2	15,81	30,5	33,9	17,94
IPE 360	239,47	29,75	42,1	46,8	16,28	38,6	42,8	18,35	33,3	37,0	20,82
IPE 400	307,15	31,50	46,3	51,5	18,97	42,4	47,1	21,39	36,7	40,7	24,26
IPE 450	399,97	33,25	51,5	57,2	22,24	47,1	52,4	25,07	40,7	45,3	28,44
IPE 500	515,59	35,00	56,9	63,3	25,91	52,2	57,9	29,21	45,1	50,1	33,13
IPE 550	654,95	36,75	62,6	69,6	29,92	57,4	63,7	33,73	49,6	55,1	38,26
IPE 600	825,32	38,50	68,7	76,3	34,38	62,9	69,9	38,75	54,4	60,4	43,96

Tableau (4.15). Détermination de sections rectangulaires simplement armées équivalentes pour $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ $\beta = 2,00$ $x/d = 0,50$

$f_{ck} \text{ (N/mm}^2\text{)}$			25			30			40		
Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)
IPE 80	5,45	9,20	11,4	12,7	1,37	10,5	11,6	1,54	9,0	10,0	1,75
IPE 100	9,26	11,00	13,6	15,1	1,95	12,5	13,9	2,19	10,8	12,0	2,49
IPE 120	14,26	12,80	15,7	17,4	2,61	14,3	15,9	2,94	12,4	13,8	3,33
IPE 140	20,75	14,60	17,7	19,7	3,36	16,2	18,0	3,78	14,0	15,6	4,29
IPE 160	29,14	16,40	19,8	22,0	4,22	18,1	20,1	4,75	15,7	17,4	5,39
IPE 180	39,01	18,20	21,7	24,1	5,14	19,9	22,1	5,79	17,2	19,1	6,57
IPE 200	51,94	20,00	23,9	26,6	6,22	21,9	24,3	7,01	18,9	21,0	7,95
IPE 220	66,98	22,00	25,9	28,8	7,40	23,7	26,3	8,35	20,5	22,8	9,47
IPE 240	86,25	24,00	28,1	31,2	8,77	25,8	28,6	9,89	22,3	24,7	11,22
IPE 270	113,74	27,00	30,4	33,8	10,69	27,9	31,0	12,05	24,1	26,8	13,67
IPE 300	147,58	30,00	32,9	36,6	12,83	30,1	33,5	14,47	26,0	28,9	16,41
IPE 330	188,94	32,00	36,0	40,1	15,00	33,0	36,7	16,91	28,5	31,7	19,18
IPE 360	239,47	34,00	39,4	43,7	17,40	36,1	40,1	19,62	31,2	34,6	22,25
IPE 400	307,15	36,00	43,3	48,1	20,28	39,7	44,1	22,86	34,3	38,1	25,93
IPE 450	399,97	38,00	48,1	53,5	23,78	44,1	49,0	26,80	38,1	42,3	30,41
IPE 500	515,59	40,00	53,3	59,2	27,70	48,8	54,2	31,22	42,2	46,9	35,42
IPE 550	654,95	42,00	58,6	65,1	31,99	53,7	59,6	36,06	46,4	51,5	40,91
IPE 600	825,32	44,00	64,2	71,4	36,75	58,8	65,4	41,43	50,9	56,5	47,00

Tableau (4.16). Détermination de sections rectangulaires simplement armées équivalentes pour $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ $\beta = 2,25$ $x/d = 0,50$

$f_{ck} \text{ (N/mm}^2\text{)}$			25			30			40		
Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)
IPE 80	5,45	10,35	10,8	12,0	1,45	9,9	11,0	1,63	8,5	9,5	1,85
IPE 100	9,26	12,38	12,8	14,3	2,06	11,8	13,1	2,33	10,2	11,3	2,64
IPE 120	14,26	14,40	14,8	16,4	2,76	13,5	15,0	3,12	11,7	13,0	3,53
IPE 140	20,75	16,43	16,7	18,5	3,56	15,3	17,0	4,01	13,2	14,7	4,55
IPE 160	29,14	18,45	18,6	20,7	4,47	17,1	19,0	5,04	14,8	16,4	5,72
IPE 180	39,01	20,48	20,5	22,8	5,45	18,8	20,8	6,14	16,2	18,0	6,97
IPE 200	51,94	22,50	22,5	25,0	6,59	20,6	22,9	7,43	17,8	19,8	8,43
IPE 220	66,98	24,75	24,4	27,1	7,85	22,4	24,8	8,85	19,3	21,5	10,04
IPE 240	86,25	27,00	26,5	29,5	9,31	24,3	27,0	10,49	21,0	23,3	11,90
IPE 270	113,74	30,38	28,7	31,9	11,34	26,3	29,2	12,78	22,7	25,3	14,50
IPE 300	147,58	33,75	31,0	34,5	13,61	28,4	31,6	15,34	24,6	27,3	17,41
IPE 330	188,94	36,00	34,0	37,8	15,91	31,1	34,6	17,93	26,9	29,9	20,34
IPE 360	239,47	38,25	37,1	41,2	18,46	34,0	37,8	20,81	29,4	32,7	23,60
IPE 400	307,15	40,50	40,9	45,4	21,51	37,4	41,6	24,25	32,3	35,9	27,51
IPE 450	399,97	42,75	45,4	50,4	25,22	41,6	46,2	28,43	35,9	39,9	32,25
IPE 500	515,59	45,00	50,2	55,8	29,38	46,0	51,1	33,12	39,8	44,2	37,57
IPE 550	654,95	47,25	55,2	61,4	33,93	50,6	56,2	38,25	43,7	48,6	43,39
IPE 600	825,32	49,50	60,6	67,3	38,98	55,5	61,6	43,94	48,0	53,3	49,85

Tableau (4.17). Détermination de sections rectangulaires simplement armées équivalentes pour $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ $\beta = 2,50$ $x/d = 0,50$

$f_{ck} \text{ (N/mm}^2\text{)}$			25			30			40		
Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)	d_c (cm)	h_c (cm)	A_s (cm ²)
IPE 80	5,45	11,50	10,2	11,3	1,53	9,4	10,4	1,72	8,1	9,0	1,95
IPE 100	9,26	13,75	12,2	13,5	2,18	11,2	12,4	2,45	9,6	10,7	2,78
IPE 120	14,26	16,00	14,0	15,6	2,91	12,8	14,3	3,28	11,1	12,3	3,73
IPE 140	20,75	18,25	15,8	17,6	3,75	14,5	16,1	4,23	12,5	13,9	4,80
IPE 160	29,14	20,50	17,7	19,7	4,71	16,2	18,0	5,31	14,0	15,6	6,03
IPE 180	39,01	22,75	19,4	21,6	5,75	17,8	19,8	6,48	15,4	17,1	7,35
IPE 200	51,94	25,00	21,4	23,8	6,95	19,6	21,8	7,83	16,9	18,8	8,89
IPE 220	66,98	27,50	23,2	25,7	8,28	21,2	23,6	9,33	18,3	20,4	10,58
IPE 240	86,25	30,00	25,2	27,9	9,81	23,0	25,6	11,06	19,9	22,1	12,55
IPE 270	113,74	33,75	27,2	30,3	11,95	24,9	27,7	13,47	21,6	24,0	15,28
IPE 300	147,58	37,50	29,4	32,7	14,35	27,0	30,0	16,17	23,3	25,9	18,35
IPE 330	188,94	40,00	32,2	35,8	16,77	29,5	32,8	18,90	25,5	28,4	21,44
IPE 360	239,47	42,50	35,2	39,1	19,46	32,3	35,8	21,93	27,9	31,0	24,88
IPE 400	307,15	45,00	38,8	43,1	22,67	35,5	39,4	25,56	30,7	34,1	29,00
IPE 450	399,97	47,50	43,0	47,8	26,58	39,4	43,8	29,97	34,1	37,9	33,99
IPE 500	515,59	50,00	47,6	52,9	30,96	43,6	48,5	34,91	37,7	41,9	39,60
IPE 550	654,95	52,50	52,4	58,2	35,76	48,0	53,3	40,31	41,5	46,1	45,73
IPE 600	825,32	55,00	57,5	63,9	41,09	52,6	58,5	46,32	45,5	50,5	52,55

4.4.2. Sections doublement armées

4.4.2.1. Méthode de calcul

Les sections des poutres en béton armé utilisées en pratique sont en général doublement armées (c'est-à-dire avec armatures de montage), leurs conception doit être aussi sous armées ($x/d \leq 0.50$), la détermination des dimensions b_c et h_c , ainsi que la quantité d'armatures tendues, A_s , et comprimées, A'_s , doit passer par les étapes suivantes :

- Les données du problème sont :
 - Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés, tel que f_{ck} et f_{yk} ;
 - Le moment ultime exercé qui est pris égal à M_p d'un profilé donné ;
 - Les dimensions et les armatures tendues des sections simplement armées obtenues (b_c, h_c, A_s)
- L'approche dans cette partie est analytique ; la détermination des quantités d'armatures tendues et comprimées ainsi que le moment plastique peuvent être obtenus analytiquement en prenant un bloc rectangulaires simplifié basé sur le principe de Whitney et adopté par l'Eurocode 2 et précédemment par le BAEL, figure (4.5), et un diagramme bilinéaire pour les aciers et avec un module d'élasticité constant, $E_s=200 \text{ KN/mm}^2$.

L'Eurocode 2 préconise pour les aciers tendus et comprimés de travailler dans le domaine plastique et ce après un certain point pour palier la différence existe entre un diagramme bilinéaire et trinéaire.

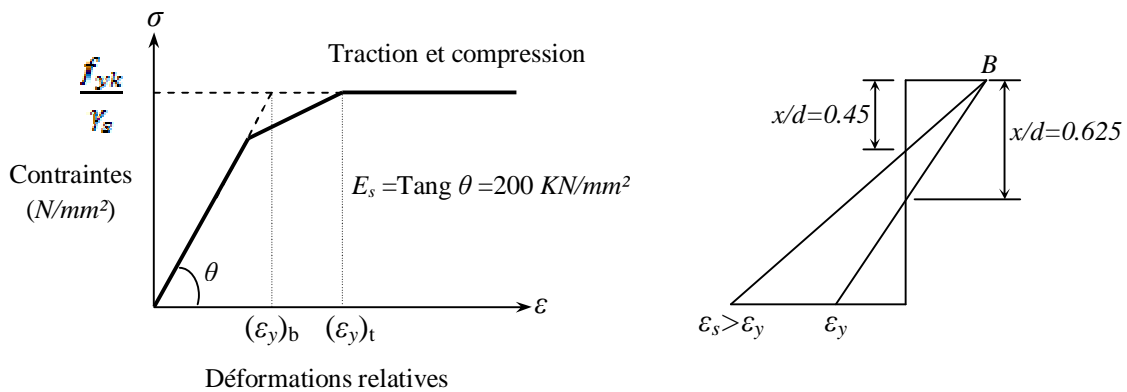


Figure (4.5). Principe des limites de x/d préconisées par l'Eurocode 2

En effet en principe pour que les aciers travaillent dans le domaine plastique il faudrait que :

- $x/d \leq 0.774$ pour $f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$
- $x/d \leq 0.669$ pour $f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2$
- $x/d \leq 0.625$ pour $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$

L' Eurocode 2 [8,13] préconise quant à lui deux limites en fonction de la classe de béton en question

$$f_{ck} < 35 \text{ N/mm}^2, x/d \leq 0.45, \text{ c'est-à-dire pour } f_{cu} < 44 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck} > 35 \text{ N/mm}^2, x/d \leq 0.35, \text{ c'est-à-dire pour } f_{cu} > 44 \text{ N/mm}^2$$

Par ailleurs ces limites ont trait aussi à la possibilité de pouvoir assurer une redistribution des moments dans le calcul plastique des structures.

Pour une section rectangulaire en béton simplement armée on calcule le moment résistant :

$$z = d - 0.4 x$$

Avec
$$x = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} d$$

La conception des sections doublement armées est établie à la limite de $x/d = 0.50$, (cette limite de 0.50 au lieu de 0.45 a été prise à dessin pour pouvoir effectuer une comparaison avec la caractérisation obtenue), où en assure que les armatures tendues et comprimées travaillent dans le domaine plastique, (ε_{sc} et $\varepsilon_{st} > \varepsilon_y$, $\varepsilon_{cc} = 0.0035$) et c'est l'exploitation au maximum des matériaux utilisés.

$$M_{ur} = F_{cc} z, \text{ avec : } F_{cc} = 0.567 f_{ck} \cdot 0.8 b x$$

$$\text{Moment résistant de la section : } M_{ur1} = 0.181 f_{ck} b d^2 \quad (4.5)$$

Lorsque $M_u \leq M_{ur1}$, il convient de redimensionner la section de béton, on substitue la valeur de d par $d_{mod} = 0.9 d$ jusqu'à ce M_u (moment extérieur exercé et qui pris égal à M_p d'un profilé donné) soit supérieur à M_{ur2} (moment résistant de la section) d'où en prévoit des armatures comprimées. Le calcul des sections doublement armées permet d'évaluer le taux de diminution de la hauteur utile d .

D'après l'équilibre des moments internes la quantité d'armatures comprimées, A'_s , est donnée par :

$$A'_s = \frac{M_u - 0.181 f_{ck} b d_{mod}^2}{0.87 f_{yk} (d - d')} \quad (4.6)$$

on sait que $d'/d = 0.10$, d'où :

$$A'_s = \frac{M_u - 0.181 f_{ck} b d_{mod}^2}{0.783 d_{mod} f_{yk}} \quad (4.7)$$

D'après l'équilibre des forces, la quantité d'armatures tendues est donnée par :

$$A_s = \frac{0.227 f_{ck} b d_{mod} + 0.87 f_{yk} A'_s}{0.87 f_{yk}} \quad (4.8)$$

4.4.2.2. Organigramme de calcul

Un programme de calcul automatique a été établi pour déterminer les taux d'armatures tendues et comprimées ainsi que les nouvelles dimensions des sections doublement armées, cet organigramme est représenté par la figure (4.6).

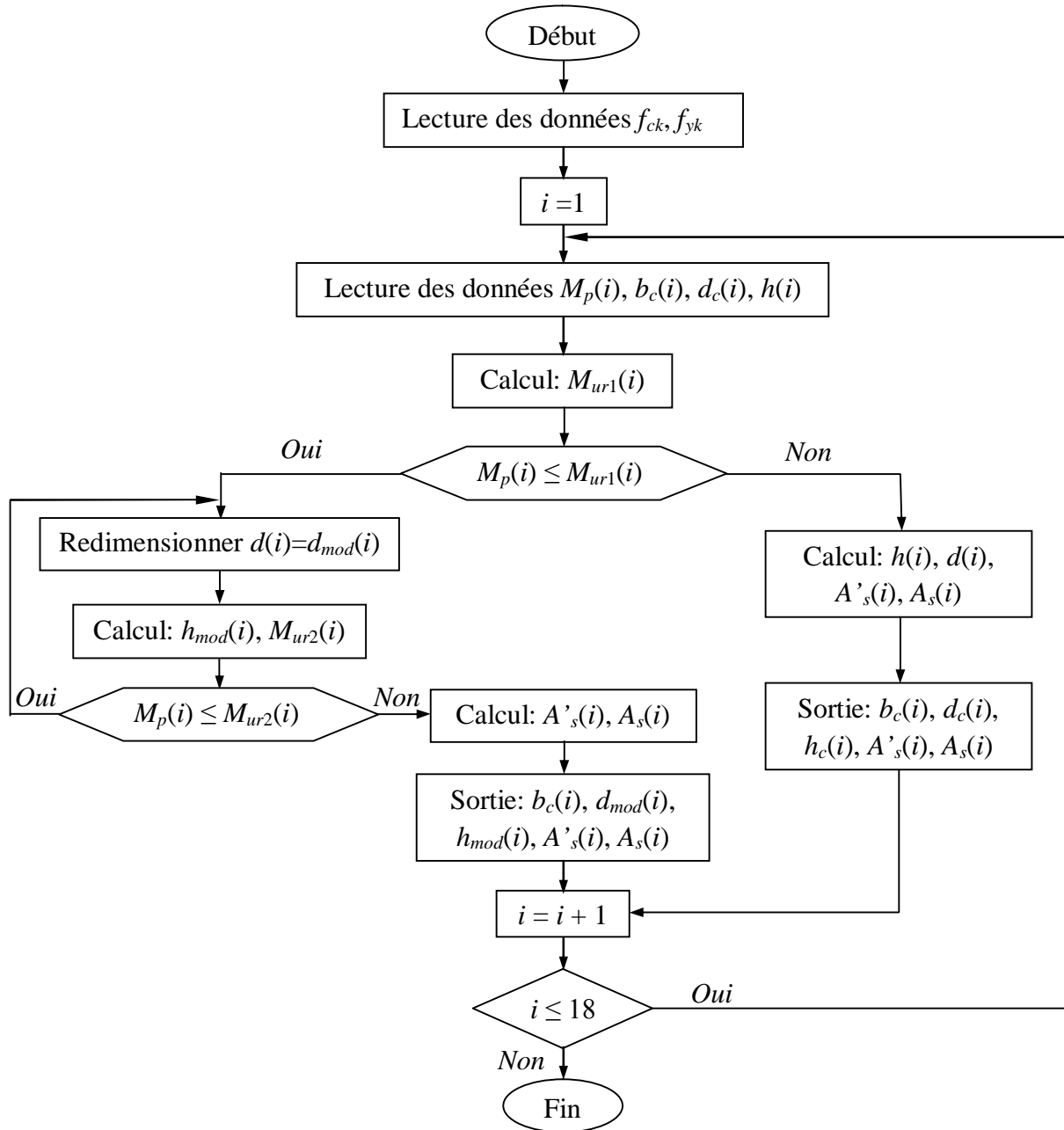


Figure (4.6). Organigramme de calcul de sections rectangulaires doublement armées

4.4.2.3. Résultats

i) Introduction

Les tableaux (4.18) à (4.62) présentent les résultats obtenus par les calculs effectués en tenant compte à chaque fois de tous les paramètres influents à savoir la variation de la résistance caractéristique du béton, f_{ck} , et la variation de la contrainte d'écoulement des aciers d'armatures, f_{yk} , et ce pour les cinq valeurs du rapport géométrique β .

ii) Présentation tabulée

a) Pour $f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$

Tableau (4.18). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour : $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$ et $f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$ avec : $\beta = 1,50$ et $x/d = 0,50$								
Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	d_{mod} (cm)	M_{ur2} (KN.m)	h_{mod} (cm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)
IPE 80	5,45	6,90	13,2	11,9	4,41	13,2	0,48	2,75
IPE 100	9,26	8,25	15,7	14,1	7,45	15,7	0,69	3,93
IPE 120	14,26	9,60	18,1	16,3	11,53	18,1	0,91	5,25
IPE 140	20,75	10,95	20,4	18,4	16,7	20,4	1,20	6,78
IPE 160	29,14	12,30	22,9	20,6	23,64	22,9	1,45	8,49
IPE 180	39,01	13,65	25,1	22,6	31,52	25,1	1,80	10,36
IPE 200	51,94	15,00	27,6	24,8	41,88	27,6	2,20	12,54
IPE 220	66,98	16,50	29,9	26,9	54,07	29,9	2,61	14,93
IPE 240	86,25	18,00	32,5	29,3	69,69	32,5	3,08	17,69
IPE 270	113,74	20,25	35,2	31,7	91,96	35,2	3,74	21,54
IPE 300	147,58	22,50	38,0	34,2	119,08	38,0	4,53	25,89
IPE 330	188,94	24,00	41,7	37,5	152,96	41,7	5,21	30,21
IPE 360	239,47	25,50	45,5	41,0	193,49	45,5	6,10	35,09
IPE 400	307,15	27,00	50,1	45,1	248,39	50,1	7,08	40,87
IPE 450	399,97	28,50	55,6	50,0	322,92	55,6	8,37	47,95
IPE 500	515,59	30,00	61,6	55,4	417,24	61,6	9,64	55,81
IPE 550	654,95	31,50	67,7	60,9	529,17	67,7	11,22	64,49
IPE 600	825,32	33,00	74,3	66,9	667,72	74,3	12,81	74,06

Tableau (4.19). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour : $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ et $f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$ avec : $\beta = 1,50$ et $x/d=0,50$

Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	d_{mod} (cm)	M_{ur2} (KN.m)	h_{mod} (cm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)
IPE 80	5,45	6,90	12	10,8	4,37	12	0,54	3,03
IPE 100	9,26	8,25	14,3	12,9	7,42	14,3	0,78	4,31
IPE 120	14,26	9,60	16,5	14,9	11,5	16,5	1,01	5,76
IPE 140	20,75	10,95	18,6	16,7	16,66	18,6	1,33	7,43
IPE 160	29,14	12,30	20,8	18,7	23,41	20,8	1,66	9,33
IPE 180	39,01	13,65	22,9	20,6	31,48	22,9	1,98	11,36
IPE 200	51,94	15,00	25,2	22,7	41,9	25,2	2,41	13,74
IPE 220	66,98	16,50	27,3	24,6	54,09	27,3	2,85	16,36
IPE 240	86,25	18,00	29,6	26,6	69,37	29,6	3,44	19,42
IPE 270	113,74	20,25	32,1	28,9	91,77	32,1	4,13	23,62
IPE 300	147,58	22,50	34,7	31,2	119,16	34,7	4,95	28,35
IPE 330	188,94	24,00	38	34,2	152,43	38	5,8	33,14
IPE 360	239,47	25,50	41,5	37,4	193,16	41,5	6,74	38,46
IPE 400	307,15	27,00	45,6	41	246,93	45,6	7,97	44,88
IPE 450	399,97	28,50	50,7	45,6	322,21	50,7	9,26	52,58
IPE 500	515,59	30,00	56,1	50,5	415,27	56,1	10,8	61,25
IPE 550	654,95	31,50	61,7	55,5	527,43	61,7	12,48	70,74
IPE 600	825,32	33,00	67,7	60,9	665,24	67,7	14,28	81,25

Tableau (4.20). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour : $f_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$ et $f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$ avec : $\beta = 1,50$ et $x/d=0,50$

Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	d_{mod} (cm)	M_{ur2} (KN.m)	h_{mod} (cm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)
IPE 80	5,45	6,90	10,4	9,4	4,38	10,4	0,62	3,49
IPE 100	9,26	8,25	12,4	11,2	7,44	12,4	0,89	4,98
IPE 120	14,26	9,60	14,3	12,9	11,51	14,3	1,16	6,65
IPE 140	20,75	10,95	16,2	14,6	16,85	16,2	1,45	8,54
IPE 160	29,14	12,30	18,1	16,3	23,63	18,1	1,84	10,74
IPE 180	39,01	13,65	19,9	17,9	31,7	19,9	2,22	13,08
IPE 200	51,94	15,00	21,9	19,7	42,19	21,9	2,69	15,82
IPE 220	66,98	16,50	23,7	21,3	54,35	23,7	3,22	18,85
IPE 240	86,25	18,00	25,7	23,1	69,72	25,7	3,88	22,37
IPE 270	113,74	20,25	27,8	25	91,78	27,8	4,77	27,27
IPE 300	147,58	22,50	30,1	27,1	119,55	30,1	5,62	32,69
IPE 330	188,94	24,00	33	29,7	153,27	33	6,53	38,18
IPE 360	239,47	25,50	36	32,4	193,81	36	7,66	44,35
IPE 400	307,15	27,00	39,6	35,6	248,3	39,6	8,97	51,71
IPE 450	399,97	28,50	44	39,6	323,57	44	10,48	60,61
IPE 500	515,59	30,00	48,7	43,8	417,26	48,7	12,19	70,59
IPE 550	654,95	31,50	53,6	48,2	530,72	53,6	14	81,48
IPE 600	825,32	33,00	58,7	52,8	666,83	58,7	16,3	93,73

Tableau (4.21). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour : $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$ et $f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$ avec : $\beta = 1,75$ et $x/d=0,50$

Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	d_{mod} (cm)	M_{ur2} (KN.m)	h_{mod} (cm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)
IPE 80	5,45	8,05	12,2	11	4,39	12,2	0,52	2,98
IPE 100	9,26	9,63	14,6	13,1	7,52	14,6	0,72	4,23
IPE 120	14,26	11,20	16,8	15,1	11,59	16,8	0,96	5,66
IPE 140	20,75	12,78	18,9	17	16,73	18,9	1,28	7,32
IPE 160	29,14	14,35	21,2	19,1	23,64	21,2	1,57	9,17
IPE 180	39,01	15,93	23,2	20,9	31,43	23,2	1,97	11,21
IPE 200	51,94	17,50	25,6	23	42,04	25,6	2,34	13,53
IPE 220	66,98	19,25	27,7	24,9	54,14	27,7	2,8	16,12
IPE 240	86,25	21,00	30,1	27,1	69,74	30,1	3,31	19,1
IPE 270	113,74	23,63	32,6	29,3	92,05	32,6	4,02	23,26
IPE 300	147,58	26,25	35,2	31,7	119,21	35,2	4,87	27,95
IPE 330	188,94	28,00	38,6	34,7	152,91	38,6	5,64	32,64
IPE 360	239,47	29,75	42,1	37,9	193,27	42,1	6,63	37,92
IPE 400	307,15	31,50	46,4	41,8	248,57	46,4	7,62	44,14
IPE 450	399,97	33,25	51,5	46,4	323,23	51,5	9	51,78
IPE 500	515,59	35,00	57	51,3	416,79	57	10,47	60,3
IPE 550	654,95	36,75	62,7	56,4	529,54	62,7	12,08	69,64
IPE 600	825,32	38,50	68,8	61,9	667,95	68,8	13,81	79,98

Tableau (4.22). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour : $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ et $f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$ avec : $\beta = 1,75$ et $x/d=0,50$

Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	d_{mod} (cm)	M_{ur2} (KN.m)	h_{mod} (cm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)
IPE 80	5,45	8,05	11,1	10	4,36	11,1	0,59	3,27
IPE 100	9,26	9,63	13,3	12	7,49	13,3	0,8	4,64
IPE 120	14,26	11,20	15,3	13,8	11,53	15,3	1,08	6,21
IPE 140	20,75	12,78	17,2	15,5	16,63	17,2	1,45	8,04
IPE 160	29,14	14,35	19,3	17,4	23,51	19,3	1,76	10,06
IPE 180	39,01	15,93	21,2	19,1	31,49	21,2	2,14	12,27
IPE 200	51,94	17,50	23,3	21	41,79	23,3	2,63	14,85
IPE 220	66,98	19,25	25,2	22,7	53,77	25,2	3,17	17,71
IPE 240	86,25	21,00	27,4	24,7	69,34	27,4	3,73	20,98
IPE 270	113,74	23,63	29,7	26,7	91,68	29,7	4,49	25,52
IPE 300	147,58	26,25	32,1	28,9	118,97	32,1	5,38	30,64
IPE 330	188,94	28,00	35,1	31,6	151,72	35,1	6,4	35,86
IPE 360	239,47	29,75	38,4	34,6	192,95	38,4	7,32	41,56
IPE 400	307,15	31,50	42,2	38	246,73	42,2	8,65	48,5
IPE 450	399,97	33,25	46,9	42,2	321,68	46,9	10,08	56,83
IPE 500	515,59	35,00	51,9	46,7	414,66	51,9	11,74	66,2
IPE 550	654,95	36,75	57,1	51,4	527	57,1	13,53	76,44
IPE 600	825,32	38,50	62,6	56,3	663,58	62,6	15,6	87,85

Tableau (4.23). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour : $f_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$ et $f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$ avec : $\beta = 1,75$ et $x/d=0,50$

Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	d_{mod} (cm)	M_{ur2} (KN.m)	h_{mod} (cm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)
IPE 80	5,45	8,05	9,7	8,7	4,44	9,7	0,63	3,75
IPE 100	9,26	9,63	11,5	10,4	7,47	11,5	0,94	5,37
IPE 120	14,26	11,20	13,3	12	11,62	13,3	1,2	7,15
IPE 140	20,75	12,78	15	13,5	16,86	15	1,56	9,23
IPE 160	29,14	14,35	16,7	15	23,47	16,7	2,05	11,63
IPE 180	39,01	15,93	18,4	16,6	31,63	18,4	2,42	14,14
IPE 200	51,94	17,50	20,2	18,2	41,88	20,2	3,01	17,14
IPE 220	66,98	19,25	21,9	19,7	54,14	21,9	3,54	20,39
IPE 240	86,25	21,00	23,8	21,4	69,76	23,8	4,18	24,16
IPE 270	113,74	23,63	25,8	23,2	92,24	25,8	5,03	29,4
IPE 300	147,58	26,25	27,9	25,1	119,83	27,9	6,01	35,28
IPE 330	188,94	28,00	30,5	27,5	152,75	30,5	7,17	41,3
IPE 360	239,47	29,75	33,3	30	193,46	33,3	8,34	47,94
IPE 400	307,15	31,50	36,7	33	248,81	36,7	9,6	55,81
IPE 450	399,97	33,25	40,7	36,6	323	40,7	11,42	65,51
IPE 500	515,59	35,00	45,1	40,6	417,49	45,1	13,13	76,23
IPE 550	654,95	36,75	49,6	44,6	530,21	49,6	15,19	88,05
IPE 600	825,32	38,50	54,4	49	668,16	54,4	17,44	101,16

Tableau (4.24). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour : $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$ et $f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$ avec : $\beta = 2,00$ et $x/d=0,50$

Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	d_{mod} (cm)	M_{ur2} (KN.m)	h_{mod} (cm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)
IPE 80	5,45	9,20	11,4	10,3	4,38	11,4	0,57	3,19
IPE 100	9,26	11,00	13,6	12,2	7,46	13,6	0,8	4,54
IPE 120	14,26	12,80	15,7	14,1	11,56	15,7	1,04	6,06
IPE 140	20,75	14,60	17,7	15,9	16,76	17,7	1,36	7,82
IPE 160	29,14	16,40	19,8	17,8	23,57	19,8	1,7	9,81
IPE 180	39,01	18,20	21,7	19,5	31,41	21,7	2,11	11,98
IPE 200	51,94	20,00	23,9	21,5	41,87	23,9	2,54	14,48
IPE 220	66,98	22,00	25,9	23,3	54,09	25,9	3	17,24
IPE 240	86,25	24,00	28,2	25,4	69,95	28,2	3,49	20,4
IPE 270	113,74	27,00	30,5	27,5	92,06	30,5	4,29	24,86
IPE 300	147,58	30,00	32,9	29,6	119,02	32,9	5,24	29,9
IPE 330	188,94	32,00	36,1	32,5	152,85	36,1	6,04	34,9
IPE 360	239,47	34,00	39,4	35,5	193,45	39,4	7,05	40,52
IPE 400	307,15	36,00	43,4	39,1	248,53	43,4	8,16	47,19
IPE 450	399,97	38,00	48,2	43,4	323,58	48,2	9,57	55,33
IPE 500	515,59	40,00	53,3	48	416,5	53,3	11,23	64,49
IPE 550	654,95	42,00	58,7	52,8	530,43	58,7	12,81	74,4
IPE 600	825,32	44,00	64,3	57,9	666,77	64,3	14,89	85,57

Tableau (4.25). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour : $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ et $f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$ avec : $\beta = 2,00$ et $x/d=0,50$

Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	d_{mod} (cm)	M_{ur2} (KN.m)	h_{mod} (cm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)
IPE 80	5,45	9,20	10,4	9,4	4,38	10,4	0,62	3,49
IPE 100	9,26	11,00	12,4	11,2	7,44	12,4	0,89	4,98
IPE 120	14,26	12,80	14,3	12,9	11,51	14,3	1,16	6,65
IPE 140	20,75	14,60	16,1	14,5	16,65	16,1	1,54	8,59
IPE 160	29,14	16,40	18	16,2	23,37	18	1,94	10,78
IPE 180	39,01	18,20	19,8	17,8	31,38	19,8	2,33	13,13
IPE 200	51,94	20,00	21,8	19,6	41,8	21,8	2,81	15,88
IPE 220	66,98	22,00	23,6	21,2	53,89	23,6	3,35	18,91
IPE 240	86,25	24,00	25,6	23	69,18	25,6	4,03	22,45
IPE 270	113,74	27,00	27,8	25	91,78	27,8	4,77	27,27
IPE 300	147,58	30,00	30	27	118,75	30	5,8	32,78
IPE 330	188,94	32,00	32,9	29,6	152,34	32,9	6,72	38,28
IPE 360	239,47	34,00	35,9	32,3	192,73	35,9	7,86	44,45
IPE 400	307,15	36,00	39,5	35,6	247,05	39,5	9,19	51,82
IPE 450	399,97	38,00	43,9	39,5	322,11	43,9	10,71	60,72
IPE 500	515,59	40,00	48,6	43,7	415,54	48,6	12,43	70,71
IPE 550	654,95	42,00	53,4	48,1	526,76	53,4	14,5	81,73
IPE 600	825,32	44,00	58,6	52,7	664,56	58,6	16,57	93,86

Tableau (4.26). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour : $f_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$ et $f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$ avec : $\beta = 2,00$ et $x/d=0,50$

Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	d_{mod} (cm)	M_{ur2} (KN.m)	h_{mod} (cm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)
IPE 80	5,45	9,20	9	8,1	4,37	9	0,72	4,03
IPE 100	9,26	11,00	10,8	9,7	7,52	10,8	0,97	5,72
IPE 120	14,26	12,80	12,4	11,2	11,54	12,4	1,32	7,67
IPE 140	20,75	14,60	14	12,6	16,78	14	1,71	9,88
IPE 160	29,14	16,40	15,7	14,1	23,71	15,7	2,09	12,38
IPE 180	39,01	18,20	17,2	15,5	31,58	17,2	2,61	15,12
IPE 200	51,94	20,00	18,9	17	41,9	18,9	3,21	18,32
IPE 220	66,98	22,00	20,5	18,5	54,22	20,5	3,76	21,79
IPE 240	86,25	24,00	22,3	20,1	69,99	22,3	4,4	25,79
IPE 270	113,74	27,00	24,1	21,7	91,96	24,1	5,46	31,46
IPE 300	147,58	30,00	26,1	23,5	119,85	26,1	6,42	37,71
IPE 330	188,94	32,00	28,5	25,7	152,43	28,5	7,74	44,19
IPE 360	239,47	34,00	31,2	28,1	194,09	31,2	8,78	51,18
IPE 400	307,15	36,00	34,3	30,9	248,38	34,3	10,35	59,7
IPE 450	399,97	38,00	38,1	34,3	323,49	38,1	12,12	69,99
IPE 500	515,59	40,00	42,2	38	417,74	42,2	14	81,47
IPE 550	654,95	42,00	46,4	41,8	530,28	46,4	16,22	94,12
IPE 600	825,32	44,00	50,9	45,8	668,52	50,9	18,6	108,12

Tableau (4.27). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour : $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$ et $f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$ avec : $\beta = 2,25$ et $x/d=0,50$

Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	d_{mod} (cm)	M_{ur2} (KN.m)	h_{mod} (cm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)
IPE 80	5,45	10,35	10,8	9,7	4,42	10,8	0,57	3,37
IPE 100	9,26	12,38	12,8	11,5	7,43	12,8	0,86	4,82
IPE 120	14,26	14,40	14,8	13,3	11,56	14,8	1,1	6,43
IPE 140	20,75	16,43	16,7	15	16,79	16,7	1,43	8,28
IPE 160	29,14	18,45	18,7	16,8	23,58	18,7	1,79	10,39
IPE 180	39,01	20,48	20,5	18,5	31,55	20,5	2,2	12,69
IPE 200	51,94	22,50	22,6	20,3	42,12	22,6	2,62	15,33
IPE 220	66,98	24,75	24,4	22	54,01	24,4	3,21	18,3
IPE 240	86,25	27,00	26,5	23,9	69,5	26,5	3,82	21,69
IPE 270	113,74	30,38	28,7	25,8	91,72	28,7	4,63	26,42
IPE 300	147,58	33,75	31,1	28	119,65	31,1	5,42	31,65
IPE 330	188,94	36,00	34	30,6	152,53	34	6,47	37,04
IPE 360	239,47	38,25	37,2	33,5	194,01	37,2	7,38	42,93
IPE 400	307,15	40,50	40,9	36,8	248,32	40,9	8,69	50,07
IPE 450	399,97	42,75	45,4	40,9	322,96	45,4	10,24	58,73
IPE 500	515,59	45,00	50,3	45,3	417,3	50,3	11,8	68,35
IPE 550	654,95	47,25	55,3	49,8	529,61	55,3	13,69	78,96
IPE 600	825,32	49,50	60,7	54,6	668,48	60,7	15,6	90,66

Tableau (4.28). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour : $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ et $f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$ avec : $\beta = 2,25$ et $x/d=0,50$

Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	d_{mod} (cm)	M_{ur2} (KN.m)	h_{mod} (cm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)
IPE 80	5,45	10,35	9,8	8,8	4,37	9,8	0,66	3,7
IPE 100	9,26	12,38	11,7	10,5	7,45	11,7	0,93	5,27
IPE 120	14,26	14,40	13,5	12,2	11,54	13,5	1,22	7,04
IPE 140	20,75	16,43	15,2	13,7	16,7	15,2	1,61	9,1
IPE 160	29,14	18,45	17	15,3	23,39	17	2,04	11,42
IPE 180	39,01	20,48	18,7	16,8	31,5	18,7	2,43	13,91
IPE 200	51,94	22,50	20,6	18,5	42	20,6	2,92	16,81
IPE 220	66,98	24,75	22,3	20,1	54,13	22,3	3,48	20,02
IPE 240	86,25	27,00	24,2	21,8	69,55	24,2	4,17	23,76
IPE 270	113,74	30,38	26,2	23,6	91,72	26,2	5,07	28,94
IPE 300	147,58	33,75	28,3	25,5	118,89	28,3	6,12	34,76
IPE 330	188,94	36,00	31	27,9	152,16	31	7,16	40,62
IPE 360	239,47	38,25	33,9	30,5	193,34	33,9	8,22	47,09
IPE 400	307,15	40,50	37,3	33,6	247,83	37,3	9,6	54,89
IPE 450	399,97	42,75	41,4	37,3	322,27	41,4	11,33	64,39
IPE 500	515,59	45,00	45,8	41,2	415,17	45,8	13,24	75,02
IPE 550	654,95	47,25	50,4	45,4	527,9	50,4	15,22	86,61
IPE 600	825,32	49,50	55,2	49,7	663,39	55,2	17,71	99,63

Tableau (4.29). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour : $f_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$ et $f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$ avec : $\beta = 2,25$ et $x/d=0,50$

IPE 80	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	d_{mod} (cm)	M_{ur2} (KN.m)	h_{mod} (cm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)
IPE 100	5,45	10,35	8,5	7,7	4,39	8,5	0,76	4,27
IPE 120	9,26	12,38	10,2	9,2	7,55	10,2	1,01	6,06
IPE 140	14,26	14,40	11,7	10,5	11,56	11,7	1,39	8,13
IPE 160	20,75	16,43	13,2	11,9	16,79	13,2	1,81	10,48
IPE 180	29,14	18,45	14,8	13,3	23,64	14,8	2,25	13,13
IPE 200	39,01	20,48	16,2	14,6	31,52	16,2	2,79	16,05
IPE 220	51,94	22,50	17,8	16	41,81	17,8	3,44	19,45
IPE 240	66,98	24,75	19,3	17,4	54,06	19,3	4,04	23,13
IPE 270	86,25	27,00	21	18,9	69,83	21	4,72	27,39
IPE 300	113,74	30,38	22,7	20,4	91,8	22,7	5,84	33,4
IPE 330	147,58	33,75	24,6	22,1	119,78	24,6	6,83	40,01
IPE 360	188,94	36,00	26,9	24,2	152,77	26,9	8,12	46,83
IPE 400	239,47	38,25	29,4	26,5	193,89	29,4	9,36	54,31
IPE 450	307,15	40,50	32,4	29,2	249,33	32,4	10,78	63,23
IPE 500	399,97	42,75	35,9	32,3	323,11	35,9	12,93	74,27
IPE 550	515,59	45,00	39,8	35,8	418,02	39,8	14,8	86,39
IPE 600	654,95	47,25	43,7	39,3	529,16	43,7	17,38	99,91
IPE 80	825,32	49,50	48	43,2	668,82	48	19,69	114,66

Tableau (4.30). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour : $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$ et $f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$ avec : $\beta = 2,50$ et $x/d=0,50$

Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	d_{mod} (cm)	M_{ur2} (KN.m)	h_{mod} (cm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)
IPE 80	5,45	11,50	10,2	9,2	4,39	10,2	0,63	3,56
IPE 100	9,26	13,75	12,2	11	7,5	12,2	0,87	5,06
IPE 120	14,26	16,00	14	12,6	11,49	14	1,19	6,79
IPE 140	20,75	18,25	15,8	14,2	16,7	15,8	1,55	8,75
IPE 160	29,14	20,50	17,7	15,9	23,54	17,7	1,91	10,98
IPE 180	39,01	22,75	19,5	17,6	31,71	19,5	2,26	13,34
IPE 200	51,94	25,00	21,4	19,3	41,96	21,4	2,82	16,18
IPE 220	66,98	27,50	23,2	20,9	54,25	23,2	3,31	19,25
IPE 240	86,25	30,00	25,2	22,7	69,83	25,2	3,94	22,82
IPE 270	113,74	33,75	27,3	24,6	92,19	27,3	4,77	27,78
IPE 300	147,58	37,50	29,5	26,6	119,61	29,5	5,72	33,36
IPE 330	188,94	40,00	32,3	29,1	152,96	32,3	6,73	39
IPE 360	239,47	42,50	35,3	31,8	194,11	35,3	7,76	45,24
IPE 400	307,15	45,00	38,8	34,9	248,3	38,8	9,16	52,78
IPE 450	399,97	47,50	43,1	38,8	323,41	43,1	10,73	61,87
IPE 500	515,59	50,00	47,7	42,9	416,98	47,7	12,48	72,07
IPE 550	654,95	52,50	52,5	47,3	530,37	52,5	14,33	83,18
IPE 600	825,32	55,00	57,5	51,8	666,5	57,5	16,68	95,68

Tableau (4.31). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour : $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ et $f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$ avec : $\beta = 2,50$ et $x/d=0,50$

Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	d_{mod} (cm)	M_{ur2} (KN.m)	h_{mod} (cm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)
IPE 80	5,45	11,50	9,3	8,4	4,37	9,3	0,7	3,9
IPE 100	9,26	13,75	11,1	10	7,45	11,1	0,98	5,56
IPE 120	14,26	16,00	12,8	11,5	11,53	12,8	1,29	7,43
IPE 140	20,75	18,25	14,4	13	16,64	14,4	1,72	9,6
IPE 160	29,14	20,50	16,1	14,5	23,37	16,1	2,16	12,06
IPE 180	39,01	22,75	17,7	15,9	31,35	17,7	2,61	14,69
IPE 200	51,94	25,00	19,5	17,6	41,81	19,5	3,14	17,75
IPE 220	66,98	27,50	21,1	19	53,85	21,1	3,76	21,15
IPE 240	86,25	30,00	22,9	20,6	69,2	22,9	4,5	25,09
IPE 270	113,74	33,75	24,8	22,3	91,3	24,8	5,46	30,56
IPE 300	147,58	37,50	26,8	24,1	118,46	26,8	6,56	36,69
IPE 330	188,94	40,00	29,4	26,5	152,07	29,4	7,57	42,83
IPE 360	239,47	42,50	32,1	28,9	192,61	32,1	8,81	49,71
IPE 400	307,15	45,00	35,3	31,8	246,63	35,3	10,35	57,97
IPE 450	399,97	47,50	39,3	35,4	322,67	39,3	11,88	67,84
IPE 500	515,59	50,00	43,4	39,1	414,22	43,4	14,1	79,16
IPE 550	654,95	52,50	47,8	43	527,59	47,8	16,09	91,32
IPE 600	825,32	55,00	52,4	47,2	664,22	52,4	18,57	104,96

Tableau (4.32). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour : $f_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$ et $f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$ avec : $\beta = 2,50$ et $x/d=0,50$

Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	d_{mod} (cm)	M_{ur2} (KN.m)	h_{mod} (cm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)
IPE 80	5,45	11,50	8,1	7,3	4,42	8,1	0,76	4,49
IPE 100	9,26	13,75	9,6	8,6	7,43	9,6	1,15	6,43
IPE 120	14,26	16,00	11,1	10	11,56	11,1	1,47	8,57
IPE 140	20,75	18,25	12,5	11,3	16,72	12,5	1,95	11,06
IPE 160	29,14	20,50	14	12,6	23,56	14	2,41	13,88
IPE 180	39,01	22,75	15,4	13,9	31,64	15,4	2,89	16,89
IPE 200	51,94	25,00	16,9	15,2	41,87	16,9	3,6	20,48
IPE 220	66,98	27,50	18,3	16,5	54,01	18,3	4,28	24,4
IPE 240	86,25	30,00	19,9	17,9	69,67	19,9	5,03	28,89
IPE 270	113,74	33,75	21,6	19,4	92,34	21,6	5,98	35,12
IPE 300	147,58	37,50	23,3	21	119,39	23,3	7,31	42,23
IPE 330	188,94	40,00	25,5	23	152,53	25,5	8,62	49,39
IPE 360	239,47	42,50	27,9	25,1	194,01	27,9	9,84	57,23
IPE 400	307,15	45,00	30,7	27,6	248,72	30,7	11,49	66,71
IPE 450	399,97	47,50	34,1	30,7	323,91	34,1	13,47	78,21
IPE 500	515,59	50,00	37,7	33,9	416,75	37,7	15,83	91,18
IPE 550	654,95	52,50	41,5	37,4	530,25	41,5	18,14	105,23
IPE 600	825,32	55,00	45,5	41	667,74	45,5	20,91	120,94

b) Pour $f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2$

Tableau (4.33). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour : $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$ et $f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2$ avec : $\beta = 1,50$ et $x/d = 0,50$

Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	d_{mod} (cm)	M_{ur2} (KN.m)	h_{mod} (cm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)
IPE 80	5,45	6,90	13,2	11,9	4,41	13,2	0,28	1,62
IPE 100	9,26	8,25	15,7	14,1	7,45	15,7	0,41	2,31
IPE 120	14,26	9,60	18,1	16,3	11,53	18,1	0,54	3,09
IPE 140	20,75	10,95	20,4	18,4	16,70	20,4	0,70	3,98
IPE 160	29,14	12,30	22,9	20,6	23,64	22,9	0,85	4,99
IPE 180	39,01	13,65	25,1	22,6	31,52	25,1	1,06	6,09
IPE 200	51,94	15,00	27,6	24,8	41,88	27,6	1,29	7,37
IPE 220	66,98	16,50	29,9	26,9	54,07	29,9	1,53	8,77
IPE 240	86,25	18,00	32,5	29,3	69,69	32,5	1,81	10,39
IPE 270	113,74	20,25	35,2	31,7	91,96	35,2	2,19	12,66
IPE 300	147,58	22,50	38,0	34,2	119,08	38,0	2,66	15,21
IPE 330	188,94	24,00	41,7	37,5	152,96	41,7	3,06	17,75
IPE 360	239,47	25,50	45,5	41,0	193,49	45,5	3,58	20,61
IPE 400	307,15	27,00	50,1	45,1	248,39	50,1	4,16	24,01
IPE 450	399,97	28,50	55,6	50,0	322,92	55,6	4,92	28,17
IPE 500	515,59	30,00	61,6	55,4	417,24	61,6	5,66	32,79
IPE 550	654,95	31,50	67,7	60,9	529,17	67,7	6,59	37,89
IPE 600	825,32	33,00	74,3	66,9	667,72	74,3	7,52	43,51

Tableau (4.34). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour : $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ et $f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2$ avec : $\beta = 1,50$ et $x/d = 0,50$

Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	d_{mod} (cm)	M_{ur2} (KN.m)	h_{mod} (cm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)
IPE 80	5,45	6,90	12,1	10,9	4,44	12,1	0,30	1,77
IPE 100	9,26	8,25	14,4	13,0	7,52	14,4	0,43	2,52
IPE 120	14,26	9,60	16,6	14,9	11,64	16,6	0,56	3,37
IPE 140	20,75	10,95	18,7	16,8	16,84	18,7	0,74	4,35
IPE 160	29,14	12,30	20,9	18,8	23,63	20,9	0,94	5,46
IPE 180	39,01	13,65	23,0	20,7	31,76	23,0	1,12	6,65
IPE 200	51,94	15,00	25,3	22,8	42,23	25,3	1,36	8,05
IPE 220	66,98	16,50	27,4	24,7	54,48	27,4	1,62	9,58
IPE 240	86,25	18,00	29,7	26,7	69,83	29,7	1,96	11,38
IPE 270	113,74	20,25	32,2	29,0	92,35	32,2	2,36	13,84
IPE 300	147,58	22,50	34,8	31,3	119,85	34,8	2,83	16,62
IPE 330	188,94	24,00	38,1	34,3	153,23	38,1	3,32	19,43
IPE 360	239,47	25,50	41,6	37,4	194,09	41,6	3,87	22,55
IPE 400	307,15	27,00	45,8	41,2	249,10	45,8	4,50	26,28
IPE 450	399,97	28,50	50,9	45,8	324,76	50,9	5,24	30,79
IPE 500	515,59	30,00	56,3	50,7	418,24	56,3	6,13	35,88
IPE 550	654,95	31,50	62,0	55,8	532,57	62,0	7,00	41,40
IPE 600	825,32	33,00	68,0	61,2	671,15	68,0	8,04	47,56

Tableau (4.35). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour : $f_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$ et $f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2$ avec : $\beta = 1,50$ et $x/d=0,50$

Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	d_{mod} (cm)	M_{ur2} (KN.m)	h_{mod} (cm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)
IPE 80	5,45	6,90	10,4	9,4	4,38	10,4	0,37	2,05
IPE 100	9,26	8,25	12,4	11,2	7,44	12,4	0,52	2,92
IPE 120	14,26	9,60	14,3	12,9	11,51	14,3	0,68	3,91
IPE 140	20,75	10,95	16,1	14,5	16,65	16,1	0,90	5,04
IPE 160	29,14	12,30	18,1	16,3	23,63	18,1	1,08	6,31
IPE 180	39,01	13,65	19,8	17,8	31,38	19,8	1,37	7,71
IPE 200	51,94	15,00	21,8	19,6	41,80	21,8	1,65	9,33
IPE 220	66,98	16,50	23,6	21,2	53,89	23,6	1,97	11,11
IPE 240	86,25	18,00	25,7	23,1	69,72	25,7	2,28	13,14
IPE 270	113,74	20,25	27,8	25,0	91,78	27,8	2,80	16,02
IPE 300	147,58	22,50	30,0	27,0	118,75	30,0	3,41	19,26
IPE 330	188,94	24,00	32,9	29,6	152,34	32,9	3,95	22,49
IPE 360	239,47	25,50	35,9	32,3	192,73	35,9	4,62	26,12
IPE 400	307,15	27,00	39,6	35,6	248,30	39,6	5,27	30,38
IPE 450	399,97	28,50	43,9	39,5	322,11	43,9	6,29	35,67
IPE 500	515,59	30,00	48,6	43,7	415,54	48,6	7,30	41,54
IPE 550	654,95	31,50	53,5	48,2	528,74	53,5	8,37	47,94
IPE 600	825,32	33,00	58,6	52,7	664,56	58,6	9,73	55,14

Tableau (4.36). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour : $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$ et $f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2$ avec : $\beta = 1,75$ et $x/d=0,50$

Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	d_{mod} (cm)	M_{ur2} (KN.m)	h_{mod} (cm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)
IPE 80	5,45	8,05	12,2	11,0	4,39	12,2	0,31	1,75
IPE 100	9,26	9,63	14,6	13,1	7,52	14,6	0,42	2,49
IPE 120	14,26	11,20	16,8	15,1	11,59	16,8	0,56	3,33
IPE 140	20,75	12,78	18,9	17,0	16,73	18,9	0,75	4,30
IPE 160	29,14	14,35	21,2	19,1	23,64	21,2	0,92	5,39
IPE 180	39,01	15,93	23,2	20,9	31,43	23,2	1,16	6,58
IPE 200	51,94	17,50	25,6	23,0	42,04	25,6	1,37	7,95
IPE 220	66,98	19,25	27,7	24,9	54,14	27,7	1,64	9,47
IPE 240	86,25	21,00	30,1	27,1	69,74	30,1	1,95	11,22
IPE 270	113,74	23,63	32,6	29,3	92,05	32,6	2,36	13,67
IPE 300	147,58	26,25	35,2	31,7	119,21	35,2	2,86	16,42
IPE 330	188,94	28,00	38,6	34,7	152,91	38,6	3,31	19,17
IPE 360	239,47	29,75	42,1	37,9	193,27	42,1	3,89	22,28
IPE 400	307,15	31,50	46,4	41,8	248,57	46,4	4,48	25,93
IPE 450	399,97	33,25	51,5	46,4	323,23	51,5	5,29	30,42
IPE 500	515,59	35,00	57,0	51,3	416,79	57,0	6,15	35,43
IPE 550	654,95	36,75	62,7	56,4	529,54	62,7	7,10	40,91
IPE 600	825,32	38,50	68,7	61,8	666,01	68,7	8,23	47,05

Tableau (4.37). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour : $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ et $f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2$ avec : $\beta = 1,75$ et $x/d=0,50$

Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	d_{mod} (cm)	M_{ur2} (KN.m)	h_{mod} (cm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)
IPE 80	5,45	8,05	11,2	10,1	4,44	11,2	0,32	1,91
IPE 100	9,26	9,63	13,3	12,0	7,49	13,3	0,47	2,73
IPE 120	14,26	11,20	15,3	13,8	11,53	15,3	0,63	3,65
IPE 140	20,75	12,78	17,3	15,6	16,82	17,3	0,81	4,70
IPE 160	29,14	14,35	19,4	17,5	23,75	19,4	0,98	5,89
IPE 180	39,01	15,93	21,3	19,2	31,79	21,3	1,20	7,18
IPE 200	51,94	17,50	23,4	21,1	42,15	23,4	1,48	8,70
IPE 220	66,98	19,25	25,3	22,8	54,19	25,3	1,79	10,37
IPE 240	86,25	21,00	27,5	24,8	69,85	27,5	2,12	12,29
IPE 270	113,74	23,63	29,8	26,8	92,30	29,8	2,55	14,95
IPE 300	147,58	26,25	32,2	29,0	119,71	32,2	3,07	17,96
IPE 330	188,94	28,00	35,3	31,8	153,46	35,3	3,57	20,97
IPE 360	239,47	29,75	38,6	34,7	194,96	38,6	4,09	24,32
IPE 400	307,15	31,50	42,4	38,2	249,07	42,4	4,86	28,38
IPE 450	399,97	33,25	47,1	42,4	324,43	47,1	5,69	33,27
IPE 500	515,59	35,00	52,2	47,0	419,46	52,2	6,53	38,71
IPE 550	654,95	36,75	57,4	51,7	532,56	57,4	7,56	44,72
IPE 600	825,32	38,50	62,9	56,6	669,96	62,9	8,76	51,41

Tableau (4.38). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour : $f_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$ et $f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2$ avec : $\beta = 1,75$ et $x/d=0,50$

Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	d_{mod} (cm)	M_{ur2} (KN.m)	h_{mod} (cm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)
IPE 80	5,45	8,05	9,6	8,6	4,35	9,6	0,41	2,22
IPE 100	9,26	9,63	11,5	10,4	7,47	11,5	0,55	3,15
IPE 120	14,26	11,20	13,2	11,9	11,44	13,2	0,76	4,23
IPE 140	20,75	12,78	14,9	13,4	16,64	14,9	0,98	5,45
IPE 160	29,14	14,35	16,7	15,0	23,47	16,7	1,20	6,83
IPE 180	39,01	15,93	18,4	16,6	31,63	18,4	1,42	8,31
IPE 200	51,94	17,50	20,2	18,2	41,88	20,2	1,77	10,07
IPE 220	66,98	19,25	21,9	19,7	54,14	21,9	2,08	11,98
IPE 240	86,25	21,00	23,8	21,4	69,76	23,8	2,46	14,19
IPE 270	113,74	23,63	25,7	23,1	91,53	25,7	3,07	17,33
IPE 300	147,58	26,25	27,8	25,0	118,97	27,8	3,65	20,79
IPE 330	188,94	28,00	30,5	27,5	152,75	30,5	4,21	24,26
IPE 360	239,47	29,75	33,3	30,0	193,46	33,3	4,90	28,17
IPE 400	307,15	31,50	36,6	32,9	247,46	36,6	5,79	32,86
IPE 450	399,97	33,25	40,7	36,6	323,00	40,7	6,71	38,49
IPE 500	515,59	35,00	45,0	40,5	415,64	45,0	7,88	44,87
IPE 550	654,95	36,75	49,5	44,6	528,07	49,5	9,09	51,81
IPE 600	825,32	38,50	54,3	48,9	665,71	54,3	10,43	59,52

Tableau (4.39). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour : $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$ et $f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2$ avec : $\beta = 2,00$ et $x/d=0,50$

Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	d_{mod} (cm)	M_{ur2} (KN.m)	h_{mod} (cm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)
IPE 80	5,45	9,20	11,4	10,3	4,38	11,4	0,33	1,87
IPE 100	9,26	11,00	13,6	12,2	7,46	13,6	0,47	2,67
IPE 120	14,26	12,80	15,7	14,1	11,56	15,7	0,61	3,56
IPE 140	20,75	14,60	17,7	15,9	16,76	17,7	0,80	4,59
IPE 160	29,14	16,40	19,8	17,8	23,57	19,8	1,00	5,76
IPE 180	39,01	18,20	21,7	19,5	31,41	21,7	1,24	7,04
IPE 200	51,94	20,00	23,9	21,5	41,87	23,9	1,49	8,51
IPE 220	66,98	22,00	25,9	23,3	54,09	25,9	1,77	10,13
IPE 240	86,25	24,00	28,1	25,3	69,46	28,1	2,12	12,02
IPE 270	113,74	27,00	30,5	27,5	92,06	30,5	2,52	14,61
IPE 300	147,58	30,00	32,9	29,6	119,02	32,9	3,08	17,57
IPE 330	188,94	32,00	36,1	32,5	152,85	36,1	3,55	20,50
IPE 360	239,47	34,00	39,4	35,5	193,45	39,4	4,14	23,80
IPE 400	307,15	36,00	43,4	39,1	248,53	43,4	4,79	27,72
IPE 450	399,97	38,00	48,2	43,4	323,58	48,2	5,62	32,50
IPE 500	515,59	40,00	53,3	48,0	416,50	53,3	6,60	37,89
IPE 550	654,95	42,00	58,6	52,7	528,63	58,6	7,65	43,77
IPE 600	825,32	44,00	64,3	57,9	666,77	64,3	8,75	50,27

Tableau (4.40). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour : $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ et $f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2$ avec : $\beta = 2,00$ et $x/d=0,50$

Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	d_{mod} (cm)	M_{ur2} (KN.m)	h_{mod} (cm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)
IPE 80	5,45	9,20	10,5	9,5	4,46	10,5	0,33	2,04
IPE 100	9,26	11,00	12,5	11,3	7,56	12,5	0,48	2,90
IPE 120	14,26	12,80	14,3	12,9	11,51	14,3	0,68	3,91
IPE 140	20,75	14,60	16,2	14,6	16,85	16,2	0,85	5,02
IPE 160	29,14	16,40	18,1	16,3	23,63	18,1	1,08	6,31
IPE 180	39,01	18,20	19,9	17,9	31,70	19,9	1,30	7,68
IPE 200	51,94	20,00	21,9	19,7	42,19	21,9	1,58	9,29
IPE 220	66,98	22,00	23,7	21,3	54,35	23,7	1,89	11,07
IPE 240	86,25	24,00	25,8	23,2	70,26	25,8	2,20	13,10
IPE 270	113,74	27,00	27,9	25,1	92,44	27,9	2,71	15,98
IPE 300	147,58	30,00	30,1	27,1	119,55	30,1	3,30	19,21
IPE 330	188,94	32,00	33,0	29,7	153,27	33,0	3,83	22,43
IPE 360	239,47	34,00	36,1	32,5	194,88	36,1	4,38	26,00
IPE 400	307,15	36,00	39,7	35,7	249,56	39,7	5,15	30,32
IPE 450	399,97	38,00	44,1	39,7	325,05	44,1	6,03	35,54
IPE 500	515,59	40,00	48,8	43,9	418,97	48,8	7,02	41,40
IPE 550	654,95	42,00	53,7	48,3	532,70	53,7	8,08	47,80
IPE 600	825,32	44,00	58,8	52,9	669,10	58,8	9,43	54,99

Tableau (4.41). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour : $f_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$ et $f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2$ avec : $\beta = 2,00$ et $x/d=0,50$

Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	d_{mod} (cm)	M_{ur2} (KN.m)	h_{mod} (cm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)
IPE 80	5,45	9,20	9,0	8,1	4,37	9,0	0,43	2,37
IPE 100	9,26	11,00	10,8	9,7	7,52	10,8	0,57	3,36
IPE 120	14,26	12,80	12,4	11,2	11,54	12,4	0,78	4,50
IPE 140	20,75	14,60	14,0	12,6	16,78	14,0	1,01	5,81
IPE 160	29,14	16,40	15,6	14,0	23,41	15,6	1,30	7,31
IPE 180	39,01	18,20	17,2	15,5	31,58	17,2	1,53	8,88
IPE 200	51,94	20,00	18,9	17,0	41,90	18,9	1,89	10,76
IPE 220	66,98	22,00	20,5	18,5	54,22	20,5	2,21	12,80
IPE 240	86,25	24,00	22,2	20,0	69,37	22,2	2,70	15,21
IPE 270	113,74	27,00	24,1	21,7	91,96	24,1	3,21	18,49
IPE 300	147,58	30,00	26,0	23,4	118,93	26,0	3,91	22,23
IPE 330	188,94	32,00	28,5	25,7	152,43	28,5	4,54	25,96
IPE 360	239,47	34,00	31,1	28,0	192,85	31,1	5,32	30,15
IPE 400	307,15	36,00	34,3	30,9	248,38	34,3	6,08	35,08
IPE 450	399,97	38,00	38,0	34,2	321,79	38,0	7,30	41,21
IPE 500	515,59	40,00	42,1	37,9	415,76	42,1	8,41	47,96
IPE 550	654,95	42,00	46,3	41,7	528,00	46,3	9,73	55,39
IPE 600	825,32	44,00	50,8	45,7	665,89	50,8	11,13	63,62

Tableau (4.42). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour : $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$ et $f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2$ avec : $\beta = 2,25$ et $x/d=0,50$

Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	d_{mod} (cm)	M_{ur2} (KN.m)	h_{mod} (cm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)
IPE 80	5,45	10,35	10,8	9,7	4,42	10,8	0,34	1,98
IPE 100	9,26	12,38	12,8	11,5	7,43	12,8	0,51	2,83
IPE 120	14,26	14,40	14,8	13,3	11,56	14,8	0,65	3,77
IPE 140	20,75	16,43	16,7	15,0	16,79	16,7	0,84	4,87
IPE 160	29,14	18,45	18,7	16,8	23,65	18,7	1,04	6,11
IPE 180	39,01	20,48	20,5	18,5	31,55	20,5	1,29	7,45
IPE 200	51,94	22,50	22,6	20,3	42,12	22,6	1,54	9,00
IPE 220	66,98	24,75	24,4	22,0	54,01	24,4	1,89	10,75
IPE 240	86,25	27,00	26,5	23,9	69,50	26,5	2,24	12,74
IPE 270	113,74	30,38	28,7	25,8	91,72	28,7	2,72	15,52
IPE 300	147,58	33,75	31,0	27,9	118,88	31,0	3,28	18,64
IPE 330	188,94	36,00	34,0	30,6	152,53	34,0	3,80	21,76
IPE 360	239,47	38,25	37,2	33,5	194,01	37,2	4,34	25,22
IPE 400	307,15	40,50	40,9	36,8	248,32	40,9	5,10	29,41
IPE 450	399,97	42,75	45,4	40,9	322,96	45,4	6,02	34,50
IPE 500	515,59	45,00	50,3	45,3	417,30	50,3	6,93	40,15
IPE 550	654,95	47,25	55,3	49,8	529,61	55,3	8,04	46,39
IPE 600	825,32	49,50	60,6	54,5	666,28	60,6	9,31	53,34

Tableau (4.43). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour : $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ et $f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2$ avec : $\beta = 2,25$ et $x/d=0,50$

Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	d_{mod} (cm)	M_{ur2} (KN.m)	h_{mod} (cm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)
IPE 80	5,45	10,35	9,9	8,9	4,46	9,9	0,35	2,16
IPE 100	9,26	12,38	11,8	10,6	7,58	11,8	0,50	3,08
IPE 120	14,26	14,40	13,5	12,2	11,54	13,5	0,71	4,14
IPE 140	20,75	16,43	15,3	13,8	16,92	15,3	0,89	5,32
IPE 160	29,14	18,45	17,1	15,4	23,73	17,1	1,12	6,68
IPE 180	39,01	20,48	18,8	16,9	31,84	18,8	1,35	8,13
IPE 200	51,94	22,50	20,6	18,5	42,00	20,6	1,71	9,88
IPE 220	66,98	24,75	22,4	20,2	54,62	22,4	1,96	11,72
IPE 240	86,25	27,00	24,3	21,9	70,12	24,3	2,35	13,91
IPE 270	113,74	30,38	26,3	23,7	92,42	26,3	2,88	16,95
IPE 300	147,58	33,75	28,4	25,6	119,73	28,4	3,48	20,36
IPE 330	188,94	36,00	31,1	28,0	153,15	31,1	4,08	23,80
IPE 360	239,47	38,25	34,0	30,6	194,48	34,0	4,69	27,60
IPE 400	307,15	40,50	37,4	33,7	249,16	37,4	5,50	32,18
IPE 450	399,97	42,75	41,6	37,4	325,39	41,6	6,36	37,68
IPE 500	515,59	45,00	46,0	41,4	418,81	46,0	7,46	43,92
IPE 550	654,95	47,25	50,6	45,5	532,09	50,6	8,61	50,72
IPE 600	825,32	49,50	55,5	50,0	670,62	55,5	9,89	58,27

Tableau (4.44). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour : $f_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$ et $f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2$ avec : $\beta = 2,25$ et $x/d=0,50$

Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	d_{mod} (cm)	M_{ur2} (KN.m)	h_{mod} (cm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)
IPE 80	5,45	10,35	8,5	7,7	4,39	8,5	0,44	2,51
IPE 100	9,26	12,38	10,1	9,1	7,41	10,1	0,65	3,59
IPE 120	14,26	14,40	11,7	10,5	11,56	11,7	0,82	4,78
IPE 140	20,75	16,43	13,2	11,9	16,79	13,2	1,06	6,16
IPE 160	29,14	18,45	14,7	13,2	23,38	14,7	1,39	7,76
IPE 180	39,01	20,48	16,2	14,6	31,52	16,2	1,64	9,43
IPE 200	51,94	22,50	17,8	16,0	41,81	17,8	2,02	11,42
IPE 220	66,98	24,75	19,3	17,4	54,06	19,3	2,37	13,59
IPE 240	86,25	27,00	21,0	18,9	69,83	21,0	2,77	16,09
IPE 270	113,74	30,38	22,7	20,4	91,80	22,7	3,43	19,62
IPE 300	147,58	33,75	24,5	22,1	118,80	24,5	4,17	23,58
IPE 330	188,94	36,00	26,9	24,2	152,77	26,9	4,77	27,51
IPE 360	239,47	38,25	29,3	26,4	192,57	29,3	5,68	32,00
IPE 400	307,15	40,50	32,3	29,1	247,79	32,3	6,52	37,24
IPE 450	399,97	42,75	35,9	32,3	323,11	35,9	7,60	43,63
IPE 500	515,59	45,00	39,7	35,7	415,93	39,7	8,91	50,86
IPE 550	654,95	47,25	43,7	39,3	529,16	43,7	10,21	58,70
IPE 600	825,32	49,50	47,9	43,1	666,04	47,9	11,80	67,48

Tableau (4.45). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour : $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$ et $f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2$ avec : $\beta = 2,50$ et $x/d=0,50$

Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	d_{mod} (cm)	M_{ur2} (KN.m)	h_{mod} (cm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)
IPE 80	5,45	11,50	10,2	9,2	4,39	10,2	0,37	2,09
IPE 100	9,26	13,75	12,2	11,0	7,50	12,2	0,51	2,97
IPE 120	14,26	16,00	14,0	12,6	11,49	14,0	0,70	3,99
IPE 140	20,75	18,25	15,8	14,2	16,70	15,8	0,91	5,14
IPE 160	29,14	20,50	17,7	15,9	23,54	17,7	1,12	6,45
IPE 180	39,01	22,75	19,4	17,5	31,38	19,4	1,39	7,87
IPE 200	51,94	25,00	21,4	19,3	41,96	21,4	1,65	9,51
IPE 220	66,98	27,50	23,2	20,9	54,25	23,2	1,95	11,31
IPE 240	86,25	30,00	25,2	22,7	69,83	25,2	2,31	13,41
IPE 270	113,74	33,75	27,3	24,6	92,19	27,3	2,80	16,32
IPE 300	147,58	37,50	29,5	26,6	119,61	29,5	3,36	19,60
IPE 330	188,94	40,00	32,3	29,1	152,96	32,3	3,95	22,91
IPE 360	239,47	42,50	35,2	31,7	193,01	35,2	4,68	26,64
IPE 400	307,15	45,00	38,8	34,9	248,30	38,8	5,38	31,01
IPE 450	399,97	47,50	43,1	38,8	323,41	43,1	6,30	36,35
IPE 500	515,59	50,00	47,7	42,9	416,98	47,7	7,33	42,34
IPE 550	654,95	52,50	52,4	47,2	528,35	52,4	8,57	48,95
IPE 600	825,32	55,00	57,5	51,8	666,50	57,5	9,80	56,21

Tableau (4.46). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour : $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ et $f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2$ avec : $\beta = 2,50$ et $x/d=0,50$

Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	d_{mod} (cm)	M_{ur2} (KN.m)	h_{mod} (cm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)
IPE 80	5,45	11,50	9,4	8,5	4,47	9,4	0,37	2,27
IPE 100	9,26	13,75	11,2	10,1	7,59	11,2	0,53	3,24
IPE 120	14,26	16,00	12,8	11,5	11,53	12,8	0,76	4,36
IPE 140	20,75	18,25	14,5	13,1	16,88	14,5	0,95	5,61
IPE 160	29,14	20,50	16,2	14,6	23,66	16,2	1,20	7,05
IPE 180	39,01	22,75	17,8	16,0	31,70	17,8	1,46	8,59
IPE 200	51,94	25,00	19,6	17,6	42,24	19,6	1,76	10,39
IPE 220	66,98	27,50	21,2	19,1	54,36	21,2	2,11	12,38
IPE 240	86,25	30,00	23,0	20,7	69,80	23,0	2,54	14,69
IPE 270	113,74	33,75	24,9	22,4	92,04	24,9	3,09	17,89
IPE 300	147,58	37,50	27,0	24,3	120,24	27,0	3,59	21,42
IPE 330	188,94	40,00	29,5	26,6	153,10	29,5	4,31	25,09
IPE 360	239,47	42,50	32,3	29,1	195,02	32,3	4,88	29,06
IPE 400	307,15	45,00	35,5	32,0	249,43	35,5	5,77	33,90
IPE 450	399,97	47,50	39,4	35,5	324,32	39,4	6,81	39,77
IPE 500	515,59	50,00	43,6	39,2	418,05	43,6	7,94	46,33
IPE 550	654,95	52,50	48,0	43,2	532,02	48,0	9,09	53,47
IPE 600	825,32	55,00	52,6	47,3	669,30	52,6	10,52	61,47

Tableau (4.47). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour : $f_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$ et $f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2$ avec : $\beta = 2,50$ et $x/d=0,50$

Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	d_{mod} (cm)	M_{ur2} (KN.m)	h_{mod} (cm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)
IPE 80	5,45	11,50	8,1	7,3	4,42	8,1	0,45	2,64
IPE 100	9,26	13,75	9,6	8,6	7,43	9,6	0,68	3,78
IPE 120	14,26	16,00	11,1	10,0	11,56	11,1	0,86	5,03
IPE 140	20,75	18,25	12,5	11,3	16,72	12,5	1,14	6,50
IPE 160	29,14	20,50	14,0	12,6	23,56	14,0	1,41	8,15
IPE 180	39,01	22,75	15,4	13,9	31,64	15,4	1,70	9,92
IPE 200	51,94	25,00	16,9	15,2	41,87	16,9	2,11	12,03
IPE 220	66,98	27,50	18,3	16,5	54,01	18,3	2,51	14,33
IPE 240	86,25	30,00	19,9	17,9	69,67	19,9	2,96	16,97
IPE 270	113,74	33,75	21,5	19,4	91,49	21,5	3,67	20,71
IPE 300	147,58	37,50	23,3	21,0	119,39	23,3	4,29	24,81
IPE 330	188,94	40,00	25,5	23,0	152,53	25,5	5,07	29,02
IPE 360	239,47	42,50	27,8	25,0	192,62	27,8	5,98	33,72
IPE 400	307,15	45,00	30,6	27,5	247,10	30,6	6,96	39,30
IPE 450	399,97	47,50	34,0	30,6	322,01	34,0	8,13	46,06
IPE 500	515,59	50,00	37,7	33,9	416,75	37,7	9,30	53,57
IPE 550	654,95	52,50	41,4	37,3	527,70	41,4	10,90	61,94
IPE 600	825,32	55,00	45,4	40,9	664,81	45,4	12,54	71,18

c) Pour $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$

Tableau (4.48). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour : $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$ et $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ avec : $\beta = 1,50$ et $x/d=0,50$

Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	d_{mod} (cm)	M_{ur2} (KN.m)	h_{mod} (cm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)
IPE 80	5,45	6,90	13,2	11,9	4,41	13,2	0,22	1,29
IPE 100	9,26	8,25	15,7	14,1	7,45	15,7	0,33	1,85
IPE 120	14,26	9,60	18,1	16,3	11,53	18,1	0,43	2,47
IPE 140	20,75	10,95	20,4	18,4	16,70	20,4	0,56	3,19
IPE 160	29,14	12,30	22,8	20,5	23,44	22,8	0,71	4,00
IPE 180	39,01	13,65	25,1	22,6	31,52	25,1	0,85	4,87
IPE 200	51,94	15,00	27,6	24,8	41,88	27,6	1,03	5,90
IPE 220	66,98	16,50	29,9	26,9	54,07	29,9	1,23	7,02
IPE 240	86,25	18,00	32,5	29,3	69,69	32,5	1,45	8,32
IPE 270	113,74	20,25	35,2	31,7	91,96	35,2	1,76	10,13
IPE 300	147,58	22,50	38,0	34,2	119,08	38,0	2,13	12,17
IPE 330	188,94	24,00	41,6	37,4	152,23	41,6	2,50	14,23
IPE 360	239,47	25,50	45,5	41,0	193,49	45,5	2,87	16,49
IPE 400	307,15	27,00	50,0	45,0	247,40	50,0	3,39	19,24
IPE 450	399,97	28,50	55,6	50,0	322,92	55,6	3,93	22,54
IPE 500	515,59	30,00	61,5	55,4	415,89	61,5	4,60	26,26
IPE 550	654,95	31,50	67,6	60,8	527,60	67,6	5,35	30,35
IPE 600	825,32	33,00	74,2	66,8	665,93	74,2	6,10	34,85

Tableau (4.49). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour : $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ et $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ avec : $\beta = 1,50$ et $x/d=0,50$

Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	d_{mod} (cm)	M_{ur2} (KN.m)	h_{mod} (cm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)
IPE 80	5,45	6,90	12,1	10,9	4,44	12,1	0,24	1,41
IPE 100	9,26	8,25	14,4	13,0	7,52	14,4	0,34	2,02
IPE 120	14,26	9,60	16,6	14,9	11,64	16,6	0,45	2,69
IPE 140	20,75	10,95	18,7	16,8	16,84	18,7	0,59	3,48
IPE 160	29,14	12,30	20,9	18,8	23,63	20,9	0,75	4,37
IPE 180	39,01	13,65	23,0	20,7	31,76	23,0	0,89	5,32
IPE 200	51,94	15,00	25,3	22,8	42,23	25,3	1,09	6,44
IPE 220	66,98	16,50	27,4	24,7	54,48	27,4	1,29	7,66
IPE 240	86,25	18,00	29,7	26,7	69,83	29,7	1,57	9,10
IPE 270	113,74	20,25	32,2	29,0	92,35	32,2	1,89	11,07
IPE 300	147,58	22,50	34,8	31,3	119,85	34,8	2,26	13,29
IPE 330	188,94	24,00	38,1	34,3	153,23	38,1	2,66	15,54
IPE 360	239,47	25,50	41,6	37,4	194,09	41,6	3,10	18,04
IPE 400	307,15	27,00	45,8	41,2	249,10	45,8	3,60	21,02
IPE 450	399,97	28,50	50,9	45,8	324,76	50,9	4,19	24,63
IPE 500	515,59	30,00	56,3	50,7	418,24	56,3	4,91	28,70
IPE 550	654,95	31,50	62,0	55,8	532,57	62,0	5,60	33,12
IPE 600	825,32	33,00	68,0	61,2	671,15	68,0	6,43	38,05

Tableau (4.50). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour : $f_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$ et $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ avec : $\beta = 1,50$ et $x/d=0,50$

Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	d_{mod} (cm)	M_{ur2} (KN.m)	h_{mod} (cm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)
IPE 80	5,45	6,90	10,4	9,4	4,38	10,4	0,29	1,64
IPE 100	9,26	8,25	12,4	11,2	7,44	12,4	0,42	2,34
IPE 120	14,26	9,60	14,3	12,9	11,51	14,3	0,55	3,12
IPE 140	20,75	10,95	16,2	14,6	16,85	16,2	0,68	4,02
IPE 160	29,14	12,30	18,1	16,3	23,63	18,1	0,86	5,05
IPE 180	39,01	13,65	19,9	17,9	31,70	19,9	1,04	6,15
IPE 200	51,94	15,00	21,9	19,7	42,19	21,9	1,26	7,43
IPE 220	66,98	16,50	23,7	21,3	54,35	23,7	1,51	8,86
IPE 240	86,25	18,00	25,7	23,1	69,72	25,7	1,83	10,52
IPE 270	113,74	20,25	27,8	25,0	91,78	27,8	2,24	12,82
IPE 300	147,58	22,50	30,1	27,1	119,55	30,1	2,64	15,37
IPE 330	188,94	24,00	33,0	29,7	153,27	33,0	3,07	17,95
IPE 360	239,47	25,50	36,0	32,4	193,81	36,0	3,60	20,85
IPE 400	307,15	27,00	39,6	35,6	248,30	39,6	4,22	24,30
IPE 450	399,97	28,50	44,0	39,6	323,57	44,0	4,93	28,49
IPE 500	515,59	30,00	48,7	43,8	417,26	48,7	5,73	33,18
IPE 550	654,95	31,50	53,6	48,2	530,72	53,6	6,58	38,30
IPE 600	825,32	33,00	58,7	52,8	666,83	58,7	7,66	44,05

Tableau (4.51). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour : $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$ et $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ avec : $\beta = 1,75$ et $x/d=0,50$

Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	d_{mod} (cm)	M_{ur2} (KN.m)	h_{mod} (cm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)
IPE 80	5,45	8,05	12,2	11	4,39	12,2	0,25	1,40
IPE 100	9,26	9,63	14,6	13	7,52	14,6	0,34	1,99
IPE 120	14,26	11,20	16,7	15	11,45	16,7	0,48	2,67
IPE 140	20,75	12,78	18,9	17	16,73	18,9	0,60	3,44
IPE 160	29,14	14,35	21,1	19	23,42	21,1	0,77	4,32
IPE 180	39,01	15,93	23,2	21	31,43	23,2	0,93	5,27
IPE 200	51,94	17,50	25,6	23	42,04	25,6	1,10	6,36
IPE 220	66,98	19,25	27,7	25	54,14	27,7	1,32	7,58
IPE 240	86,25	21,00	30,1	27	69,74	30,1	1,56	8,98
IPE 270	113,74	23,63	32,6	29	92,05	32,6	1,89	10,93
IPE 300	147,58	26,25	35,2	32	119,21	35,2	2,29	13,14
IPE 330	188,94	28,00	38,5	35	152,12	38,5	2,71	15,37
IPE 360	239,47	29,75	42,1	38	193,27	42,1	3,11	17,82
IPE 400	307,15	31,50	46,3	42	247,50	46,3	3,66	20,78
IPE 450	399,97	33,25	51,5	46	323,23	51,5	4,23	24,33
IPE 500	515,59	35,00	56,9	51	415,33	56,9	5,00	28,38
IPE 550	654,95	36,75	62,6	56	527,85	62,6	5,76	32,77
IPE 600	825,32	38,50	68,7	62	666,01	68,7	6,58	37,64

Tableau (4.52). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour : $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ et $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ avec : $\beta = 1,75$ et $x/d=0,50$

Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	d_{mod} (cm)	M_{ur2} (KN.m)	h_{mod} (cm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)
IPE 80	5,45	8,05	11,2	10,1	4,44	11,2	0,26	1,53
IPE 100	9,26	9,63	13,3	12,0	7,49	13,3	0,38	2,18
IPE 120	14,26	11,20	15,3	13,8	11,53	15,3	0,51	2,92
IPE 140	20,75	12,78	17,3	15,6	16,82	17,3	0,64	3,76
IPE 160	29,14	14,35	19,4	17,5	23,75	19,4	0,79	4,71
IPE 180	39,01	15,93	21,3	19,2	31,79	21,3	0,96	5,74
IPE 200	51,94	17,50	23,4	21,1	42,15	23,4	1,19	6,96
IPE 220	66,98	19,25	25,3	22,8	54,19	25,3	1,43	8,30
IPE 240	86,25	21,00	27,5	24,8	69,85	27,5	1,69	9,83
IPE 270	113,74	23,63	29,8	26,8	92,30	29,8	2,04	11,96
IPE 300	147,58	26,25	32,2	29,0	119,71	32,2	2,46	14,37
IPE 330	188,94	28,00	35,3	31,8	153,46	35,3	2,85	16,78
IPE 360	239,47	29,75	38,6	34,7	194,96	38,6	3,27	19,45
IPE 400	307,15	31,50	42,4	38,2	249,07	42,4	3,89	22,71
IPE 450	399,97	33,25	47,1	42,4	324,43	47,1	4,55	26,62
IPE 500	515,59	35,00	52,2	47,0	419,46	52,2	5,23	30,97
IPE 550	654,95	36,75	57,4	51,7	532,56	57,4	6,05	35,77
IPE 600	825,32	38,50	62,9	56,6	669,96	62,9	7,01	41,13

Tableau (4.53). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour : $f_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$ et $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ avec : $\beta = 1,75$ et $x/d=0,50$

Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	d_{mod} (cm)	M_{ur2} (KN.m)	h_{mod} (cm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)
IPE 80	5,45	8,05	9,7	8,7	4,44	9,7	0,29	1,76
IPE 100	9,26	9,63	11,5	10,4	7,47	11,5	0,44	2,52
IPE 120	14,26	11,20	13,3	12,0	11,62	13,3	0,56	3,36
IPE 140	20,75	12,78	15,0	13,5	16,86	15,0	0,74	4,34
IPE 160	29,14	14,35	16,7	15,0	23,47	16,7	0,96	5,47
IPE 180	39,01	15,93	18,4	16,6	31,63	18,4	1,14	6,65
IPE 200	51,94	17,50	20,2	18,2	41,88	20,2	1,41	8,05
IPE 220	66,98	19,25	21,9	19,7	54,14	21,9	1,66	9,58
IPE 240	86,25	21,00	23,8	21,4	69,76	23,8	1,97	11,36
IPE 270	113,74	23,63	25,8	23,2	92,24	25,8	2,36	13,82
IPE 300	147,58	26,25	27,8	25,0	118,97	27,8	2,92	16,63
IPE 330	188,94	28,00	30,5	27,5	152,75	30,5	3,37	19,41
IPE 360	239,47	29,75	33,3	30,0	193,46	33,3	3,92	22,53
IPE 400	307,15	31,50	36,7	33,0	248,81	36,7	4,51	26,23
IPE 450	399,97	33,25	40,7	36,6	323,00	40,7	5,37	30,79
IPE 500	515,59	35,00	45,1	40,6	417,49	45,1	6,17	35,83
IPE 550	654,95	36,75	49,6	44,6	530,21	49,6	7,14	41,38
IPE 600	825,32	38,50	54,4	49,0	668,16	54,4	8,20	47,54

Tableau (4.54). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour : $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$ et $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ avec : $\beta = 2,00$ et $x/d=0,50$

Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	d_{mod} (cm)	M_{ur2} (KN.m)	h_{mod} (cm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)
IPE 80	5,45	9,20	11,4	10,3	4,38	11,4	0,27	1,50
IPE 100	9,26	11,00	13,6	12,2	7,46	13,6	0,38	2,13
IPE 120	14,26	12,80	15,7	14,1	11,56	15,7	0,49	2,85
IPE 140	20,75	14,60	17,7	15,9	16,76	17,7	0,64	3,67
IPE 160	29,14	16,40	19,8	17,8	23,57	19,8	0,80	4,61
IPE 180	39,01	18,20	21,7	19,5	31,41	21,7	0,99	5,63
IPE 200	51,94	20,00	23,9	21,5	41,87	23,9	1,20	6,81
IPE 220	66,98	22,00	25,9	23,3	54,09	25,9	1,41	8,10
IPE 240	86,25	24,00	28,1	25,3	69,46	28,1	1,70	9,61
IPE 270	113,74	27,00	30,4	27,4	91,46	30,4	2,08	11,72
IPE 300	147,58	30,00	32,9	29,6	119,02	32,9	2,46	14,05
IPE 330	188,94	32,00	36,0	32,4	152,01	36,0	2,91	16,44
IPE 360	239,47	34,00	39,4	35,5	193,45	39,4	3,31	19,04
IPE 400	307,15	36,00	43,3	39,0	247,39	43,3	3,92	22,22
IPE 450	399,97	38,00	48,1	43,3	322,24	48,1	4,59	26,05
IPE 500	515,59	40,00	53,3	48,0	416,50	53,3	5,28	30,31
IPE 550	654,95	42,00	58,6	52,7	528,63	58,6	6,12	35,02
IPE 600	825,32	44,00	64,2	57,8	664,70	64,2	7,10	40,27

Tableau (4.55). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour : $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ et $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ avec : $\beta = 2,00$ et $x/d=0,50$

Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	d_{mod} (cm)	M_{ur2} (KN.m)	h_{mod} (cm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)
IPE 80	5,45	9,20	10,5	9,5	4,46	10,5	0,27	1,63
IPE 100	9,26	11,00	12,5	11,3	7,56	12,5	0,39	2,32
IPE 120	14,26	12,80	14,3	12,9	11,51	14,3	0,55	3,12
IPE 140	20,75	14,60	16,2	14,6	16,85	16,2	0,68	4,02
IPE 160	29,14	16,40	18,1	16,3	23,63	18,1	0,86	5,05
IPE 180	39,01	18,20	19,9	17,9	31,70	19,9	1,04	6,15
IPE 200	51,94	20,00	21,9	19,7	42,19	21,9	1,26	7,43
IPE 220	66,98	22,00	23,7	21,3	54,35	23,7	1,51	8,86
IPE 240	86,25	24,00	25,8	23,2	70,26	25,8	1,76	10,48
IPE 270	113,74	27,00	27,9	25,1	92,44	27,9	2,17	12,78
IPE 300	147,58	30,00	30,1	27,1	119,55	30,1	2,64	15,37
IPE 330	188,94	32,00	33,0	29,7	153,27	33,0	3,07	17,95
IPE 360	239,47	34,00	36,1	32,5	194,88	36,1	3,51	20,80
IPE 400	307,15	36,00	39,7	35,7	249,56	39,7	4,12	24,25
IPE 450	399,97	38,00	44,1	39,7	325,05	44,1	4,82	28,43
IPE 500	515,59	40,00	48,8	43,9	418,97	48,8	5,62	33,12
IPE 550	654,95	42,00	53,7	48,3	532,70	53,7	6,46	38,24
IPE 600	825,32	44,00	58,8	52,9	669,10	58,8	7,54	43,99

Tableau (4.56). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour : $f_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$ et $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ avec : $\beta = 2,00$ et $x/d=0,50$

Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	d_{mod} (cm)	M_{ur2} (KN.m)	h_{mod} (cm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)
IPE 80	5,45	9,20	9,0	8,1	4,37	9,0	0,34	1,90
IPE 100	9,26	11,00	10,8	9,7	7,52	10,8	0,46	2,69
IPE 120	14,26	12,80	12,4	11,2	11,54	12,4	0,62	3,60
IPE 140	20,75	14,60	14,0	12,6	16,78	14,0	0,80	4,64
IPE 160	29,14	16,40	15,7	14,1	23,71	15,7	0,98	5,82
IPE 180	39,01	18,20	17,2	15,5	31,58	17,2	1,23	7,11
IPE 200	51,94	20,00	18,9	17,0	41,90	18,9	1,51	8,61
IPE 220	66,98	22,00	20,5	18,5	54,22	20,5	1,77	10,24
IPE 240	86,25	24,00	22,3	20,1	69,99	22,3	2,07	12,12
IPE 270	113,74	27,00	24,1	21,7	91,96	24,1	2,56	14,79
IPE 300	147,58	30,00	26,0	23,4	118,93	26,0	3,13	17,78
IPE 330	188,94	32,00	28,5	25,7	152,43	28,5	3,64	20,77
IPE 360	239,47	34,00	31,2	28,1	194,09	31,2	4,13	24,06
IPE 400	307,15	36,00	34,3	30,9	248,38	34,3	4,86	28,06
IPE 450	399,97	38,00	38,1	34,3	323,49	38,1	5,70	32,90
IPE 500	515,59	40,00	42,2	38,0	417,74	42,2	6,58	38,29
IPE 550	654,95	42,00	46,4	41,8	530,28	46,4	7,63	44,24
IPE 600	825,32	44,00	50,9	45,8	668,52	50,9	8,74	50,82

Tableau (4.57). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour : $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$ et $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ avec : $\beta = 2,25$ et $x/d=0,50$

Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	d_{mod} (cm)	M_{ur2} (KN.m)	h_{mod} (cm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)
IPE 80	5,45	10,35	10,8	9,7	4,42	10,8	0,27	1,58
IPE 100	9,26	12,38	12,8	11,5	7,43	12,8	0,40	2,27
IPE 120	14,26	14,40	14,8	13,3	11,56	14,8	0,52	3,02
IPE 140	20,75	16,43	16,7	15,0	16,79	16,7	0,67	3,89
IPE 160	29,14	18,45	18,6	16,7	23,40	18,6	0,88	4,91
IPE 180	39,01	20,48	20,5	18,5	31,55	20,5	1,03	5,96
IPE 200	51,94	22,50	22,5	20,3	41,75	22,5	1,29	7,23
IPE 220	66,98	24,75	24,4	22,0	54,01	24,4	1,51	8,60
IPE 240	86,25	27,00	26,5	23,9	69,50	26,5	1,79	10,20
IPE 270	113,74	30,38	28,7	25,8	91,72	28,7	2,18	12,42
IPE 300	147,58	33,75	31,0	27,9	118,88	31,0	2,63	14,91
IPE 330	188,94	36,00	34,0	30,6	152,53	34,0	3,04	17,41
IPE 360	239,47	38,25	37,1	33,4	192,97	37,1	3,56	20,22
IPE 400	307,15	40,50	40,9	36,8	248,32	40,9	4,08	23,53
IPE 450	399,97	42,75	45,4	40,9	322,96	45,4	4,81	27,60
IPE 500	515,59	45,00	50,2	45,2	415,65	50,2	5,65	32,17
IPE 550	654,95	47,25	55,2	49,7	527,70	55,2	6,54	37,17
IPE 600	825,32	49,50	60,6	54,5	666,28	60,6	7,45	42,67

Tableau (4.58). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour : $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ et $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ avec : $\beta = 2,25$ et $x/d=0,50$

Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	d_{mod} (cm)	M_{ur2} (KN.m)	h_{mod} (cm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)
IPE 80	5,45	10,35	9,9	8,9	4,46	9,9	0,28	1,73
IPE 100	9,26	12,38	11,8	10,6	7,58	11,8	0,40	2,46
IPE 120	14,26	14,40	13,5	12,2	11,54	13,5	0,57	3,31
IPE 140	20,75	16,43	15,3	13,8	16,92	15,3	0,71	4,25
IPE 160	29,14	18,45	17,1	15,4	23,73	17,1	0,90	5,34
IPE 180	39,01	20,48	18,8	16,9	31,84	18,8	1,08	6,51
IPE 200	51,94	22,50	20,6	18,5	42,00	20,6	1,37	7,90
IPE 220	66,98	24,75	22,4	20,2	54,62	22,4	1,57	9,38
IPE 240	86,25	27,00	24,3	21,9	70,12	24,3	1,88	11,13
IPE 270	113,74	30,38	26,3	23,7	92,42	26,3	2,30	13,56
IPE 300	147,58	33,75	28,4	25,6	119,73	28,4	2,78	16,29
IPE 330	188,94	36,00	31,1	28,0	153,15	31,1	3,27	19,04
IPE 360	239,47	38,25	34,0	30,6	194,48	34,0	3,76	22,08
IPE 400	307,15	40,50	37,4	33,7	249,16	37,4	4,40	25,74
IPE 450	399,97	42,75	41,6	37,4	325,39	41,6	5,09	30,14
IPE 500	515,59	45,00	46,0	41,4	418,81	46,0	5,97	35,14
IPE 550	654,95	47,25	50,6	45,5	532,09	50,6	6,89	40,58
IPE 600	825,32	49,50	55,5	50,0	670,62	55,5	7,91	46,62

Tableau (4.59). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour : $f_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$ et $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ avec : $\beta = 2,25$ et $x/d=0,50$

Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	d_{mod} (cm)	M_{ur2} (KN.m)	h_{mod} (cm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)
IPE 80	5,45	10,35	8,5	7,7	4,39	8,5	0,36	2,01
IPE 100	9,26	12,38	10,2	9,2	7,55	10,2	0,47	2,85
IPE 120	14,26	14,40	11,7	10,5	11,56	11,7	0,65	3,82
IPE 140	20,75	16,43	13,2	11,9	16,79	13,2	0,85	4,93
IPE 160	29,14	18,45	14,8	13,3	23,70	14,8	1,04	6,17
IPE 180	39,01	20,48	16,2	14,6	31,52	16,2	1,31	7,55
IPE 200	51,94	22,50	17,8	16,0	41,81	17,8	1,62	9,14
IPE 220	66,98	24,75	19,3	17,4	54,06	19,3	1,90	10,87
IPE 240	86,25	27,00	21,0	18,9	69,83	21,0	2,22	12,87
IPE 270	113,74	30,38	22,7	20,4	91,80	22,7	2,74	15,70
IPE 300	147,58	33,75	24,6	22,1	119,78	24,6	3,21	18,81
IPE 330	188,94	36,00	26,9	24,2	152,77	26,9	3,82	22,01
IPE 360	239,47	38,25	29,4	26,5	193,89	29,4	4,40	25,53
IPE 400	307,15	40,50	32,3	29,1	247,79	32,3	5,22	29,79
IPE 450	399,97	42,75	35,9	32,3	323,11	35,9	6,08	34,91
IPE 500	515,59	45,00	39,8	35,8	418,02	39,8	6,96	40,60
IPE 550	654,95	47,25	43,7	39,3	529,16	43,7	8,17	46,96
IPE 600	825,32	49,50	48,0	43,2	668,82	48,0	9,25	53,89

Tableau (4.60). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour : $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$ et $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ avec : $\beta = 2,50$ et $x/d=0,50$

Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	d_{mod} (cm)	M_{ur2} (KN.m)	h_{mod} (cm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)
IPE 80	5,45	11,50	10,2	9,2	4,39	10,2	0,30	1,67
IPE 100	9,26	13,75	12,2	11,0	7,50	12,2	0,41	2,38
IPE 120	14,26	16,00	14,0	12,6	11,49	14,0	0,56	3,19
IPE 140	20,75	18,25	15,8	14,2	16,70	15,8	0,73	4,11
IPE 160	29,14	20,50	17,7	15,9	23,54	17,7	0,90	5,16
IPE 180	39,01	22,75	19,4	17,5	31,38	19,4	1,12	6,30
IPE 200	51,94	25,00	21,4	19,3	41,96	21,4	1,32	7,60
IPE 220	66,98	27,50	23,2	20,9	54,25	23,2	1,56	9,05
IPE 240	86,25	30,00	25,2	22,7	69,83	25,2	1,85	10,73
IPE 270	113,74	33,75	27,2	24,5	91,52	27,2	2,32	13,10
IPE 300	147,58	37,50	29,4	26,5	118,80	29,4	2,78	15,72
IPE 330	188,94	40,00	32,2	29,0	152,01	32,2	3,25	18,38
IPE 360	239,47	42,50	35,2	31,7	193,01	35,2	3,75	21,31
IPE 400	307,15	45,00	38,8	34,9	248,30	38,8	4,30	24,81
IPE 450	399,97	47,50	43,0	38,7	321,91	43,0	5,15	29,13
IPE 500	515,59	50,00	47,6	42,8	415,23	47,6	5,98	33,93
IPE 550	654,95	52,50	52,4	47,2	528,35	52,4	6,86	39,16
IPE 600	825,32	55,00	57,5	51,8	666,50	57,5	7,84	44,97

Tableau (4.61). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour : $f_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ et $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ avec : $\beta = 2,50$ et $x/d=0,50$

Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	d_{mod} (cm)	M_{ur2} (KN.m)	h_{mod} (cm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)
IPE 80	5,45	11,50	9,4	8,5	4,47	9,4	0,30	1,82
IPE 100	9,26	13,75	11,2	10,1	7,59	11,2	0,42	2,59
IPE 120	14,26	16,00	12,8	11,5	11,53	12,8	0,61	3,49
IPE 140	20,75	18,25	14,5	13,1	16,88	14,5	0,76	4,49
IPE 160	29,14	20,50	16,2	14,6	23,66	16,2	0,96	5,64
IPE 180	39,01	22,75	17,8	16,0	31,70	17,8	1,16	6,87
IPE 200	51,94	25,00	19,6	17,6	42,24	19,6	1,40	8,31
IPE 220	66,98	27,50	21,2	19,1	54,36	21,2	1,69	9,90
IPE 240	86,25	30,00	23,0	20,7	69,80	23,0	2,03	11,75
IPE 270	113,74	33,75	24,9	22,4	92,04	24,9	2,47	14,31
IPE 300	147,58	37,50	27,0	24,3	120,24	27,0	2,87	17,14
IPE 330	188,94	40,00	29,5	26,6	153,10	29,5	3,45	20,07
IPE 360	239,47	42,50	32,3	29,1	195,02	32,3	3,91	23,25
IPE 400	307,15	45,00	35,5	32,0	249,43	35,5	4,61	27,12
IPE 450	399,97	47,50	39,4	35,5	324,32	39,4	5,45	31,82
IPE 500	515,59	50,00	43,6	39,2	418,05	43,6	6,35	37,06
IPE 550	654,95	52,50	48,0	43,2	532,02	48,0	7,27	42,77
IPE 600	825,32	55,00	52,6	47,3	669,30	52,6	8,42	49,18

Tableau (4.62). Détermination de sections rectangulaires doublement armées équivalentes pour : $f_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$ et $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ avec : $\beta = 2,50$ et $x/d=0,50$

Profilé	M_p (KN.m)	b_c (cm)	d_c (cm)	d_{mod} (cm)	M_{ur2} (KN.m)	h_{mod} (cm)	A'_s (cm ²)	A_s (cm ²)
IPE 80	5,45	11,50	8,1	7,3	4,42	8,1	0,36	2,11
IPE 100	9,26	13,75	9,6	8,6	7,43	9,6	0,54	3,02
IPE 120	14,26	16,00	11,1	10,0	11,56	11,1	0,69	4,03
IPE 140	20,75	18,25	12,5	11,3	16,72	12,5	0,91	5,20
IPE 160	29,14	20,50	14,0	12,6	23,56	14,0	1,13	6,52
IPE 180	39,01	22,75	15,4	13,9	31,64	15,4	1,36	7,94
IPE 200	51,94	25,00	16,9	15,2	41,87	16,9	1,69	9,63
IPE 220	66,98	27,50	18,3	16,5	54,01	18,3	2,01	11,47
IPE 240	86,25	30,00	19,9	17,9	69,67	19,9	2,36	13,58
IPE 270	113,74	33,75	21,6	19,4	92,34	21,6	2,81	16,51
IPE 300	147,58	37,50	23,3	21,0	119,39	23,3	3,43	19,85
IPE 330	188,94	40,00	25,5	23,0	152,53	25,5	4,05	23,21
IPE 360	239,47	42,50	27,9	25,1	194,01	27,9	4,62	26,90
IPE 400	307,15	45,00	30,7	27,6	248,72	30,7	5,40	31,35
IPE 450	399,97	47,50	34,1	30,7	323,91	34,1	6,33	36,76
IPE 500	515,59	50,00	37,7	33,9	416,75	37,7	7,44	42,85
IPE 550	654,95	52,50	41,5	37,4	530,25	41,5	8,53	49,46
IPE 600	825,32	55,00	45,5	41,0	667,74	45,5	9,83	56,84

5. Présentation et discussion des résultats

5.1. Introduction

Les dimensions des sections ainsi que leurs taux d'armatures tendues et comprimées obtenues au chapitre 4 représentent les sections usuelles (rectangulaires) simplement et doublement armées équivalentes à la gamme des différents profilés en charpente métallique type *IPE*.

L'exposition adéquate des différents résultats est la présentation graphique ou plus précisément, le développement de séries de courbes pour les gammes de sections en fonction des différents paramètres influents.

L'exploitation de ces graphes permet la détermination rapide de sections en béton armé (simplement ou doublement armées) les plus appropriées équivalentes aux différents *IPE* en utilisant les caractéristiques des matériaux adoptées par l'*Eurocode 2* [8,13].

5.2. Présentation graphique des résultats

5.2.1. Choix du système de coordonnées adopté

a) Pour les sections simplement armées :

Le choix du système de coordonnées obéit à une contrainte majeure, celle d'avoir l'ensemble des résultats sur un même abaque ; le moyen le plus judicieux est d'opter pour le système de coordonnées logarithmiques.

Le système qui a donné satisfaction après plusieurs tentatives et essais est celui de présenter les résultats par des courbes sous forme d'abaques à trois entrées. En abscisse, sont représentés $\{\ln M_p (KN.m)\}$ de l'ensemble de la gamme. En ordonnée, côté gauche, sont représentés $\left\{ \ln \left(\frac{b_c h_c}{A_{ch}} \right) \right\}$ où $b_c.h_c$ est la section de béton et A_{ch} celle du profilé. Les taux d'armatures tendues $\{\rho = 100A_s / bd\}$ quant à eux, ils sont représentés en ordonnées côté droit et leurs valeurs respectives sont égales aux ordonnées côté gauche d'où l'échelle de gauche prenant la lecture des deux inconnues.

b) Pour les sections doublement armées :

Les résultats des sections doublement armées sont représentés par des courbes sous forme d'abaques à trois entrées, le choix du système de coordonnées est comme dans le cas des sections simplement armées, la nouveauté étant, dans ce cas, de présenter aussi sur le côté droit les taux d'armatures comprimées $\{\rho' = 100A'_s / bd\}$.

5.2.2. Présentation des abaques développés

5.2.2.1. Sections simplement armées

Les figures (5.1) à (5.15) montrent la présentation graphique des sections simplement armées équivalentes aux différents profilés *IPE*, pour trois valeurs de la résistance caractéristique du

béton, f_{ck} (25, 30, 40) N/mm^2 et avec pour chaque résistance trois valeurs de f_{yk} à savoir 235, 400 et 500 N/mm^2 et ce pour la plage adoptée du rapport géométrique, β . Représentant un large éventail de sections pratiques.

a) Pour un $f_{yk} = 235MPa$

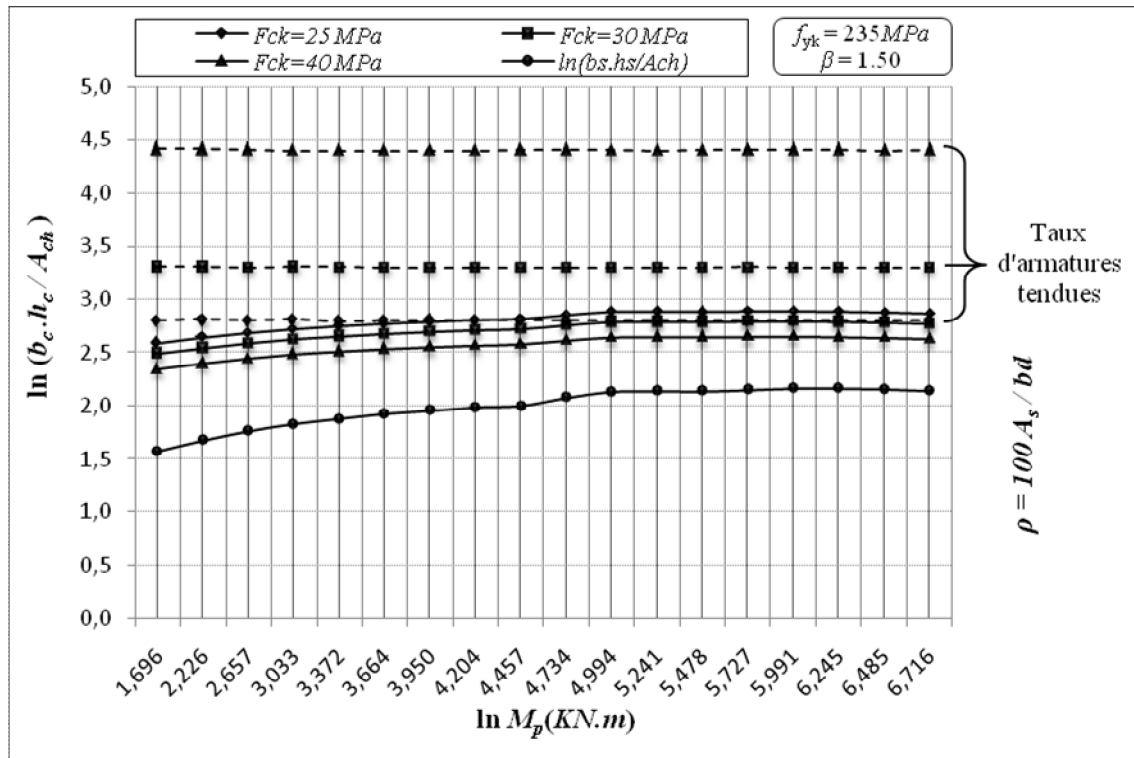


Figure (5.1). Sections en béton simplement armées équivalentes à la gamme IPE pour : $f_{yk} = 235MPa$, $\beta = 1.50$

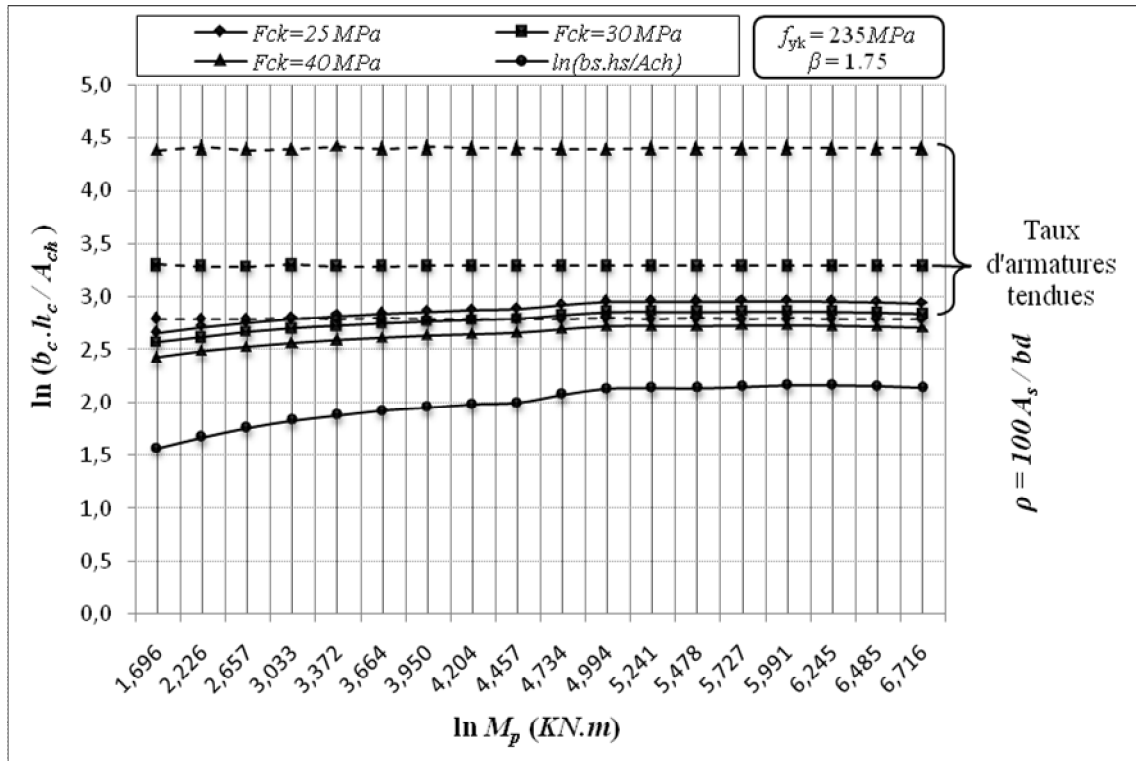


Figure (5.2). Sections en béton simplement armées équivalentes à la gamme IPE pour : $f_{yk} = 235 \text{ MPa}$, $\beta = 1.75$

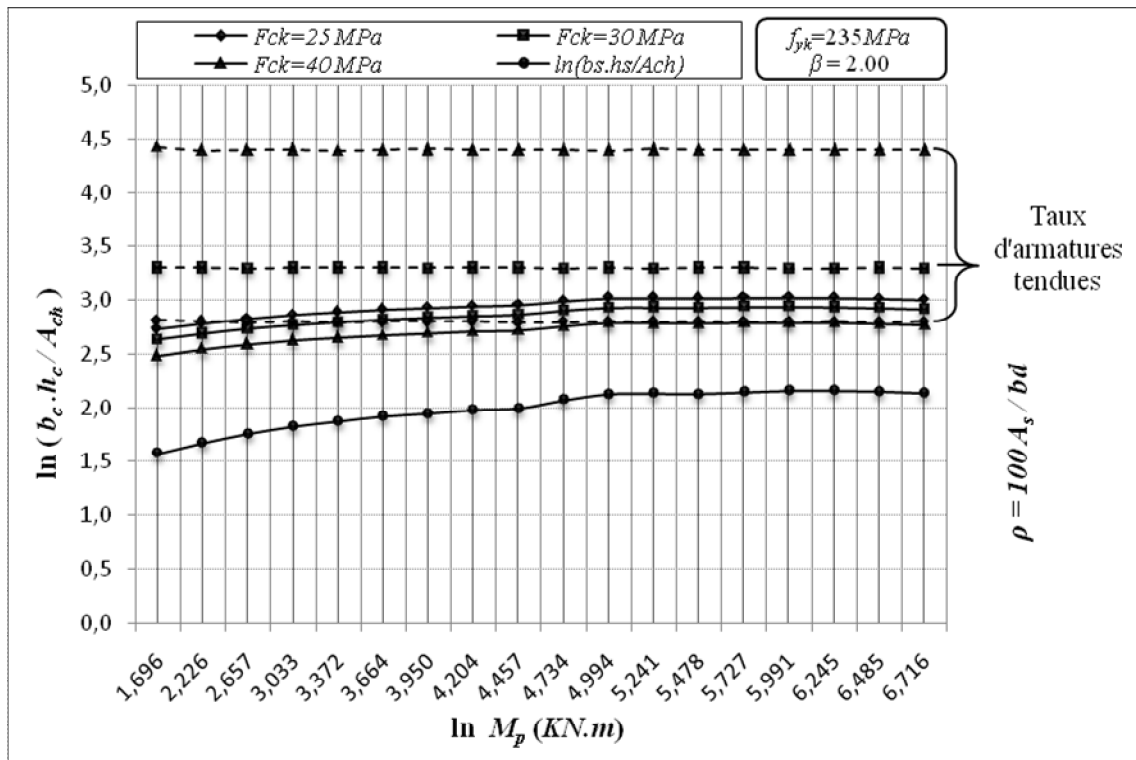


Figure (5.3). Sections en béton simplement armées équivalentes à la gamme IPE

pour : $f_{yk} = 235MPa, \beta = 2.00$

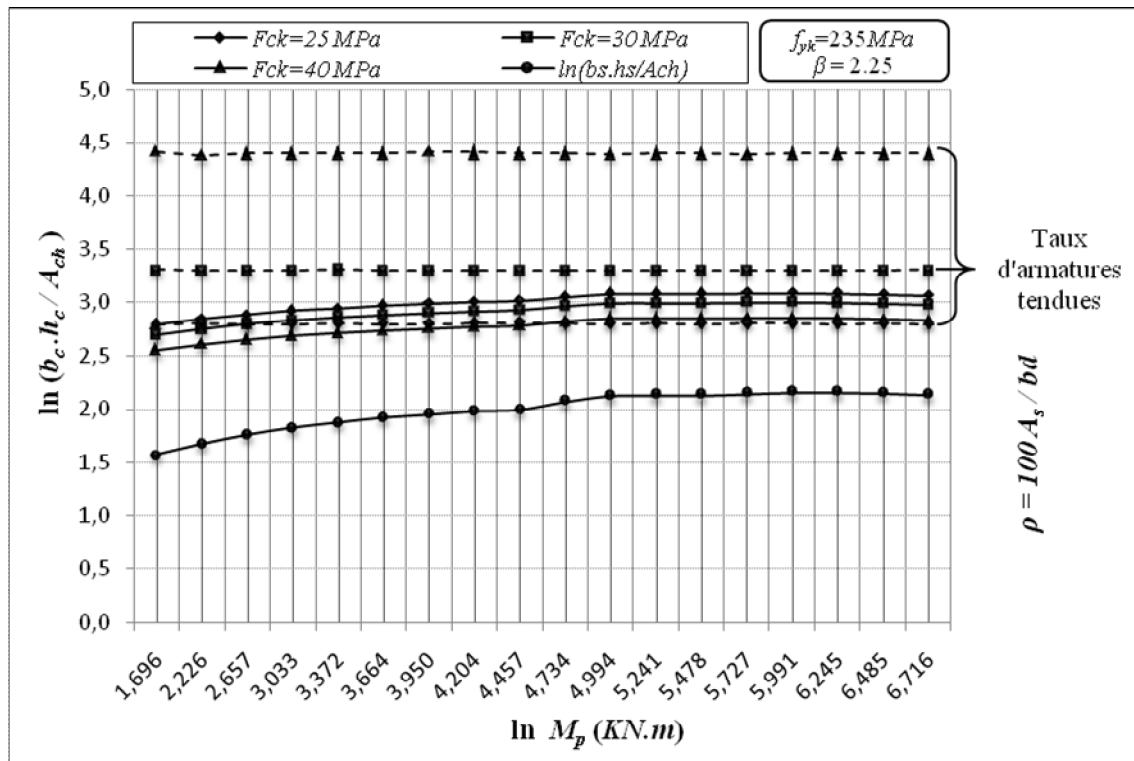


Figure (5.4). Sections en béton simplement armées équivalentes à la gamme IPE pour : $f_{yk} = 235MPa, \beta = 2.25$

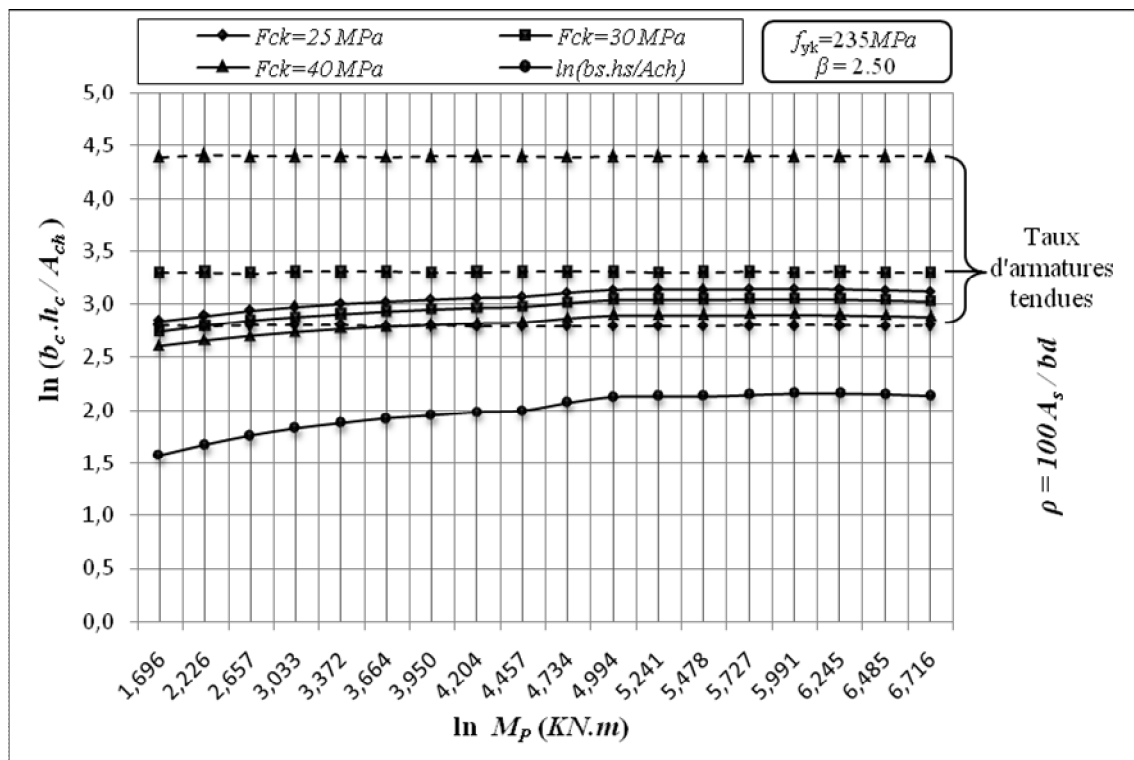


Figure (5.5). Sections en béton simplement armées équivalentes à la gamme IPE pour : $f_{yk} = 235MPa, \beta = 2.50$

b) Pour un $f_{yk} = 400MPa$

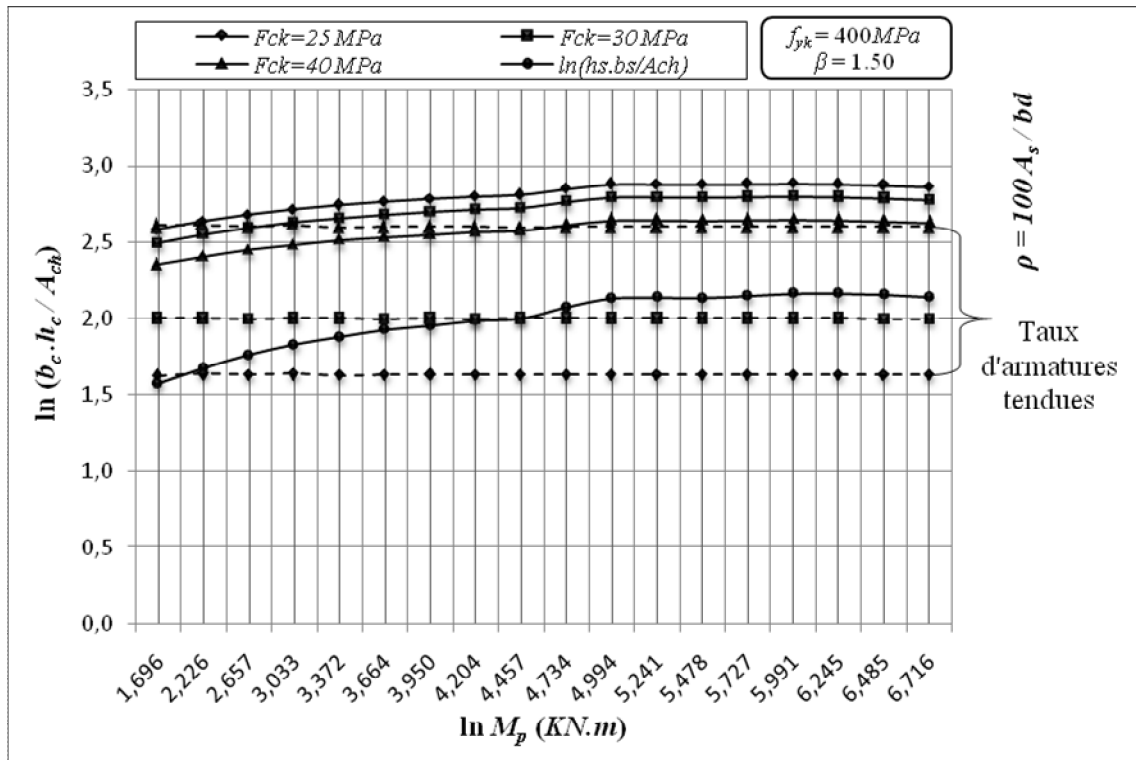


Figure (5.6). Sections en béton simplement armées équivalentes à la gamme IPE pour : $f_{yk} = 400MPa$, $\beta = 1.50$

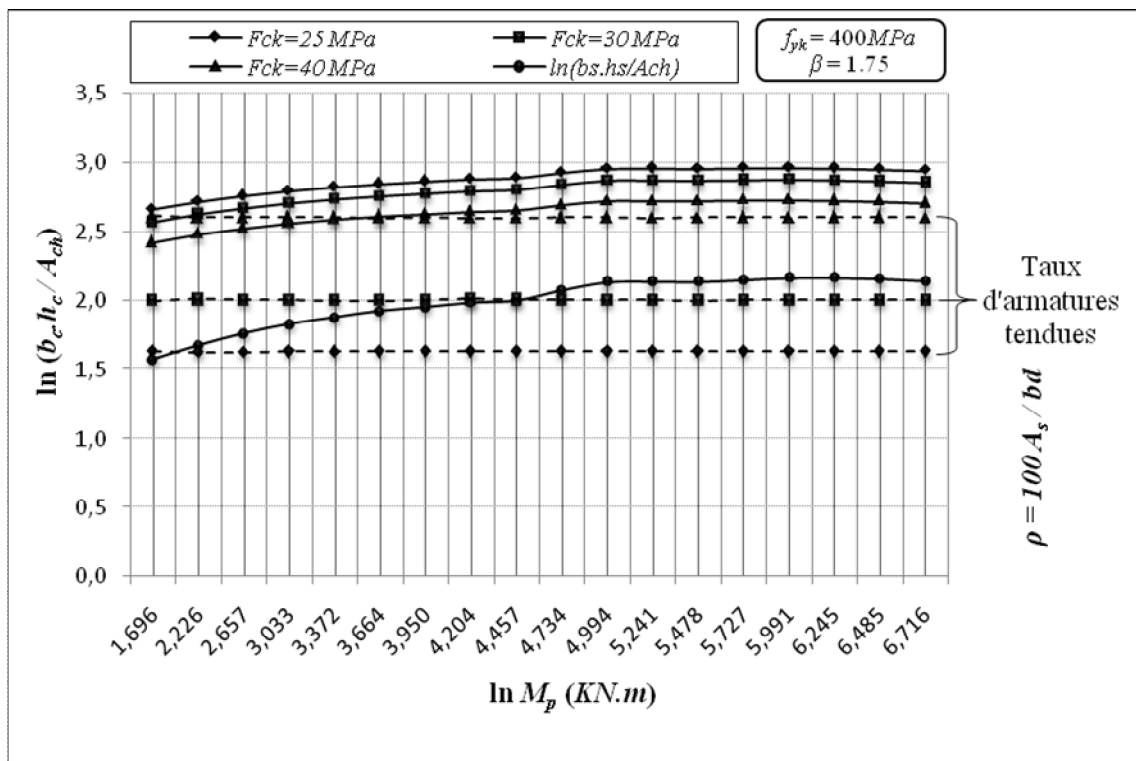


Figure (5.7). Sections en béton simplement armées équivalentes à la gamme IPE

pour : $f_{yk} = 400\text{MPa}$, $\beta = 1.75$

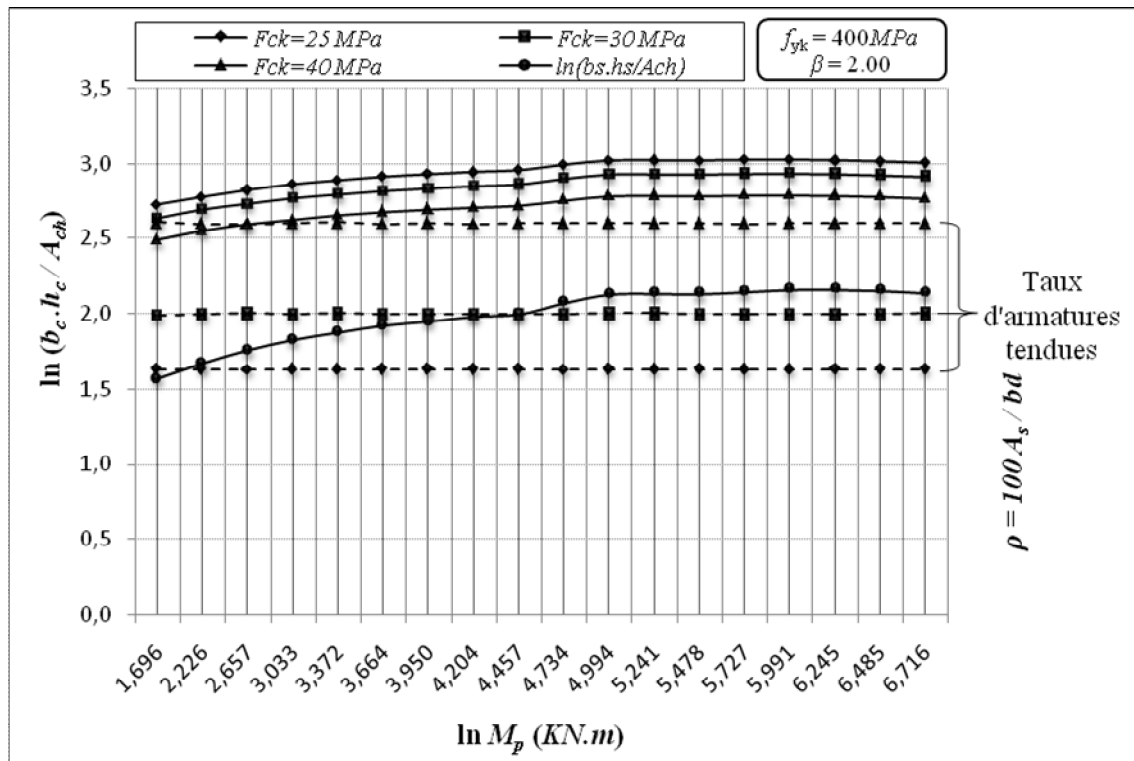


Figure (5.8). Sections en béton simplement armées équivalentes à la gamme IPE pour : $f_{yk} = 400\text{MPa}$, $\beta = 2.00$

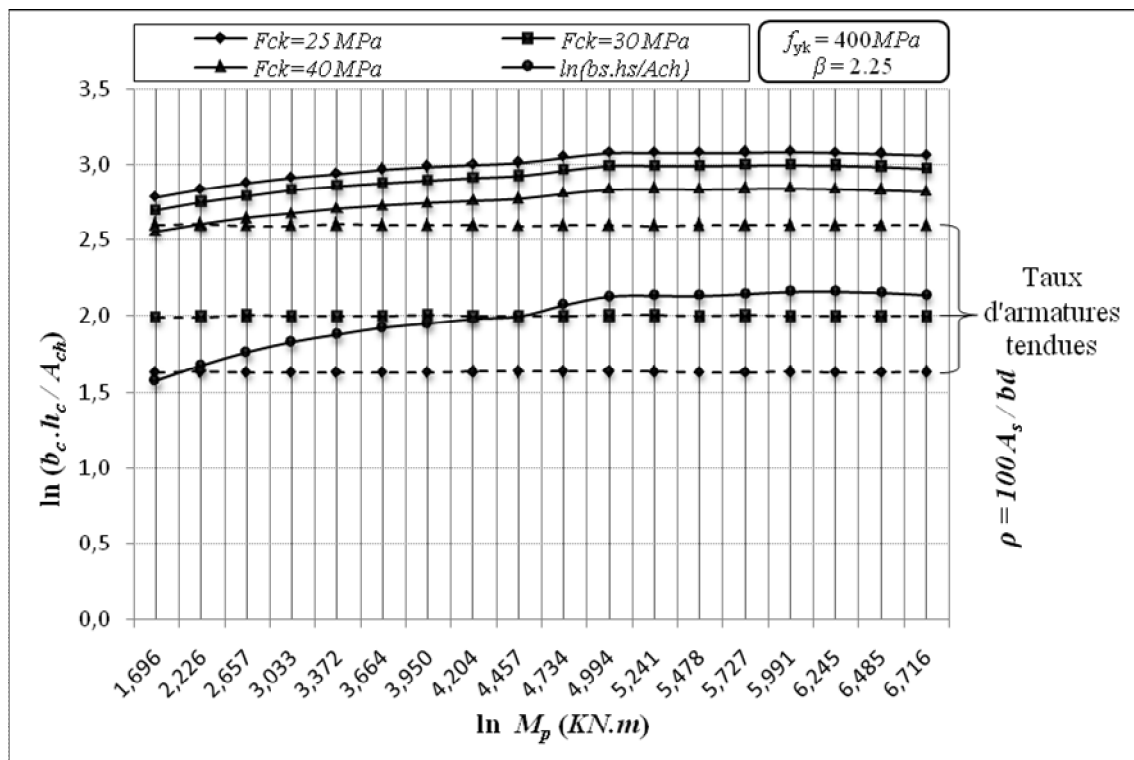


Figure (5.9). Sections en béton simplement armées équivalentes à la gamme IPE pour : $f_{yk} = 400\text{MPa}$, $\beta = 2.25$

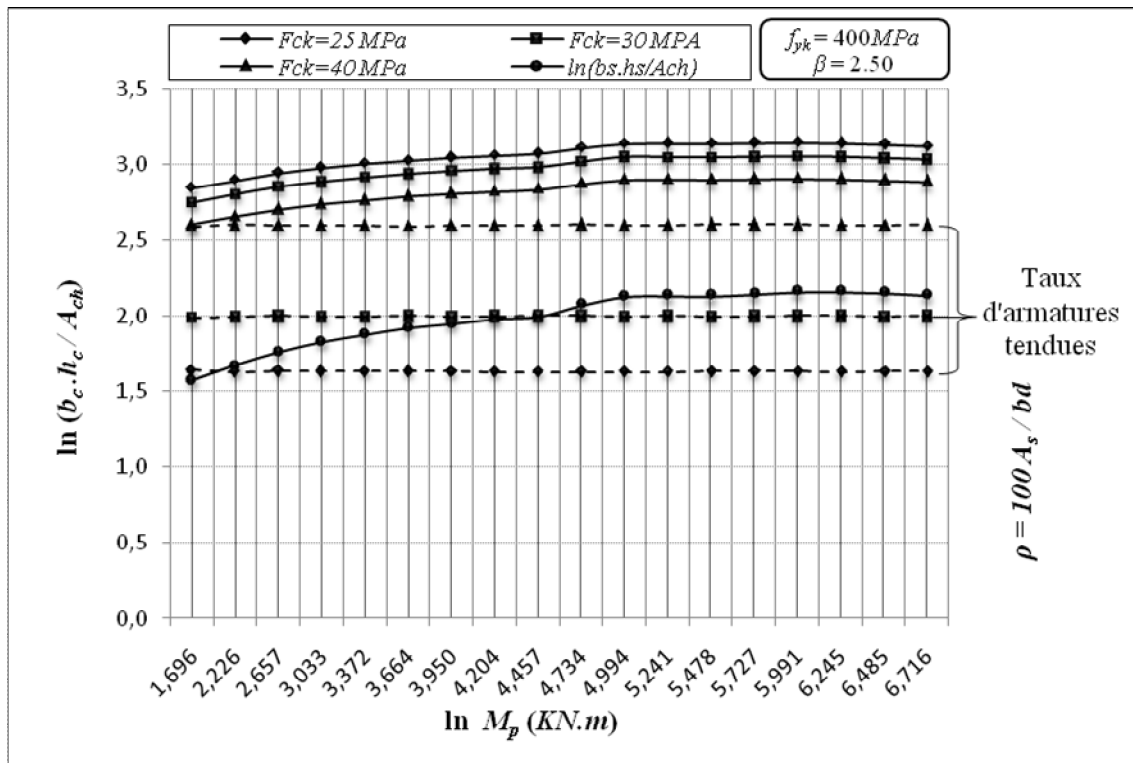


Figure (5.10). Sections en béton simplement armées équivalentes à la gamme IPE pour : $f_{yk} = 400 MPa$, $\beta = 2.50$

c) Pour un $f_{yk} = 500 MPa$

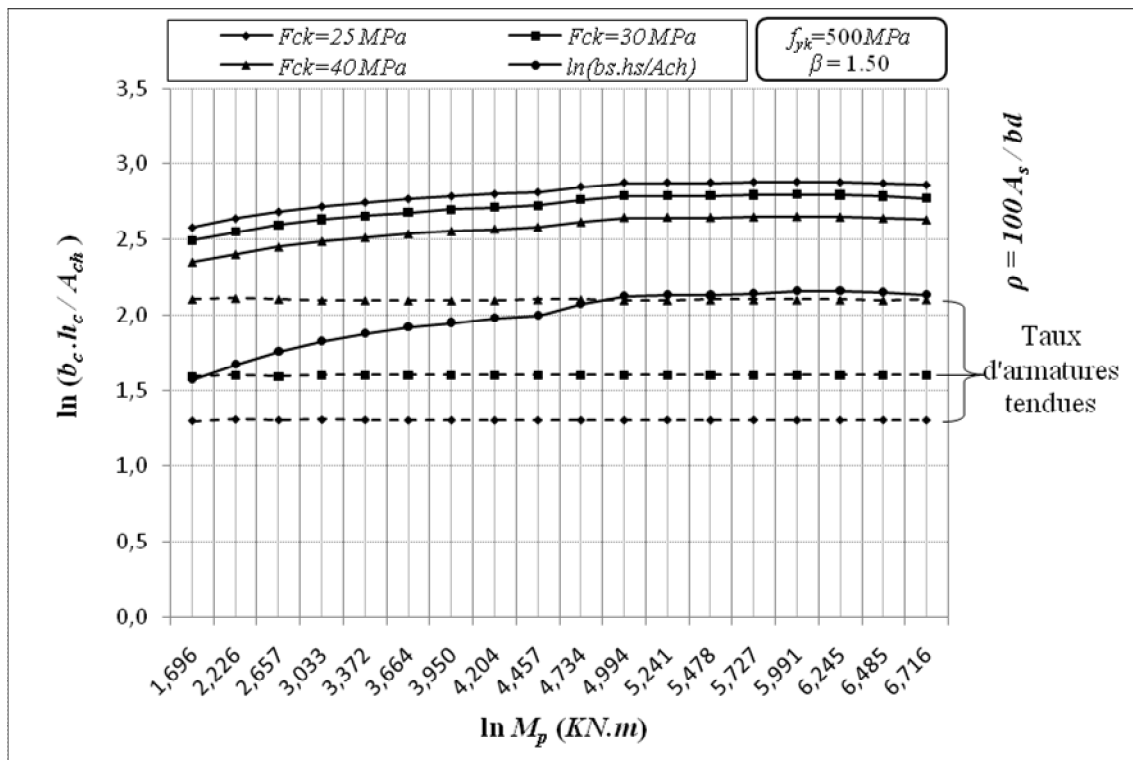


Figure (5.11). Sections en béton simplement armées équivalentes à la gamme IPE

pour : $f_{yk} = 500\text{MPa}$, $\beta = 1.50$

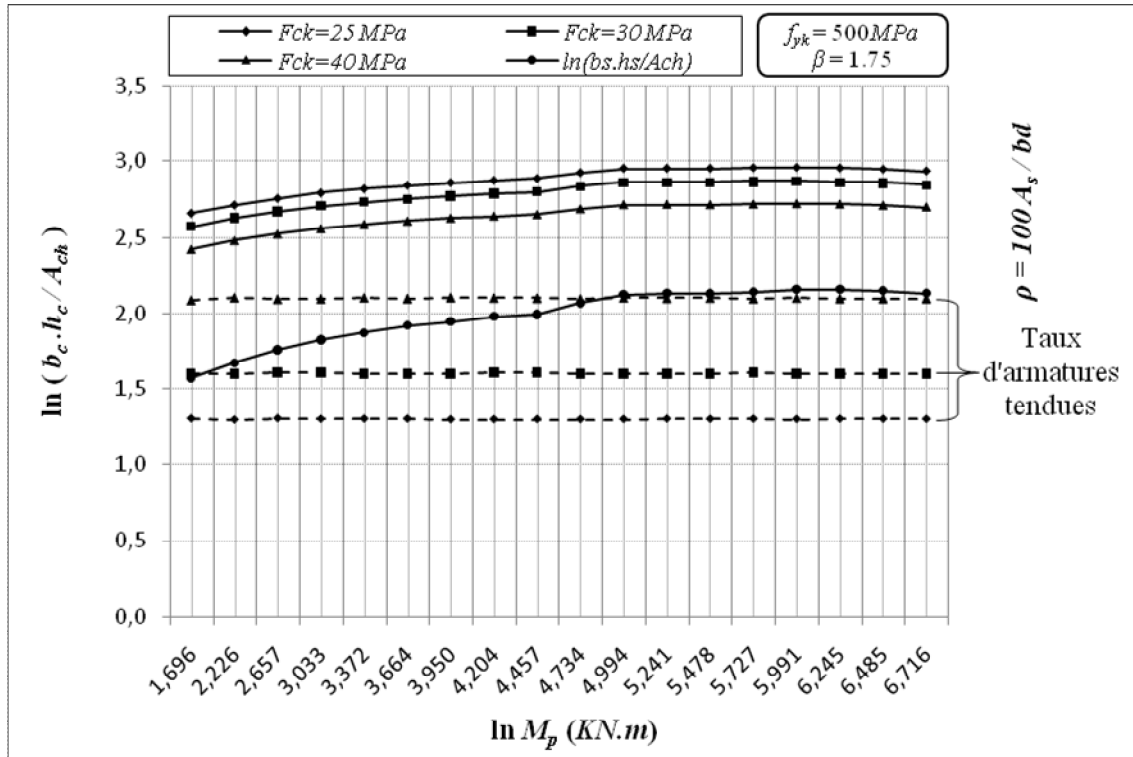


Figure (5.12). Sections en béton simplement armées équivalentes à la gamme IPE pour : $f_{yk} = 500\text{MPa}$, $\beta = 1.75$

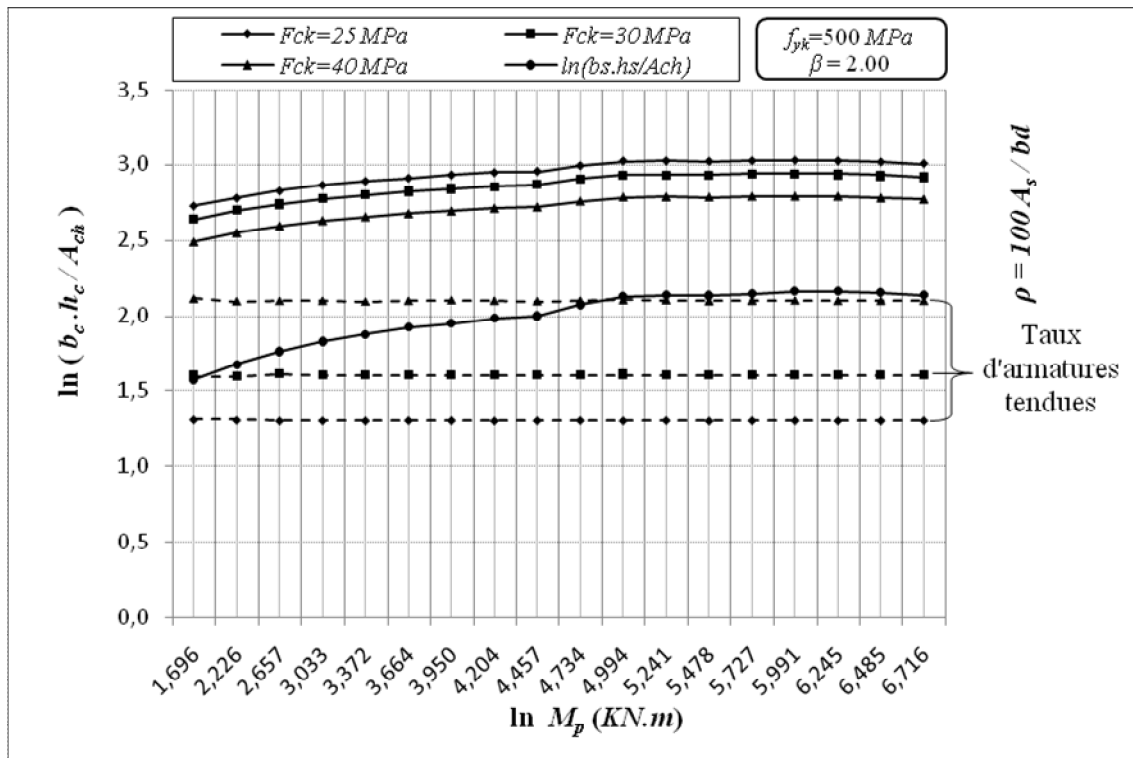


Figure (5.13). Sections en béton simplement armées équivalentes à la gamme IPE pour : $f_{yk} = 500\text{MPa}$, $\beta = 2.00$

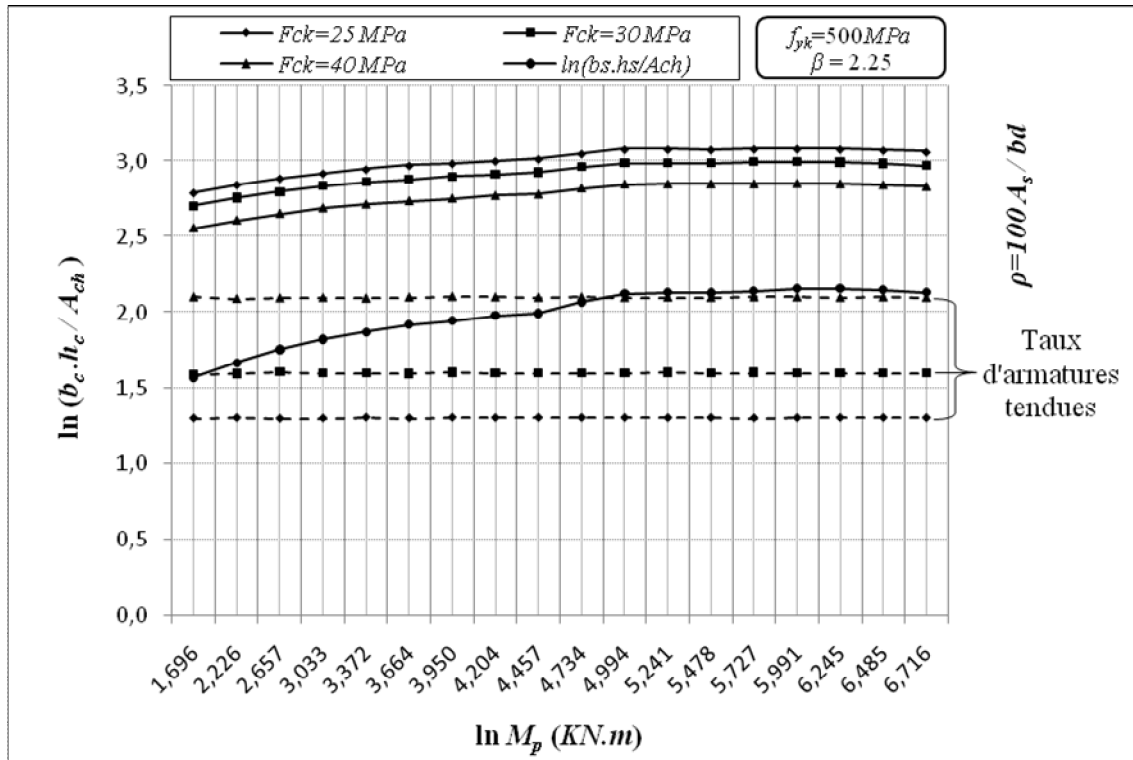


Figure (5.14). Sections en béton simplement armées équivalentes à la gamme IPE pour : $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $\beta = 2.25$

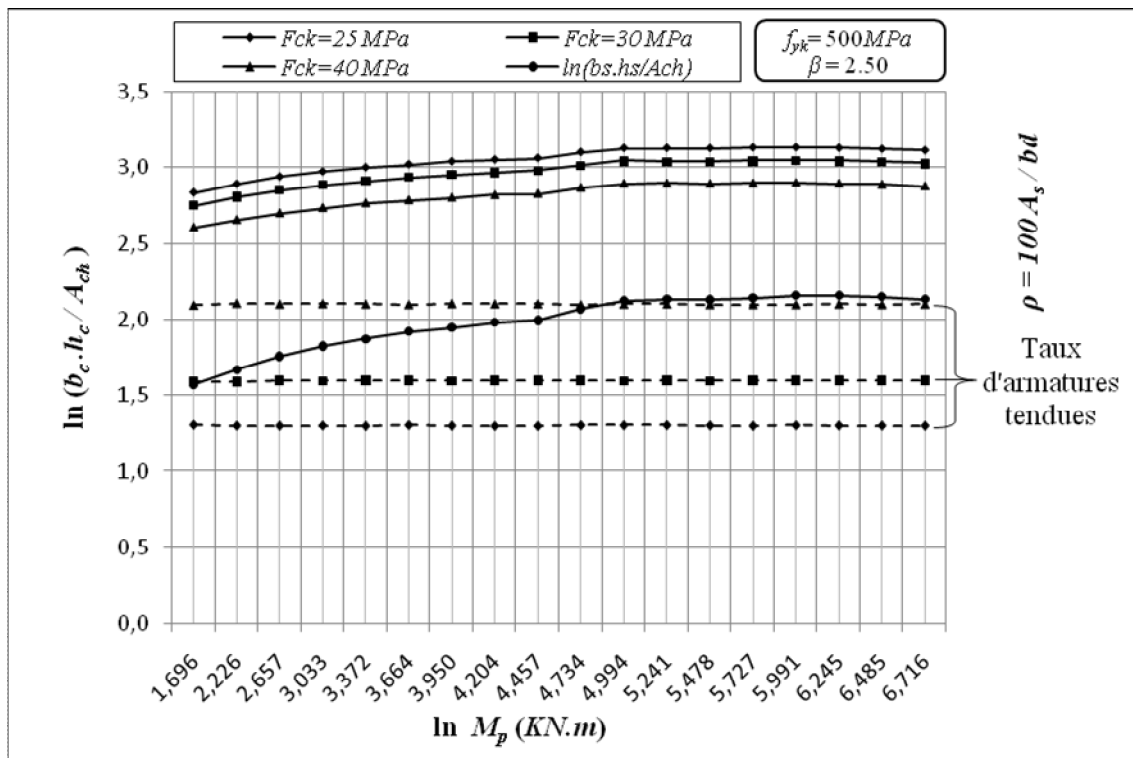


Figure (5.15). Sections en béton simplement armées équivalentes à la gamme IPE pour : $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $\beta = 2.50$

5.2.2.2. Sections doublement armées

De la même façon pour les sections simplement armées. Une série d'abaques est donnée dans les figures (5.16) à (5.30) des sections doublement armées équivalentes aux différents profilés IPE, pour trois valeurs de la résistance caractéristique du béton, f_{ck} (25, 30, 40 N/mm^2) et avec pour chaque résistance trois valeurs de f_{yk} à savoir 235, 400 et 500 N/mm^2 et ce pour la plage adoptée du rapport géométrique, β . Représentant un large éventail de sections pratiques.

a) Pour un $f_{yk} = 235MPa$

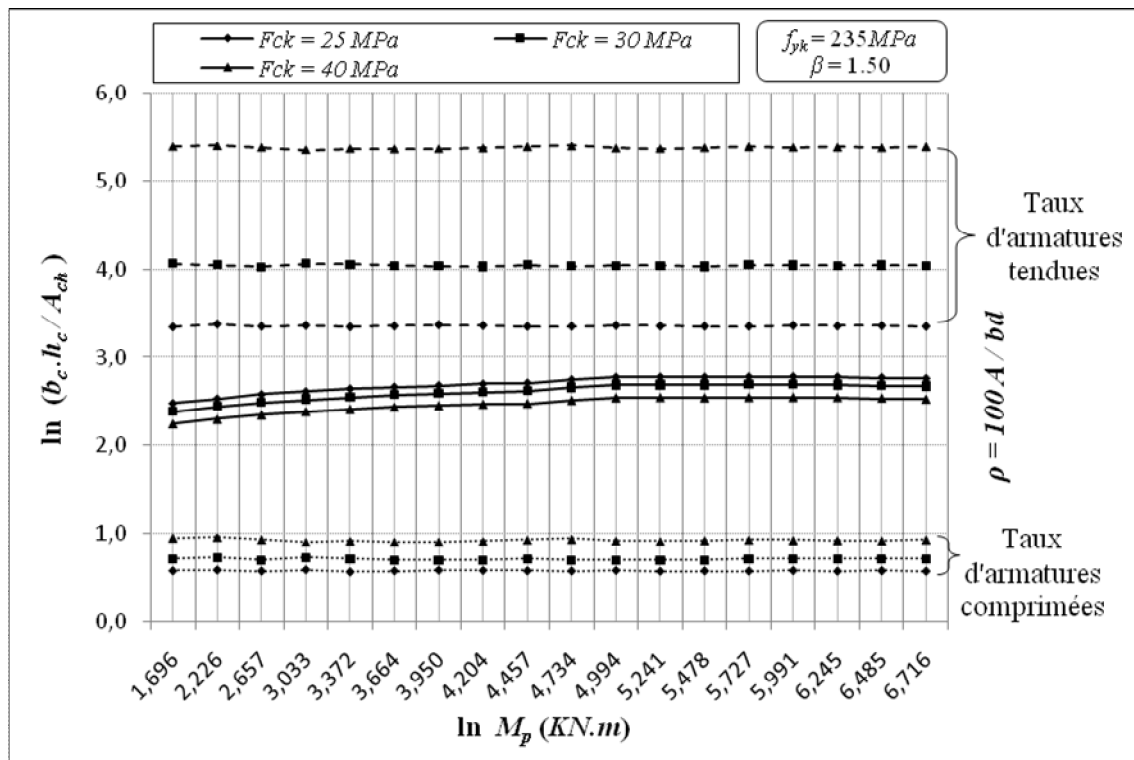


Figure (5.16). Sections en béton doublement armées équivalentes à la gamme IPE pour : $f_{yk} = 235MPa$, $\beta = 1.50$

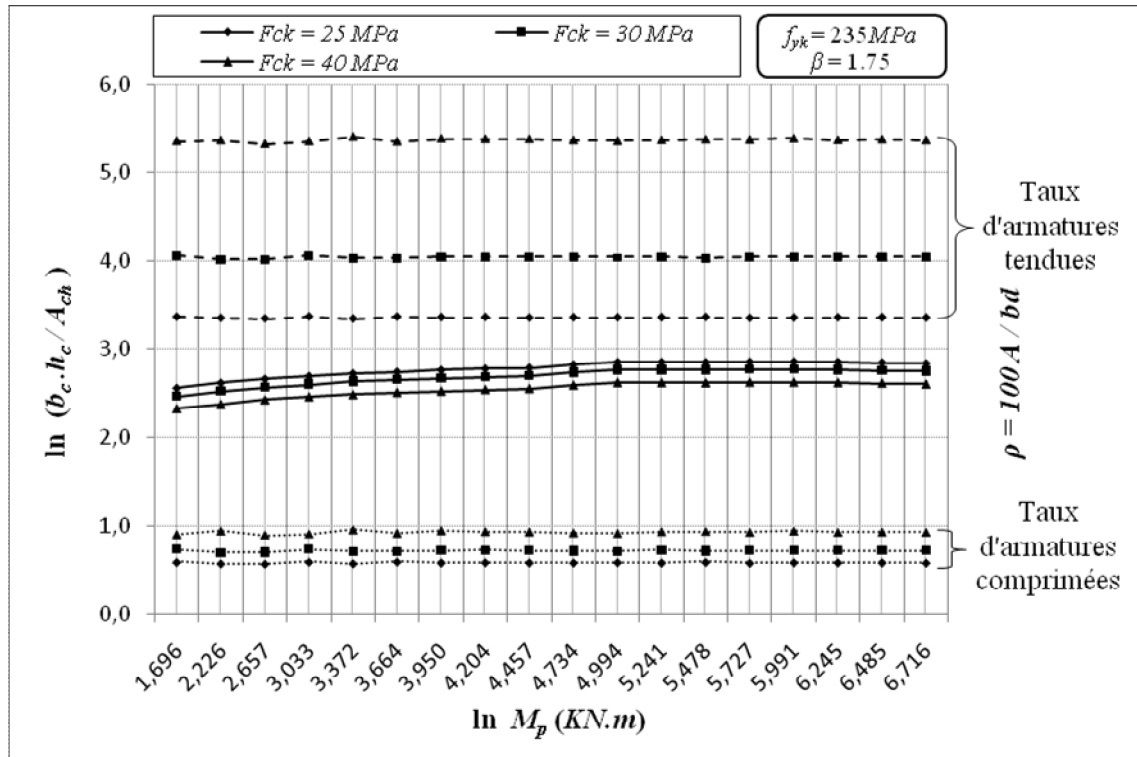


Figure (5.17). Sections en béton doublement armées équivalentes à la gamme IPE pour : $f_{yk} = 235 \text{ MPa}$, $\beta = 1.75$

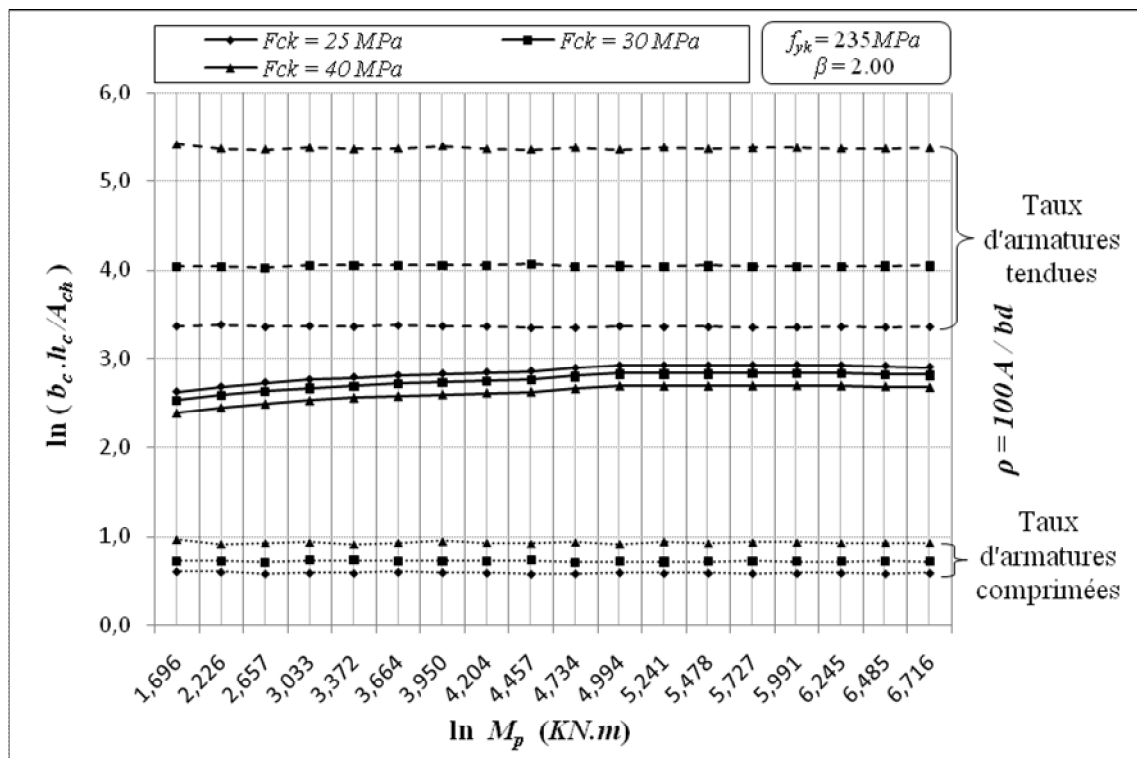


Figure (5.18). Sections en béton doublement armées équivalentes à la gamme IPE pour : $f_{yk} = 235 \text{ MPa}$, $\beta = 2.00$

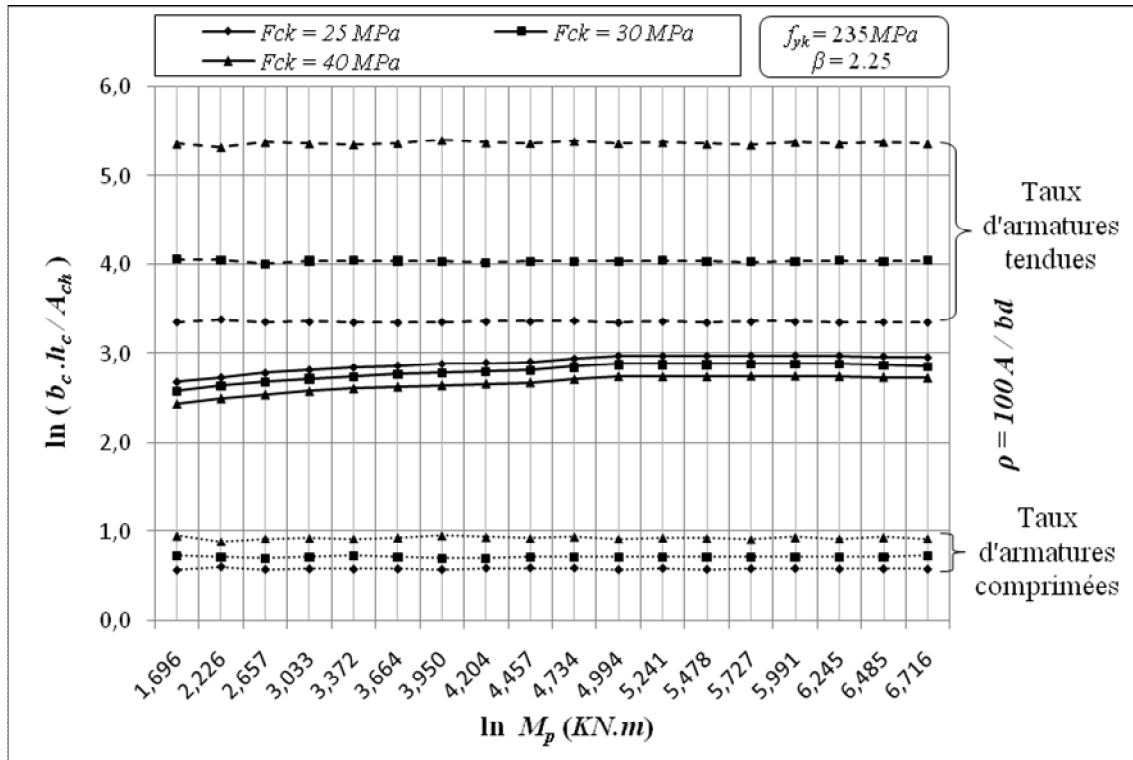


Figure (5.19). Sections en béton doublement armées équivalentes à la gamme IPE pour : $f_{yk} = 235$ MPa, $\beta = 2.25$

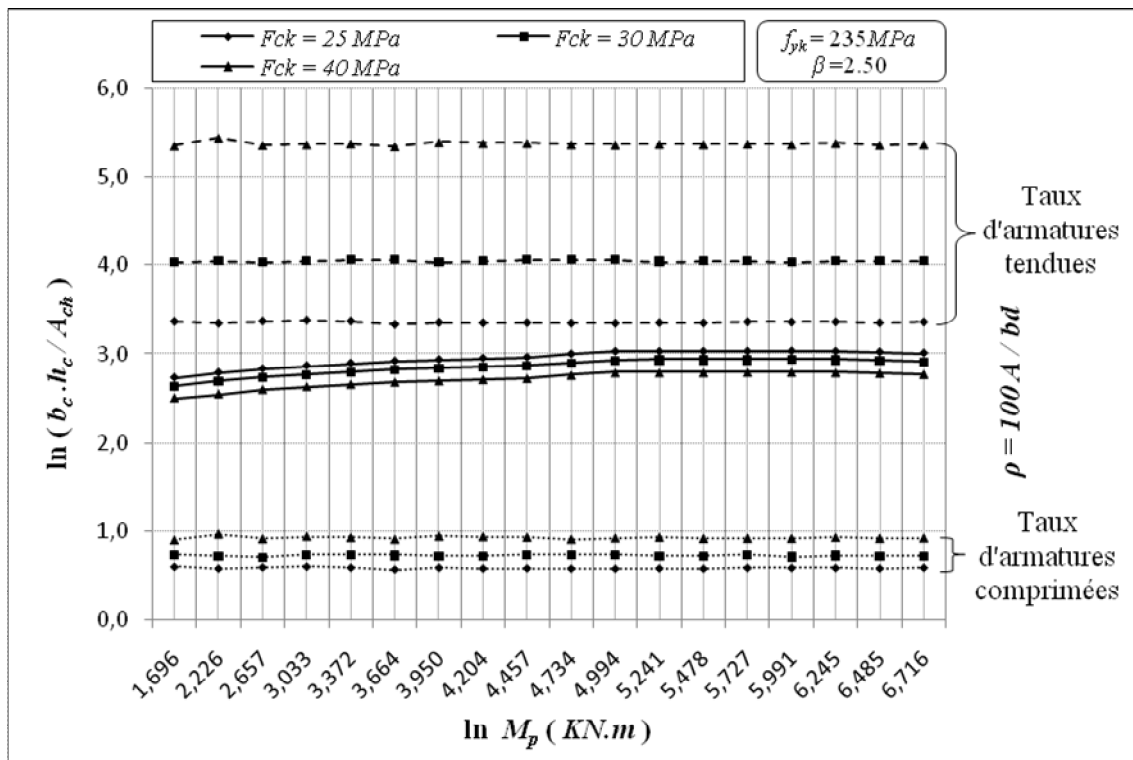


Figure (5.20). Sections en béton doublement armées équivalentes à la gamme IPE pour : $f_{yk} = 235$ MPa, $\beta = 2.50$

b) Pour un $f_{yk} = 400MPa$

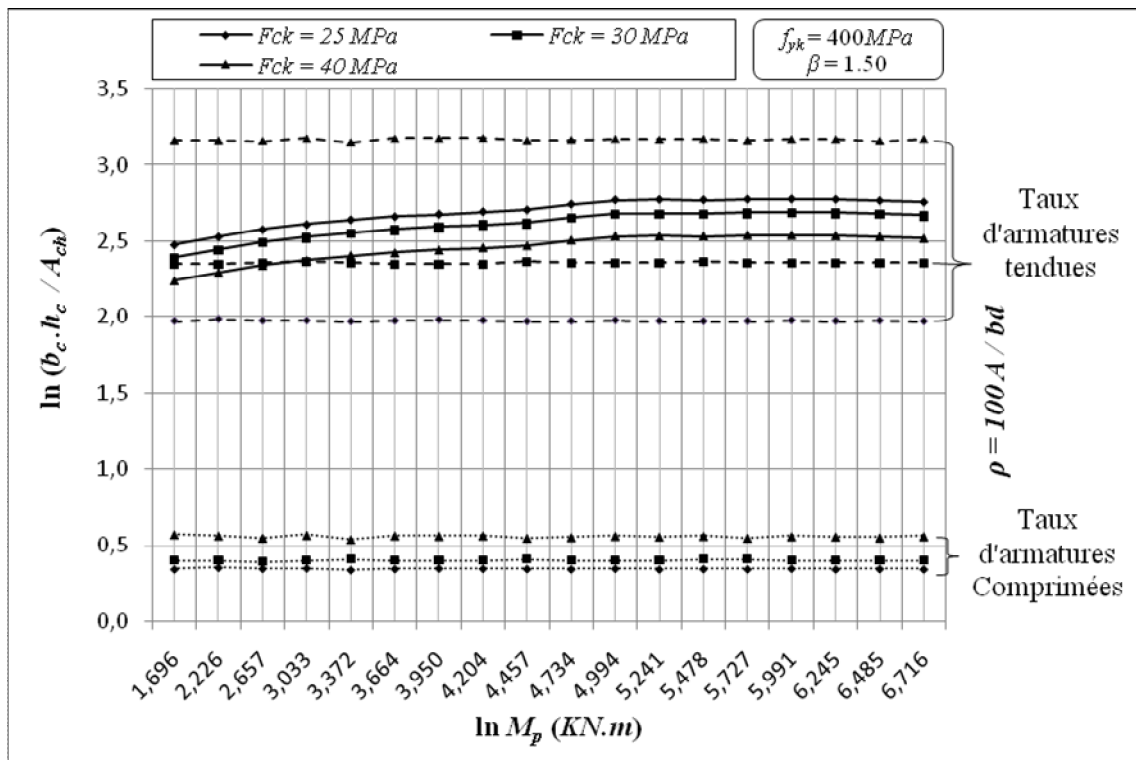


Figure (5.21). Sections en béton doublement armées équivalentes à la gamme IPE pour : $f_{yk} = 400MPa$, $\beta = 1.50$

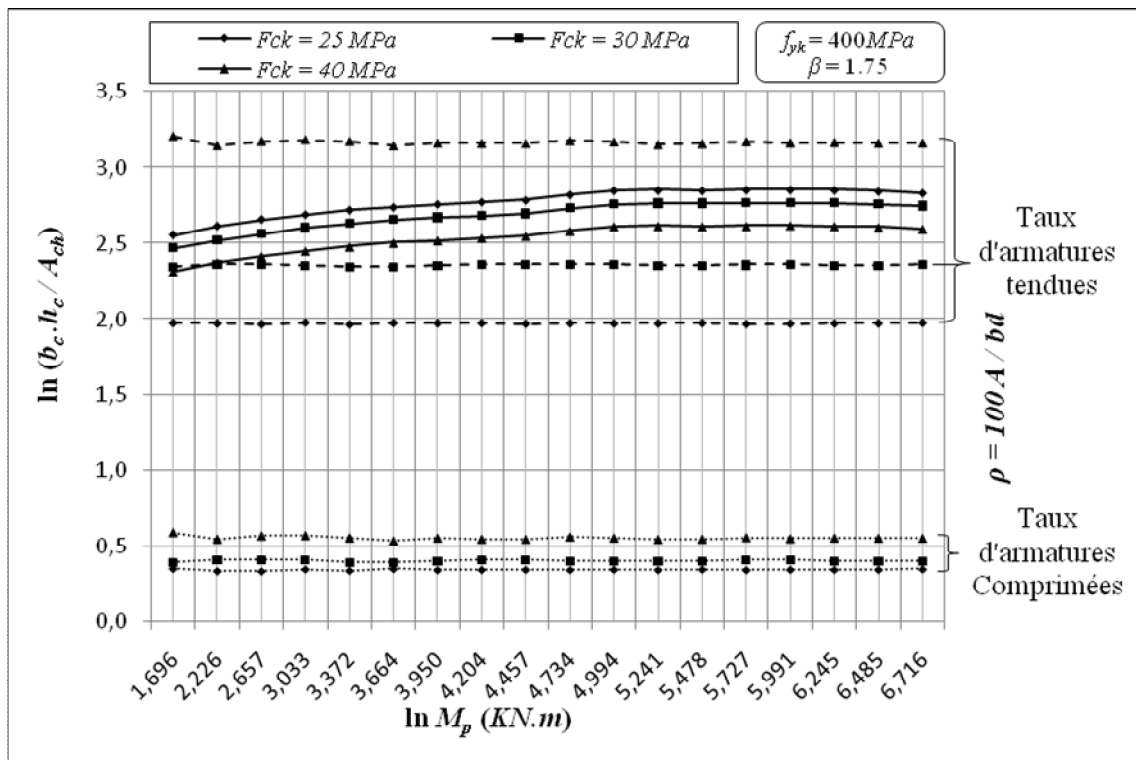


Figure (5.22). Sections en béton doublement armées équivalentes à la gamme IPE pour : $f_{yk} = 400MPa$, $\beta = 1.75$

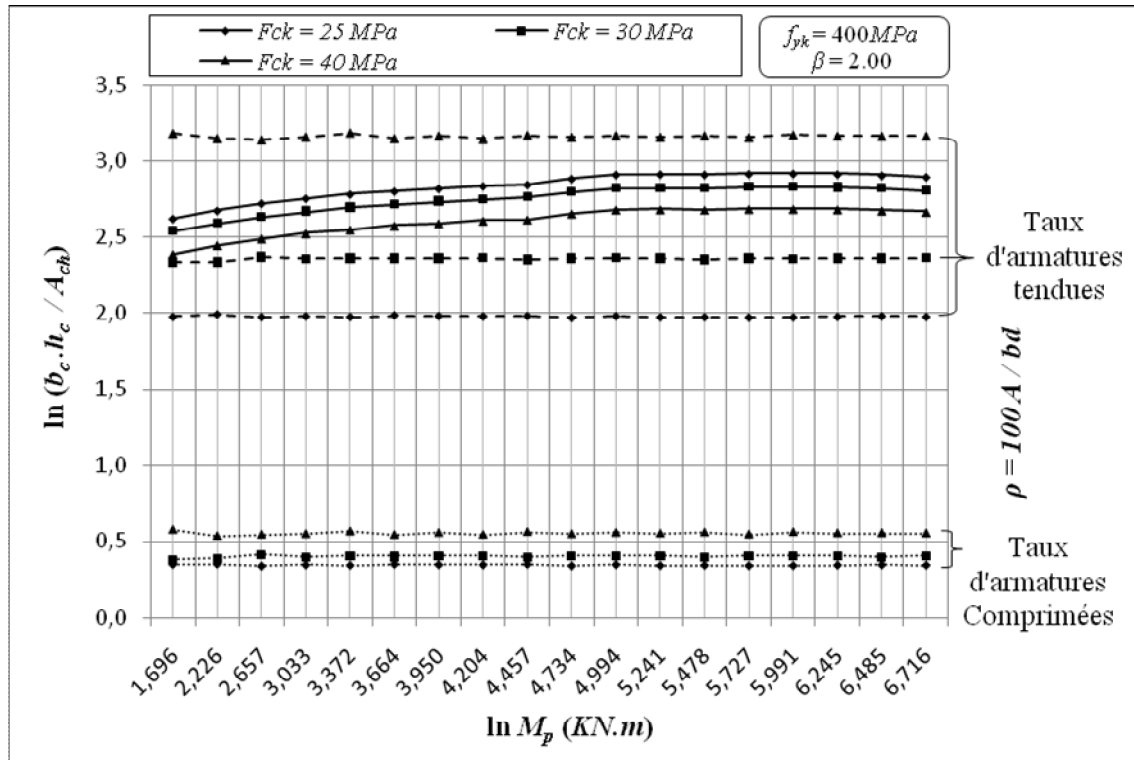


Figure (5.23). Sections en béton doublement armées équivalentes à la gamme IPE pour : $f_{yk} = 400\text{MPa}$, $\beta = 2.00$

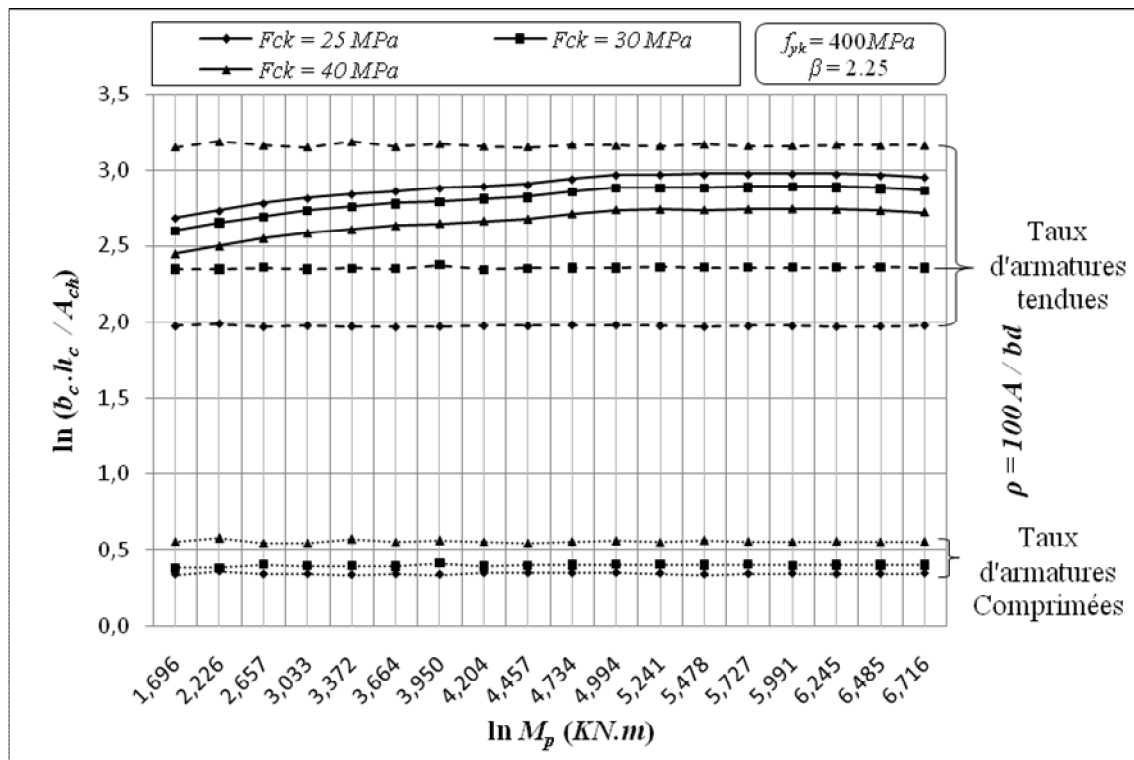


Figure (5.24). Sections en béton doublement armées équivalentes à la gamme IPE pour : $f_{yk} = 400\text{MPa}$, $\beta = 2.25$

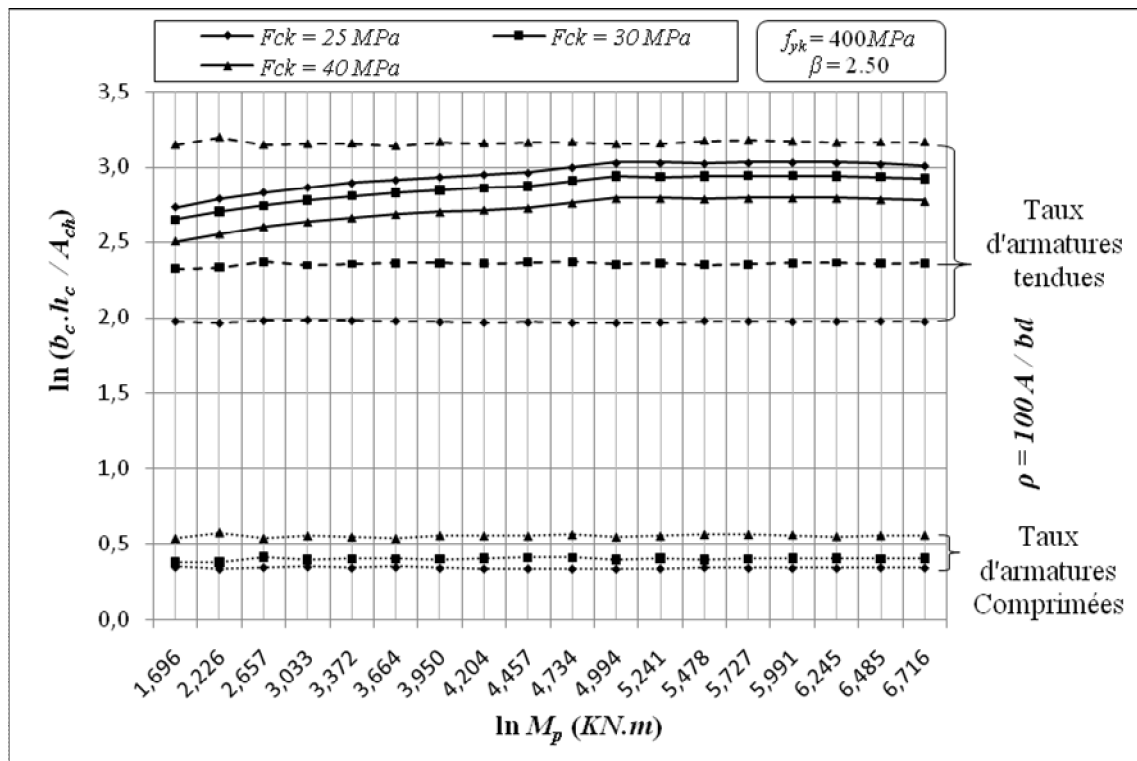


Figure (5.25). Sections en béton doublement armées équivalentes à la gamme IPE pour : $f_{yk} = 400\text{MPa}$, $\beta = 2.50$

c) Pour un $f_{yk} = 500\text{MPa}$

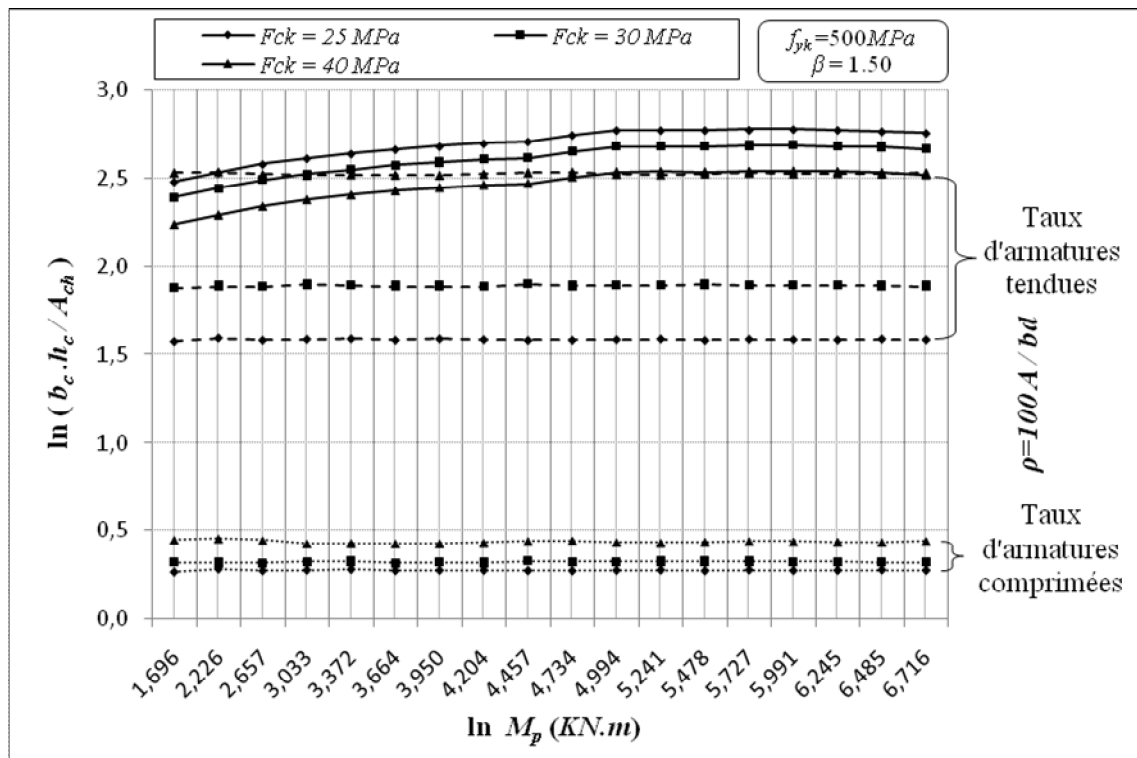


Figure (5.26). Sections en béton doublement armées équivalentes à la gamme IPE pour : $f_{yk} = 500\text{MPa}$, $\beta = 1.50$

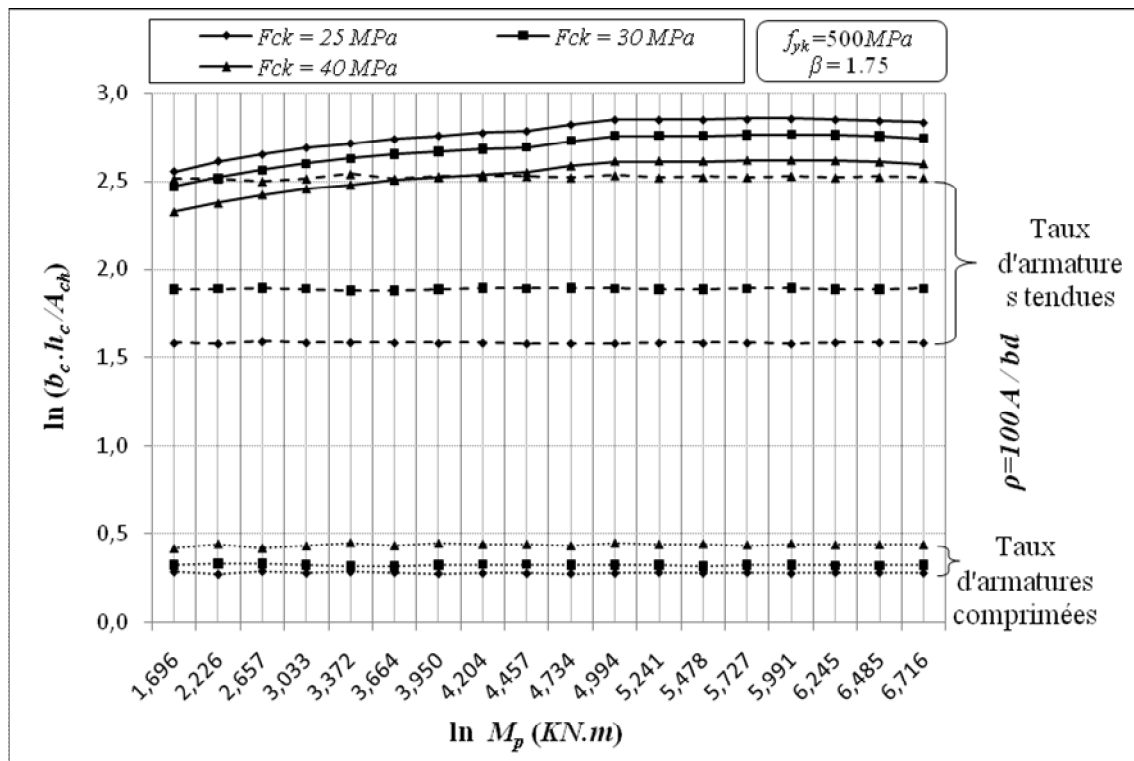


Figure (5.27). Sections en béton doublement armées équivalentes à la gamme IPE pour : $f_{yk} = 500MPa$, $\beta = 1.75$

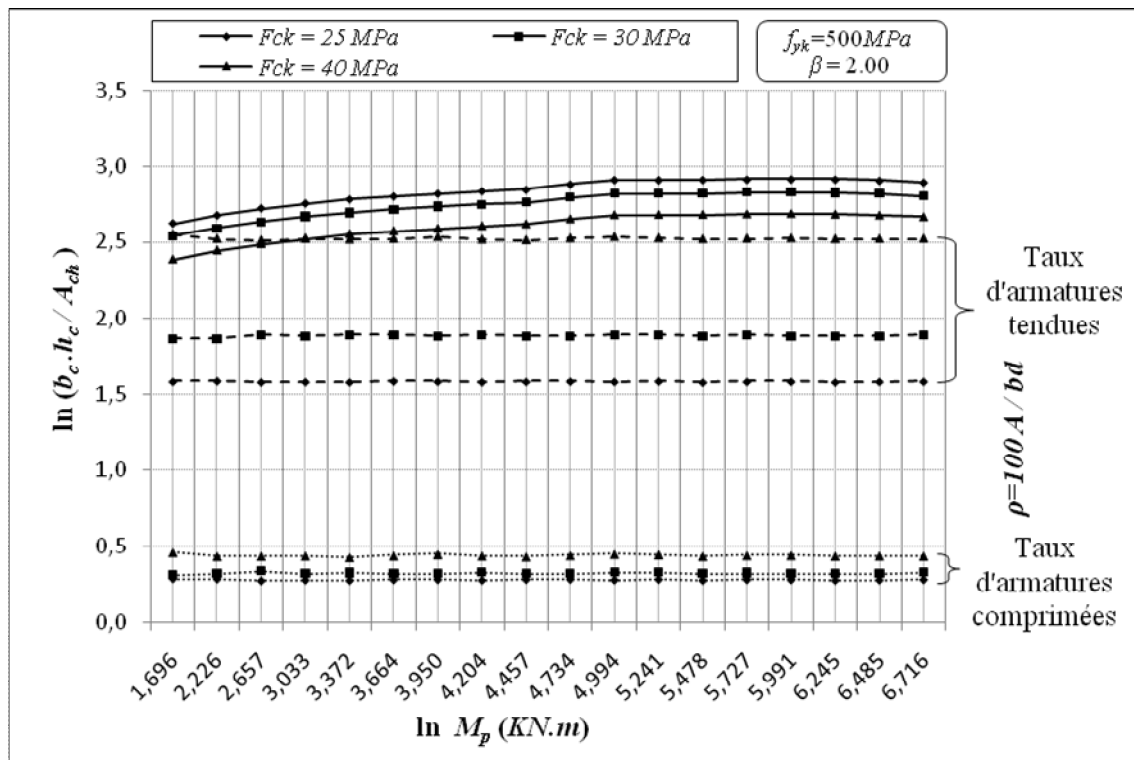


Figure (5.28). Sections en béton doublement armées équivalentes à la gamme IPE pour : $f_{yk} = 500MPa$, $\beta = 2.00$

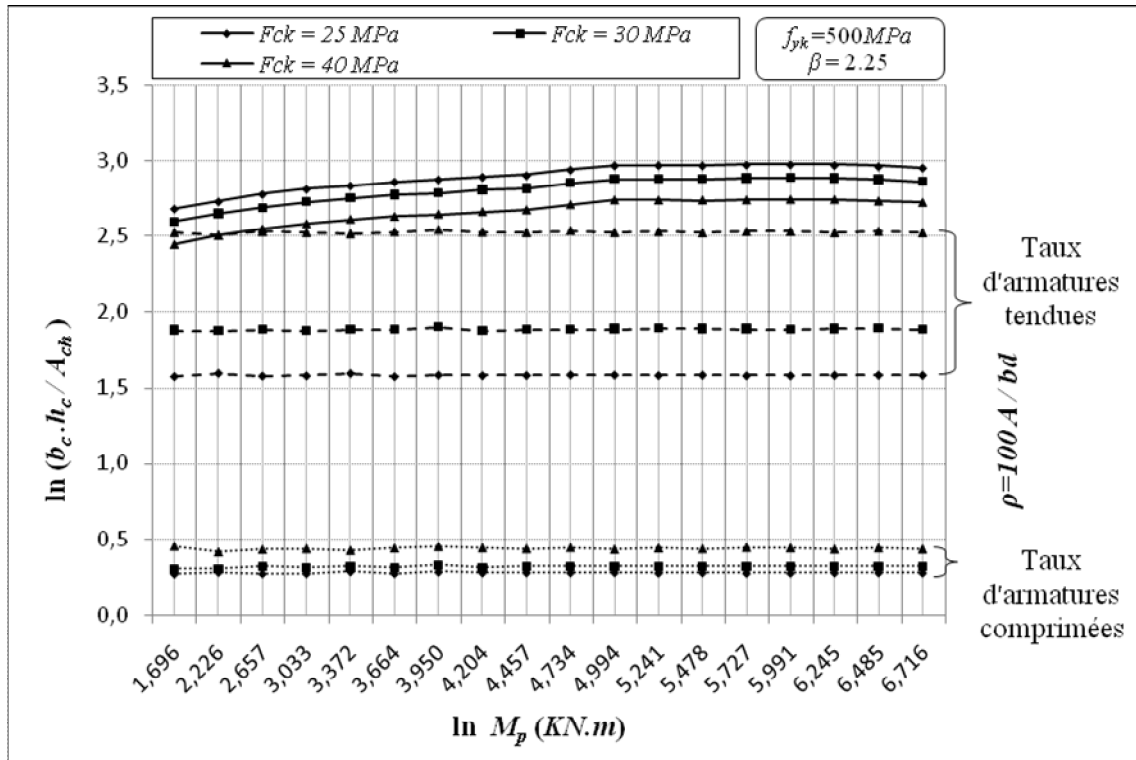


Figure (5.29). Sections en béton doublement armées équivalentes à la gamme IPE pour : $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $\beta = 2.25$

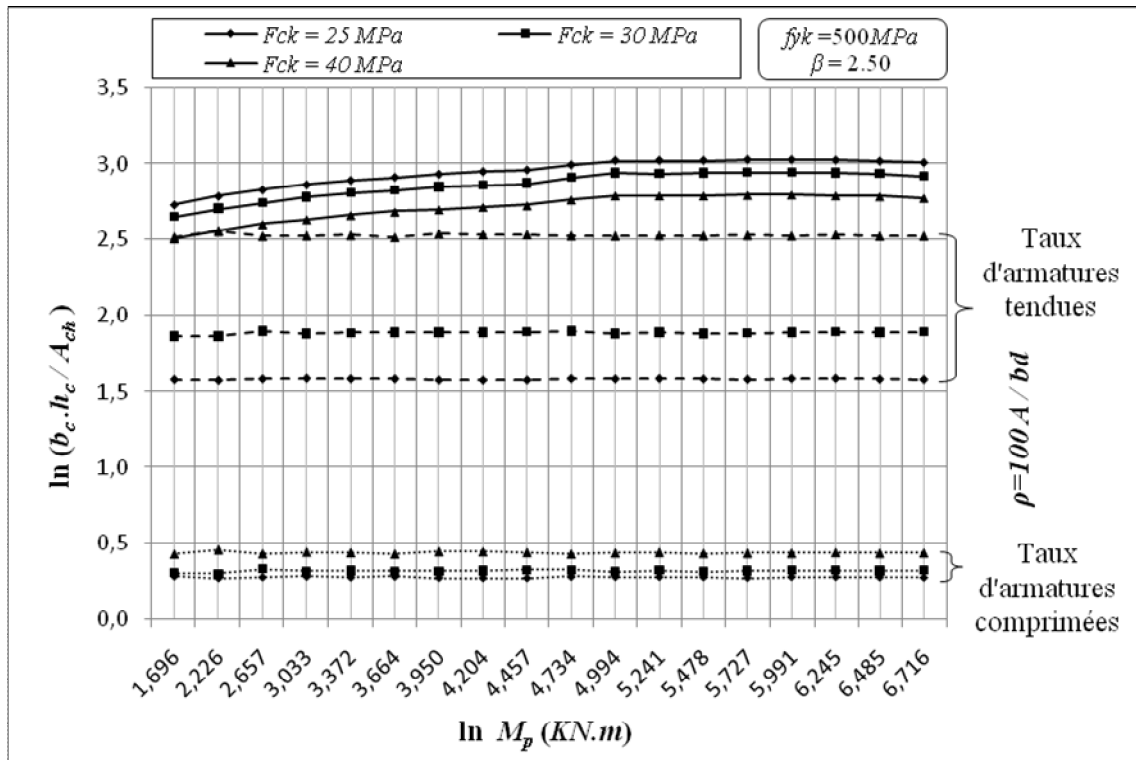


Figure (5.30). Sections en béton doublement armées équivalentes à la gamme IPE pour : $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $\beta = 2.50$

5.3. Effets des paramètres influents

5.3.1. Effets de la résistance à la compression du béton f_{ck} et du rapport β

On remarque que les courbes pour les trois valeurs de f_{ck} ont la même allure dans le même graphe, les figures (5.1) à (5.30) mettent en évidence l'effet de la variation de la résistance caractéristique à la compression du béton sur la hauteur totale, h_c , de la section rectangulaire équivalente en béton simplement armée ou doublement armée.

La hauteur, h_c , diminue avec l'augmentation de f_{ck} pour les sections simplement armées pour un f_{yk} donné, par contre le taux d'armatures augmente ; ces diminutions ainsi que les augmentations relatives sont présentées dans le tableau (5.1)

f_{yk} (MPa)	Ordre de diminution de la hauteur h_c en %		Ordre d'augmentation de ρ en %	
	f_{ck} 25/30MPa	f_{ck} 30/40MPa	f_{ck} 25/30MPa	f_{ck} 30/40MPa
235	8,93 %	13,17 %	17,84 %	33,33 %
400	8,50 %	13,68 %	22,67 %	30,05 %
500	8,43 %	13,56 %	23,02 %	31,28 %

En ce qui concerne les sections doublement armées, la hauteur, h_c , diminue avec l'augmentation de f_{ck} pour un f_{yk} donné, les taux d'armatures tendues et comprimées augmentent, ces diminutions ainsi que les augmentations relatives sont présentées dans le tableau (5.2)

f_{yk} (MPa)	Ordre de diminution de la hauteur h_c en %		Ordre d'augmentation de ρ en %		Ordre d'augmentation de ρ' en %	
	f_{ck} 25/30MPa	f_{ck} 30/40MPa	f_{ck} 25/30MPa	f_{ck} 30/40MPa	f_{ck} 25/30MPa	f_{ck} 30/40MPa
235	8,91 %	13,17 %	20,43 %	32,70 %	22,69 %	29,73 %
400	8,46 %	13,72 %	19,35 %	34,26 %	16,51 %	38,84 %
500	8,38 %	13,58 %	19,17 %	33,89 %	15,46 %	36,33 %

Par ailleurs, la hauteur totale h_c diminue avec l'augmentation de β pour un f_{ck} et f_{yk} donnés d'un profilé, cette diminution est variable pour la gamme de sections testées, ces diminutions sont représentés dans le tableau (5.3).

Tableau (5.3). Effet de l'augmentation de β sur la hauteur de la section h_c				
Intervalle de diminution de h_c en % pour l'augmentation de β (1.50 à 2.50)				
	f_{ck} (MPa)	$f_{yk}=235MPa$	$f_{yk}=400MPa$	$f_{yk}=500MPa$
Sections simplement armées	25	4,83 à 7,57 %	4,83 à 7,57 %	4,80 à 7,53 %
	30	4,82 à 7,59 %	4,67 à 7,61 %	4,80 à 7,69 %
	40	4,88 à 7,78 %	4,79 à 7,76 %	4,88 à 7,78 %
Sections doublement armées	25	4,69 à 7,58 %	4,69 à 7,58 %	4,69 à 7,58 %
	30	5,07 à 7,69 %	4,85 à 7,66 %	4,85 à 7,83 %
	40	4,71 à 7,76 %	4,71 à 7,73 %	4,71 à 7,76 %

5.3.2. Effets de la variation de la contrainte d'écoulement de l'acier f_{yk}

L'effet de la variation de la contrainte d'écoulement de l'acier, f_{yk} , sur la hauteur totale, h_c , de la section rectangulaire simplement ou doublement armée équivalente est mineur et négligeable, et cela pour un f_{ck} donné et pour une même valeur du rapport β . Cet effet est donné par le tableau (5.4).

Tableau (5.4). Effet de la variation de f_{yk} sur la hauteur h_c de la section équivalente			
Ordre de diminution ou augmentation de la hauteur h_c en %			
	f_{ck} (MPa)	f_{yk} 235/400 (MPa)	f_{yk} 400/500 (MPa)
Sections simplement armées	25	- 0,03 %	- 0,08 %
	30	+ 0,44 %	0,00 %
	40	- 0,15 %	+ 0,14 %
Sections doublement armées	25	+0,02 %	+0,08 %
	30	-0,47 %	0,00 %
	40	+0,17 %	-0,16 %

Les taux d'armatures tendues, ρ , et comprimées, ρ' , pour les deux types de sections équivalentes (simplement et doublement armées) diminuent avec l'augmentation de la contrainte d'écoulement de l'acier f_{yk} pour un f_{ck} donné, ces diminutions sont représentés dans les tableaux (5.5) et (5.6) suivants :

Tableau (5.5). Effet de la variation de f_{yk} sur les taux d'armatures tendues ρ pour les sections simplement armées

f_{ck} (MPa)	Valeurs de ρ pour les différents f_{yk}			Diminution de ρ en %	
	235MPa	400MPa	500MPa	235/400 (MPa)	400/500 (MPa)
25	2,80	1,63	1,30	41,79 %	20,25 %
30	3,30	2,00	1,60	39,39 %	20,00 %
40	4,40	2,60	2,10	40,91 %	19,23 %

Tableau (5.6). Effet de la variation de f_{yk} sur les taux d'armatures tendues ρ et comprimées ρ' pour les sections doublement armées

f_{ck} (MPa)	Valeurs de ρ pour les différents f_{yk}			Diminution de ρ en %	
	235MPa	400MPa	500MPa	235/400 (MPa)	400/500 (MPa)
25	3,36	1,97	1,58	41,37 %	19,80 %
30	4,04	2,36	1,89	41,58 %	19,92 %
40	5,37	3,16	2,52	41,15 %	20,25 %
f_{ck} (MPa)	Valeurs de ρ' pour les différents f_{yk}			Diminution de ρ' en %	
	235MPa	400MPa	500MPa	235/400 (MPa)	400/500 (MPa)
25	0,58	0,34	0,28	41,38 %	17,65 %
30	0,72	0,40	0,32	44,44 %	20,00 %
40	0,93	0,56	0,44	39,78 %	21,43 %

5.3.3. Effets de la résistance à la compression du béton f_{ck} sur le coût

Il est évident aussi que le coût de la section en béton armé équivalente augmente avec la résistance caractéristique du béton f_{ck} .

Le coût d'une poutre en béton est calculé par un sous détail de prix, utilisant la formulation de béton développé par la méthode de G. Dreux, le poids volumique du béton est pris égal à 2350 kg/m^3 comme indiqué au tableau (5.7). Ce coût est calculé pour un volume de $1m^3$ de béton et cela pour les trois valeurs de la résistance caractéristiques de f_{ck} (25, 30, 40 MPa), le tableau (5.8) illustre une comparaison de prix du béton pour ces valeurs.

Tableau (5.7). Formulation du béton pour les différentes résistances caractéristiques f_{ck} selon G. Dreux

Méthode	G. Dreux / 1 Gaché			G. Dreux/ 1 m^3 béton		
	25 MPa	30 MPa	40 MPa	25 MPa	30 MPa	40 MPa
f_{ck}						
Formulation	Poids (kg)	Poids (kg)	Poids (kg)	Poids (kg)	Poids (kg)	Poids (kg)
Ciment	1,00	1,00	1,00	295,97	364,34	387,15
Sable	2,22	1,86	1,70	657,05	677,67	658,15
Gravier	4,07	3,09	2,86	1204,60	1125,81	1107,25
Eau	0,65	0,50	0,51	192,38	182,17	197,45
Total	7,94	6,45	6,07	2350,00	2350,00	2350,00

Tableau (5.8). Prix de $1m^3$ de Béton pour les différents f_{ck} en DA

f_{ck}	25 MPa	30 MPa	40 MPa
Formulation	DA	DA	DA
Ciment	2663,73	3279,07	3484,35
Sable	1038,14	1070,73	1039,88
Gravier	2120,09	1981,43	1948,76
Eau	961,90	910,85	987,23
Total ($1m^3$)	6783,86	7242,08	7460,22

Pour les aciers le poids volumique est considéré égal à $7856,27 \text{ kg/m}^3$, par conséquent le prix de 1kg d'acier est pris égale à 90 DA .

Le tableau (5.8) montre que l'augmentation du coût est de $6,75 \%$ pour un f_{ck} passant de 25MPa à 30MPa , alors qu'il est de $3,01 \%$ pour un f_{ck} passant de 30MPa à 40MPa .

5.4. Comparaison de prix entre une section en béton armé équivalente et un profilé en charpente métallique

Les deux tableaux (5.9) et (5.10) présentent l'évaluation du coût d'un 1 ml pour les deux types de sections en béton armé équivalentes, l'analyse a montré pour cet exemple de $f_{yk} = 400MPa$ et $\beta = 2.00$ que le coût des profilés en charpente métallique est supérieur de 2.1 à 3.1 fois celui le prix des sections simplement armées, il est supérieur de 1.80 à 2.70 fois celui des sections doublement armées.

Tableau (5.9). Comparaison du coût d'un 1 ml entre des profilés <i>IPE</i> et des sections en béton simplement armées équivalentes pour $\beta = 2.00$ et $f_{yk} = 400MPa$			
Prix d'un profilé en (DA)	Prix d'une section simplement armée pour $f_{ck} = 25MPa$ (DA)	Prix d'une section simplement armée pour $f_{ck} = 30MPa$ (DA)	Prix d'une section simplement armée pour $f_{ck} = 40MPa$ (DA)
612,00	200,17	213,04	221,36
826,20	285,20	304,47	316,25
1060,80	382,30	406,88	423,09
1315,80	492,79	524,76	544,28
1611,60	618,80	658,72	684,50
1917,60	754,84	803,21	833,47
2284,80	912,41	971,35	1008,37
2672,40	1086,69	1156,49	1199,83
3131,40	1288,08	1371,03	1422,94
3682,20	1569,10	1671,00	1732,75
4304,40	1883,24	2006,20	2081,43
5008,20	2201,20	2344,54	2433,21
5824,20	2554,48	2721,11	2822,75
6762,60	2976,61	3170,54	3290,09
7915,20	3489,04	3717,14	3857,01
9251,40	4064,17	4329,75	4492,79
10812,00	4693,00	4999,58	5189,27
12444,00	5395,18	5745,87	5960,08

Tableau (5.10). Comparaison du coût d'un 1 ml entre des profilés *IPE* et des sections en béton doublement armées équivalentes pour $\beta = 2.00$ et $f_{yk} = 400MPa$

Prix d'un profilé en (DA)	Prix d'une section doublement armée pour $f_{ck} = 25MPa$ (DA)	Prix d'une section doublement armée pour $f_{ck} = 30MPa$ (DA)	Prix d'une section doublement armée pour $f_{ck} = 40MPa$ (DA)
612,00	226,70	237,53	259,75
826,20	323,50	338,57	366,50
1060,80	431,17	457,10	491,74
1315,80	556,42	586,34	634,70
1611,60	698,26	737,49	799,64
1917,60	853,37	897,24	969,59
2284,80	1031,33	1085,78	1 176,43
2672,40	1227,95	1293,96	1 397,76
3131,40	1457,29	1530,24	1 663,83
3682,20	1769,85	1867,05	2 019,77
4304,40	2129,65	2245,56	2 430,16
5008,20	2484,16	2621,51	2 836,92
5824,20	2884,30	3036,95	3 296,80
6762,60	3358,58	3543,00	3 831,46
7915,20	3937,86	4152,89	4 507,22
9251,40	4592,05	4837,26	5 242,02
10812,00	5305,37	5584,45	6 055,12
12444,00	6092,38	6428,58	6 952,81

5.5. Etude comparative entre l'utilisation des 2 codes (*Eurocode2* et *CP 110*)

5.5.1. Introduction

Les travaux antérieurs ont été établis [1,3], exploitant les abaques à trois entrées donnés dans (part. 2, 1972) du *CP110* [5], les paramètres essentiels pris en compte sont : un $f_y = 410MPa$ pour la contrainte limite d'écoulement de l'acier et trois valeurs pour f_{cu} à savoir 25, 30 et 40MPa et une profondeur pour l'axe neutre fixée à $x=0.50.d$. En revanche, la présente étude est basée sur les caractéristiques des matériaux adoptées par l'*Eurocode 2* [8,13] et élargie pour une variation de f_{yk} entre 235, 400 et 500MPa pour la contrainte d'écoulement de l'acier et un f_{ck} prenant les valeurs suivantes : 25, 30 et 40MPa pour la résistance caractéristique à la compression du béton. Les abaques à exploiter en utilisant les caractéristiques adoptées par l'*Eurocode 2* [8,13] devaient être réalisés et développés. Pour les deux types de sections simplement et doublement armées, la valeur de la profondeur de l'axe neutre a été prise égale à $x=0.50d$ (même condition que pour le *CP110*). L'étude comparative a un impact direct sur les dimensions géométriques déterminées et sur le coût.

5.5.2. Effet sur les dimensions des sections déterminées

5.5.2.1. Sections simplement armées

Afin qu'on puisse procéder à la comparaison des résultats de la caractérisation effectuée par l'utilisation des deux codes et de mettre en évidence l'effet du changement de code, des nouveaux abaques ont été développés pour une résistance caractéristique d'écoulement des aciers, $f_{yk}=410 \text{ N/mm}^2$ et un f_{ck} prenant trois valeurs de 20, 24 et 32 N/mm^2 (Eurocode 2) respectivement correspondant à des f_{cu} de 25, 30 et 40 N/mm^2 (CP110). La caractérisation a été établie pour ces valeurs correspondantes pour les sections simplement armées. A titre d'exemple pour $\beta =2.00$, la figure (5.31) exprime clairement l'effet du changement de code sur la hauteur totale h_c de la section rectangulaire simplement armée. D'après les résultats, pour un f_{ck} adopté par l'Eurocode 2 correspond à un f_{cu} donné (CP110) et pour un même f_{yk} , l'effet sur la hauteur h_c de la section et sur le taux d'armatures tendues est représenté dans le tableau (5.11).

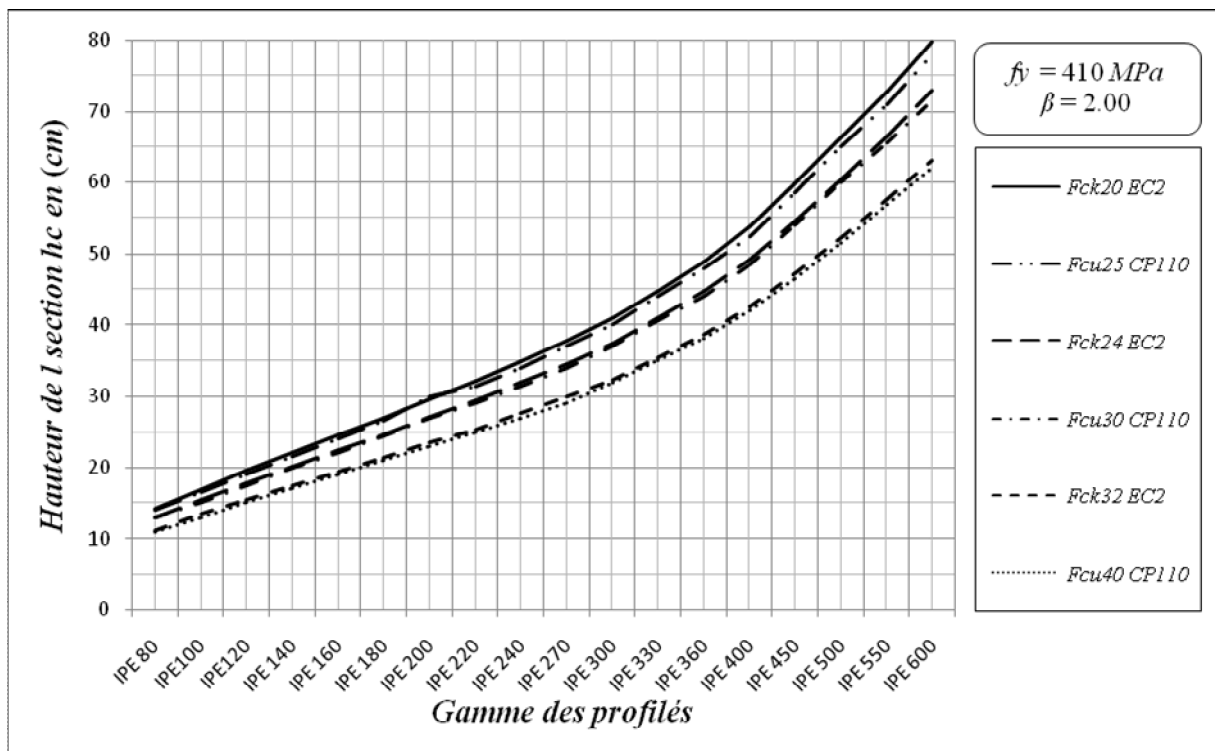


Figure (5.31). Effet du changement de code sur la hauteur h_c de sections simplement armées pour un $f_{yk} = 410\text{MPa}$ et $\beta = 2,00$

Tableau (5.11). Effet du changement de code sur la hauteur h_c et sur les taux d'armatures tendues ρ pour les sections simplement armées

f_y ou f_{yk} (MPa)	Ordre d'augmentation de la hauteur h_c en %			Ordre de variation de ρ en %		
	f_{cu} / f_{ck} 25/20MPa	f_{cu} / f_{ck} 30/24MPa	f_{cu} / f_{ck} 40/32MPa	f_{cu} / f_{ck} 25/20MPa	f_{cu} / f_{ck} 30/24MPa	f_{cu} / f_{ck} 40/32MPa
410	+2,00 %	+1,20 %	+1,90 %	-5,93 %	-3,77 %	+2,00 %

5.5.2.2. Sections doublement armées

On ce qui concerne les sections doublement armées, la hauteur totale, h_c , des sections données par l'utilisation du code *CP110* par rapport à celle des sections obtenues en utilisant l'*Eurocode 2* est en augmentation d'un taux moyen de 2 %, figure (5.32), par contre le taux d'armatures tendues, ρ , diminue d'un pourcentage de 5.30 %, alors que la diminution est de l'ordre de 23.80 % pour le taux d'armatures comprimées, ρ' .

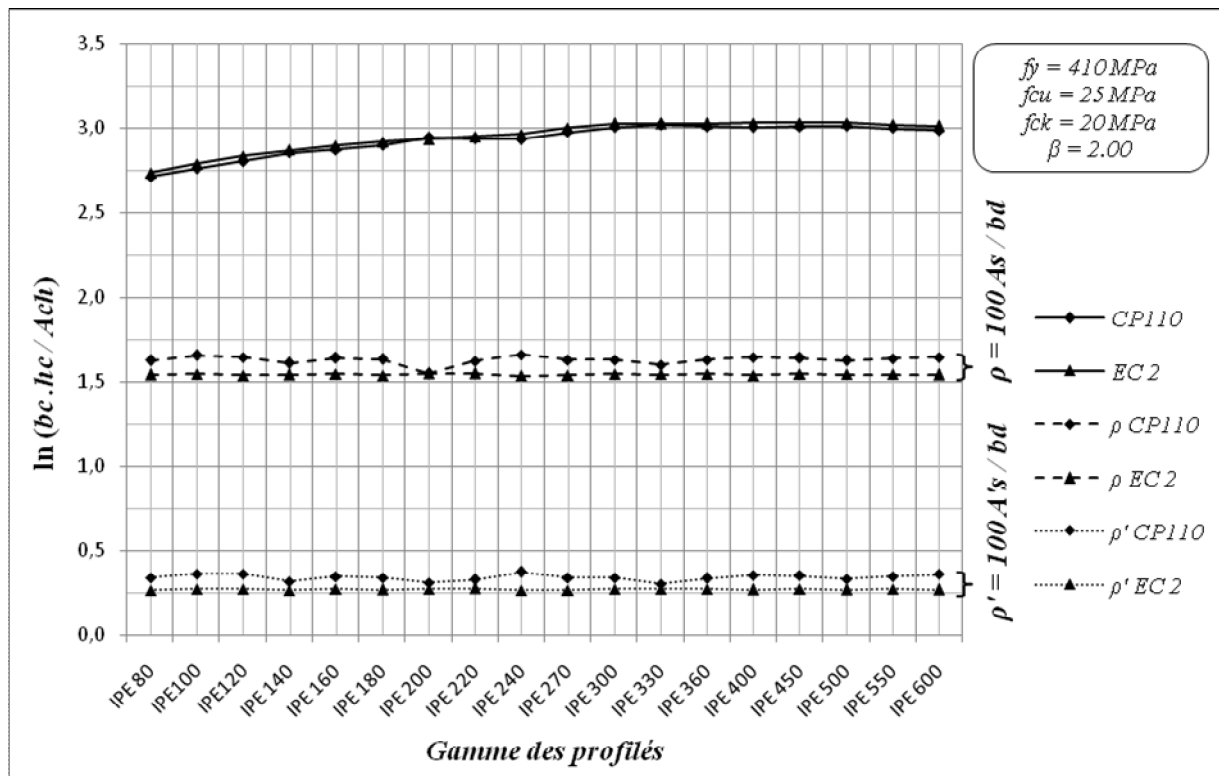


Figure (5.32). Effet du changement de code sur la hauteur h_c de sections doublement armées pour un $\beta = 2,00$ avec présentation des taux d'armatures

5.5.3. Effet sur le coût

Malgré l'augmentation de la hauteur h_c de la section rectangulaire simplement ou doublement armée et après une étude des prix, il s'est avéré que les résultats obtenus par l'*Eurocode 2* restent économiques par rapport à ceux donnés en utilisant le *CP110* [1,3], l'effet économique de la diminution des taux d'armatures tendues et comprimées est dominant.

Les figures (5.33) et (5.34) présentent deux cas d'exemples de cette analyse pour un, $f_y = 410 \text{ MPa}$ et une résistance caractéristique du béton égale à : $f_{cu} = 30 \text{ MPa}$ et $f_{ck} = 24 \text{ MPa}$ pour les sections simplement armées et $f_{cu} = 25 \text{ MPa}$ et $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$ pour les sections doublement armées avec présentation des coûts des profilés en charpente métallique.

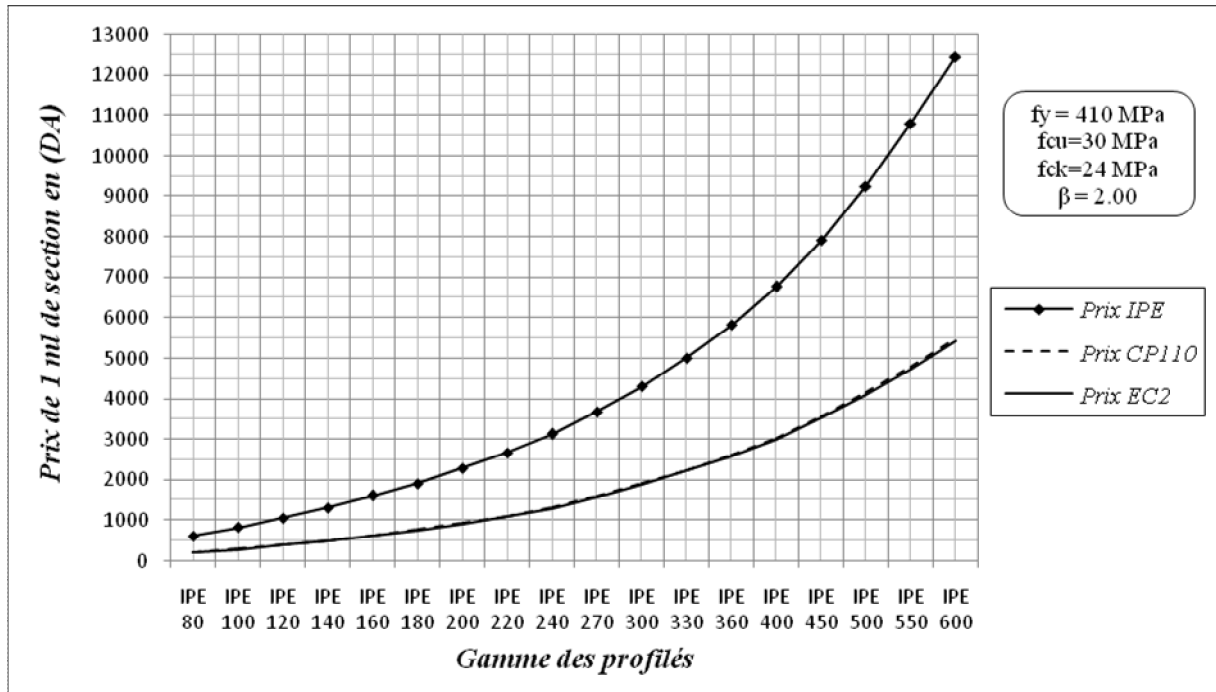


Figure (5.33). Effet économique du changement de code pour les sections simplement armées pour $f_{yk} = 410MPa$, $f_{cu} = 30MPa$, $f_{ck} = 24MPa$ avec $\beta = 2,00$

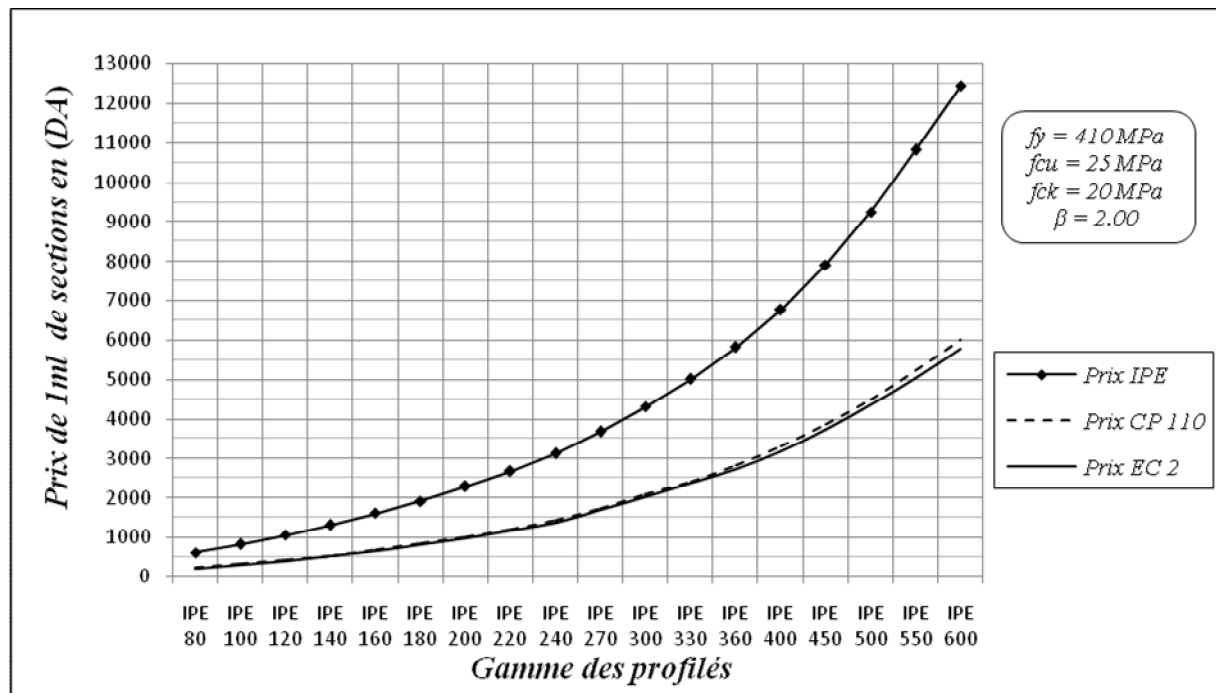


Figure (5.34). Effet économique du changement de code pour les sections doublement armées pour $f_{yk} = 410MPa$, $f_{cu} = 25MPa$, $f_{ck} = 20MPa$ avec $\beta = 2,00$

6. Conclusions et perspectives

6.1. Importance et rôle de développement du catalogue d'abaques

La présente étude a mis en relief l'importance du dit catalogue. Le développement d'abaques à trois entrées liant graphiquement la relation du moment réduit M_u/bd^2 et les taux géométriques des armatures tendues, ρ , et comprimées, ρ' , utilisant les caractéristiques des matériaux adoptées par l'*Eurocode 2* [8,13] était nécessaire et indispensable pour les raisons suivantes :

- Facilitation de l'opération de caractérisation (sans ce catalogue, l'opération aurait été impossible à mener de manière analytique)
- Facilitation de l'opération de comparaison entre les codes *CP110* et *Eurocode 2*.
- Facilitation de la comparaison du point de vue économique.

Par ailleurs ce catalogue peut être utilisé dans les calculs des poutres fléchies en béton armé qui ont des sections rectangulaires à l'état limite ultime (dimensionnement et ferrailage), il peut être aussi utilisé par une vérification rapide sur la qualité d'une section donnée en béton armé quelconque (sous armée ou sur armée).

En outre, le catalogue permet la détermination rapide de la capacité flexionnelle, moment ultime ou moment plastique d'une section rectangulaire donnée immédiatement si l'ensemble des paramètres est connus à savoir f_{ck} , f_{yk} et d'/d .

6.2. Caractérisation

L'étude a révélé de cette caractérisation les deux points suivants :

- Hormis quelques sections obsolètes ($b_c > h_c$ pour, β , prenant des valeurs de 2.25 et 2.50), l'ensemble des sections en béton simplement ou doublement armées équivalentes aux différents profilés *IPE* est conforme avec les dimensions utilisées en pratique.
- Les sections en béton doublement armées équivalentes qui ont une faible contrainte limite d'élasticité $f_{yk} = 235MPa$ et pour les valeurs de la résistance à la compression de béton $f_{ck} = 30MPa$ et $40MPa$, présentent des taux d'armatures tendues et comprimées élevés et ils dépassent le pourcentage d'armatures maximum limité par l'*Eurocode 2*. [8], $(\rho + \rho') \leq 4.4\%$. Ceci étant prévisible car les aciers de faible résistance élastique $f_{yk} = 235MPa$, sont des aciers doux et qui possèdent une très grande déformation à la rupture, et sont en général utilisés pour les armatures transversales.

Un mini-système de détermination des sections en béton simplement et doublement armées équivalentes aux différents profilés en charpente métallique type *IPE* a été mis en œuvre et est très simple d'utilisation et qui pourrait faciliter la prise de décision.

En outre, la caractérisation a permis l'obtention d'une multitude de sections en béton armé équivalentes à un profilé donné. Du fait du nombre important de paramètres sur les plans (géométrique d'/d , $\beta = b_c/b_s$ et mécanique f_{ck}, f_{ck}).

Le choix de la meilleure section équivalente est difficile à arrêter à ce stade car il dépend de deux facteurs essentiels à savoir la performance plastique (meilleure plastification possible du point de vue expérimental avec le plus petit facteur de forme possible) et le coût (étude comparative de prix pour chaque 1ml de poutre en béton armé avec les différentes sections obtenues par la caractérisation comparées à 1ml de l'*IPE* en question).

6.3. Impact économique

L'étude économique sommaire réalisée, cf § 5.4, a révélé que le coût d'utiliser des sections en charpente métallique est de l'ordre de 2 à 3 fois celui des sections en béton simplement armées, alors qu'il est de l'ordre de 1.8.à 2.7 fois celui des sections doublement armées, et ce pour les éléments en béton armé ayant la même capacité flexionnelle théorique contrairement à ce qui est couramment donné à savoir 5 fois.

6.4. Importance de l'utilisation d'un code donné

L'étude réalisée à titre de comparaison a montré, cf § 5.5, que l'utilisation d'un code au lieu d'un autre peut avoir des incidences plus au moins importantes. La comparaison entre l'utilisation du *CP110* par rapport à l'*Eurocode 2* a révélé que :

- Les différences sont mineures pour la hauteur h_c , le pourcentage vaut de +1.2 % à +2.0 % pour les sections simplement armées et de +2.0% pour les sections doublement armées.
- Les différences sont plus au moins importantes pour les taux d'armatures tendues, ρ , le pourcentage vaut de -5.93 % à +2.0% pour les sections simplement armées et de -5.3 % pour les sections doublement armées. Par ailleurs, pour le taux d'armatures comprimées, ρ' , le pourcentage est de l'ordre de -23.8 %.
- L'effet sur le coût est mineur, d'après l'étude des prix, il s'est avéré que l'utilisation de l'*Eurocode 2* est économique que celle de *CP110*, le pourcentage est estimé à l'ordre de -1% pour les sections simplement armées et à l'ordre de -3.25 % pour les sections doublement armées.

6.5. Perspectives

La performance des deux types de sections ne faisant pas l'objet du présent travail, pourrait se faire lors de l'élaboration d'autres thèses et sera mise en évidence par une étude expérimentale étoffée. La différence de plastification des deux types de sections en béton armé et en charpente métallique ne pouvait être quantifiée et maîtrisée qu'avec un large programme expérimental.

Un travail expérimental ne concernant qu'un type d'*IPE* [2], à été réalisé mais n'a pas été complété par des essais sur des poutres de sections équivalentes en béton armé. Le présent

thème pourrait être développé expérimentalement et compléter ce qui a été réalisé jusqu'ici en mettant l'accent sur deux aspects fondamentaux :

- Etude comparative sur le plan performance plastique en faisant varier le maximum de paramètres.
- Etude économique prenant en compte le maximum de paramètres possibles : la main d'œuvre, l'entretien, l'avantage de grandes portées...etc.

A. Analyse de sections en charpente métallique et en béton armé

A.1. Détermination du moment plastique d'une section en charpente métallique

Soit une poutre en charpente métallique sollicitée en flexion pure dans le plan (X, Y) par un couple de moment, M , figure (A.1)

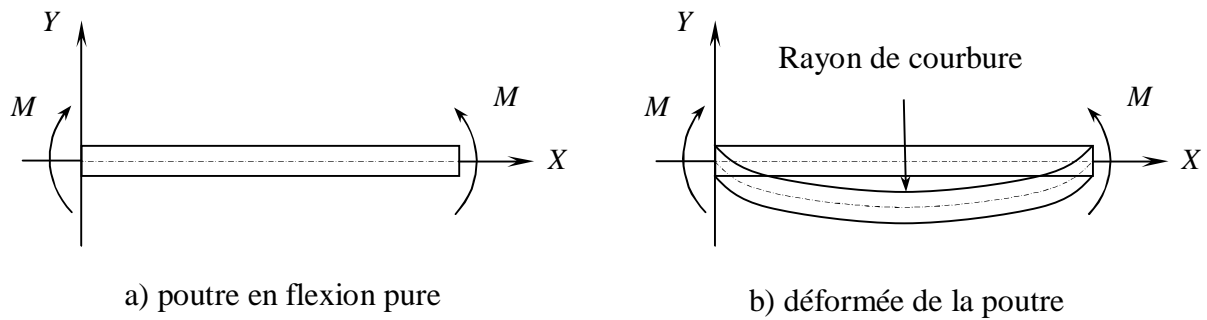


Figure (A.1). Poutre en charpente métallique sollicitée en flexion pure

- Le moment fléchissant est uniforme sur la longueur de la poutre $M(x) = M$ et l'effort tranchant est nul $T(x) = 0$.
- En raison de la symétrie du problème, la courbure de la poutre déplacée est constante $\chi(x) = \chi$ uniforme et les sections droites avant déformation restent droites après déformation (planes et perpendiculaires à la fibre moyenne).
- Le centre de courbure est commun à toutes les sections droites : la fibre moyenne se déforme donc selon un cercle, figure (A.1.b).

Compte tenu de ces hypothèses, la déformation longitudinale varie linéairement $\varepsilon = a \cdot y + b$.

En choisissant l'origine des Y , l'axe neutre, la déformation longitudinale devient $\varepsilon = a \cdot y$.

Noter qu'a priori la position de l'axe neutre est inconnue :

- ✓ En élasticité, on montre que l'axe neutre est confondu avec l'axe moyen contenant le centre d'inertie de la section droite.
- ✓ En flexion pure les sollicitations sont réduites à :
 - L'effort normal est nul $N = 0$;
 - Le moment fléchissant M ;
 - L'effort tranchant $T = 0$.

Le moment fléchissant est calculé à partir du diagramme de contrainte normale dans le cas d'un profilé à double plan de symétrie en flexion élasto-plastique pure figure (A.2).

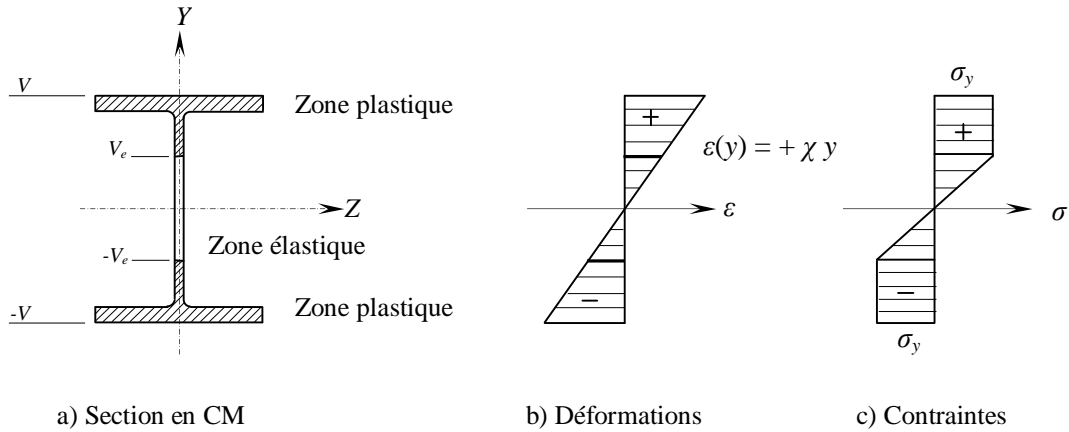


Figure (A.2). Diagramme de déformations et de contraintes pour une section en *CM*

$$M = \iint_{(s)} +y \cdot \sigma(y) \cdot ds = \int_{-V}^{+V} +y \cdot \sigma(y) \cdot b(y) \cdot dy = +2 \int_0^{+V} +y \cdot \sigma(y) \cdot b(y) \cdot dy.$$

$$M = 2 \left[\int_0^{+V_e} \sigma(y) \cdot y \cdot b(y) \cdot dy + \int_{+V_e}^{+V} \sigma(y) \cdot y \cdot b(y) \cdot dy \right]$$

Comme : $V_e = \frac{S_y}{\chi} = \frac{\sigma_y}{E \cdot \chi}$, donc : $E \cdot \chi = \frac{\sigma_y}{V_e}$

Il vient :

$$M = 2 \left[\int_0^{+V_e} E \cdot \chi \cdot y^2 \cdot b(y) \cdot dy + \int_{+V_e}^{+V} \sigma_y \cdot y \cdot b(y) \cdot dy \right].$$

$$M = 2 \sigma_y \left[\frac{1}{V_e} \int_0^{+V_e} y^2 \cdot b(y) \cdot dy + \int_{+V_e}^{+V} y \cdot b(y) \cdot dy \right].$$

A la limite, faisons tendre V_e vers 0 (la section est totalement plastifiée), ou ce qui revient au même, faisons tendre la courbure χ vers l'infini, alors le moment fléchissant tend vers une limite M_p appelée moment plastique.

$$M_p = \lim_{V_e \rightarrow 0} M$$

Une façon commode de calculer M_p est de le faire à partir du diagramme de contrainte limite bi-rectangulaire (toute la section est plastifiée).

$$M_p = 2 \sigma_y \int_0^{+V} y \cdot b(y) \cdot dy = 2 \cdot S \cdot \sigma_y$$

Où S désigne le moment statique de la demi-section par rapport à l'axe moyen du profilé complet.

On pose : $W_{pl} = 2.S$

W_{pl} : Module plastique.

$$M_p = W_{pl} \cdot \sigma_y \quad (\text{A.1})$$

Remarque :

Le moment plastique est une idéalisation, il ne peut jamais être réellement atteint car une rupture des fibres les plus tendues (ou les fibres les plus comprimées) surviendra plutôt.

Les deux moments fléchissants seuils sont comparés entre eux en égard au comportement élasto-plastique de la section droite.

- ✓ Le moment élastique, M_e , est tel que la section droite est totalement dans le domaine élastique, le diagramme de contrainte normale limite σ_y .

Si on désigne par :

I : moment d'inertie de la section.

$V = \frac{h}{2}$: La demi-hauteur du profilé bi-rectangulaire.

Alors :

$$M_e = \frac{\sigma_y}{h} 2I \quad (\text{A.2})$$

- ✓ Le moment plastique M_p est tel que la section droite est totalement dans le domaine plastique, le diagramme de contrainte étant bi-rectangulaire.

$$M_p = 2S\sigma_y \quad (\text{A.3})$$

M_p/M_e : est un rapport adimensionnel, il ne dépend que des caractéristiques de la section droite. C'est le facteur de forme noté K .

Pour un profilé bi-symétrique, on a :

$$K = \frac{M_p}{M_e} = \frac{Sh}{I} > 1 \quad (\text{A.4})$$

A.2. comportement d'une section homogène [11]

A.2.1. Section rectangulaire

Le profilé rectangulaire est soumis à l'action d'un moment fléchissant progressif croissant, le diagramme des contraintes passe par les trois phases (élastique, élasto-plastique et plastique) représentées sur la figure (A.3).

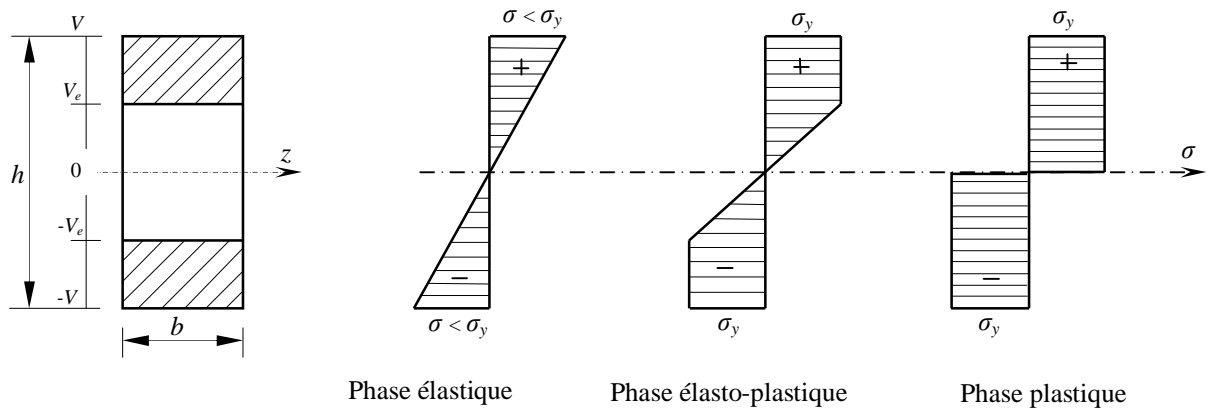


Figure (A.3). Différentes Phases de distribution des contraintes d'une section rectangulaire

i) Phase élastique :

On peut appliquer les lois de la résistance des matériaux

$$M = \frac{I}{V} \sigma$$

σ : La contrainte sur la fibre la plus tendue (ou comprimée)

$I = \frac{bh^3}{12}$: Moment d'inertie de la section droite.

$V = \frac{h}{2}$: La demi-hauteur.

Donc :

$$M = \frac{1}{6} bh^2 \sigma$$

La courbure est donnée par :

$$M = EI\chi \Leftrightarrow \chi = \frac{\sigma}{VE}$$

On définit le moment élastique tel que la contrainte maximale atteinte la limite élastique σ_y .

$$M = \frac{1}{6} bh^2 \sigma_y \quad (\text{A.5})$$

La courbure élastique correspondante est :

$$\chi_e = \frac{2\sigma_y}{hE}$$

ii) Phase élasto-plastique :

On calcule le moment fléchissant :

$$M = 2\sigma_y \left[\frac{1}{V_e} \int_0^{+V_e} y^2 b(y) dy + \int_{-V_e}^{+V_e} y b(y) dy \right]$$

$$M = 2\sigma_y \left[\frac{1}{V_e} \cdot \frac{bV_e^3}{3} + \frac{b}{2}(V^2 - V_e^2) \right]$$

$$M = b \cdot \sigma_y \left[V^2 - \frac{V_e^2}{3} \right].$$

Et la courbure :

$$\chi = \frac{1}{V_e} \frac{\sigma_y}{E}$$

En domaine élastique :

$$\frac{M}{M_e} = \frac{\chi}{\chi_e}, \quad \text{avec : } \chi < \chi_e$$

En domaine élasto-plastique :

$$\frac{M}{M_e} = \frac{3}{2} \left[1 - \frac{1}{3} \left(\frac{\chi}{\chi_e} \right)^{-2} \right] \quad (\text{A.6})$$

On remarque que M tend vers M_p quand $\chi \rightarrow +\infty$.

Donc ici $M_p = \frac{3}{2} M_e$ (le facteur de forme du profilé rectangulaire est égal à $\frac{3}{2}$).

L'évaluation du moment fléchissant en fonction de la courbure est reportée dans un diagramme adimensionnel figure (A.4)

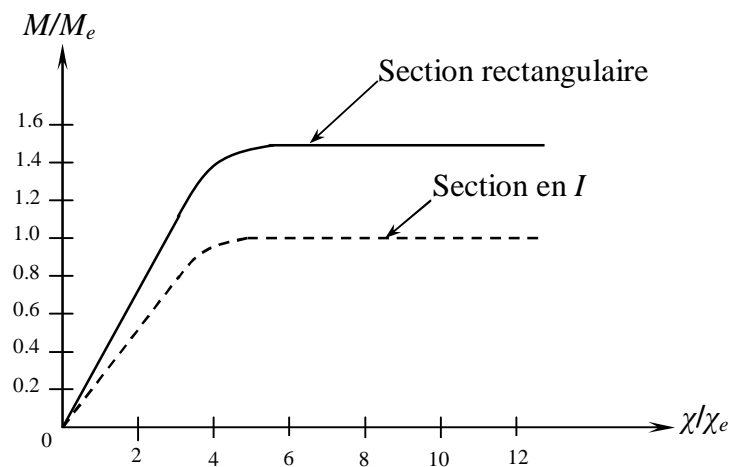


Figure (A.4). Diagramme moment-courbure pour les deux types de sections

A.2.2. Section en I type IPE

La section en IPE est une section symétrique par rapport à l'axe Y et à l'axe Z, la distribution des contraintes est représentée sur la figure (A.5) ci-après.

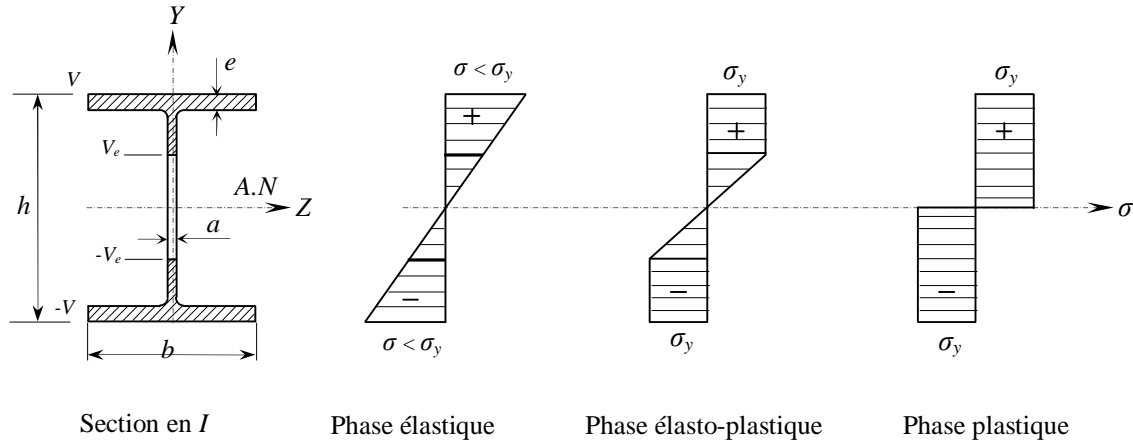


Figure (A.5). Différentes Phases de distribution des contraintes pour une section en I

i) Phase élastique :

On peut appliquer les lois de la résistance des matériaux en régime élastique linéaire.

On calcul l'inertie du profilé :

$$I = \frac{2}{3} a (V - e)^3 + \frac{b e^3}{6} + \frac{b e^2}{2} (2V - e)^2$$

Donc le moment élastique :

$$M_s = \frac{I}{V} \sigma_y = \left[\frac{2}{3V} a (V - e)^3 + \frac{b e^3}{6V} + \frac{b e}{2V} (2V - e)^2 \right] \sigma_y \quad (\text{A.7})$$

Et la courbure correspondante :

$$\chi_s = \frac{\sigma_y}{E V}$$

ii) Phase élasto-plastique :

Le moment fléchissant est obtenu par intégration des moments élémentaires produits par les contraintes normales.

$$M = 2 \sigma_y \left[\frac{1}{V_s} \int_0^{V_s} y^2 b(y) dy + \int_V^{V-e} y b(y) dy + \int_{V-e}^V y b(y) dy \right]$$

$$M = 2\sigma_y \left[\frac{a}{2} (V^2 - V_e^2) + \left(\frac{2V_e - e^2}{2} \right) (b - a) \right] \quad (\text{A.8})$$

Et la courbure correspondante vaut :

$$\chi = \frac{\sigma_y}{E} \frac{1}{V_e}$$

Etablissant la courbe $\left\{ \frac{\chi}{\chi_e}, \frac{M}{M_e} \right\}$ figure (A.4).

Donc :

$$\frac{M}{M_e} = \frac{a \left(1 - \frac{1}{3} \left(\frac{\chi}{\chi_e} \right)^{-2} \right) + (2V_e - e^2) \left(\frac{b - a}{V^2} \right)}{\frac{2a}{3V_e^3} (V - e)^3 + \frac{be^3}{6V_e^3} + \frac{be}{2V_e^3} (2V - e)^2}$$

Comme exemple un cas particulier de l' *IPE* 200.

$$V = \frac{h}{2} = 100 \text{ mm}$$

$$b = 100 \text{ mm}$$

$$a = 5.6 \text{ mm}$$

$$e = 8.5 \text{ mm}$$

$$\frac{M}{M_e} = \frac{20.96 - 1.87 \left(\frac{\chi}{\chi_e} \right)^{-2}}{18.22}$$

Le facteur de forme est obtenu quand la courbure tend vers l'infini.

$$K = \frac{M_p}{M_e} = \lim_{\chi \rightarrow \infty} \frac{M}{M_e} \simeq 1.15$$

Le facteur de forme est voisin de 1.

A.2.3. Conclusions

- Une fois atteint le moment élastique, une faible augmentation des sollicitations provoque la plastification des semelles, on atteint pratiquement le moment résistant.
- Dans la pratique on supposera donc :
 - 1- Quant le moment plastique peut être effectivement atteint.

2- La poutre a un comportement linéaire élastique jusqu'à ce que le moment plastique soit atteint.

Remarque :

L'étude des profilés en domaine élasto-plastique est restreinte au cas des profilés à deux plans de symétrie dans ce cas l'axe neutre est confondu avec l'axe moyen (axe du centre d'inertie), qui également l'axe de symétrie.

Le moment plastique d'un profilé vaut :

$$M_p = W_{pl} \sigma_y$$

On donne la valeur du module plastique W_{pl} pour une section en I fléchie par rapport à l'axe parallèle ou perpendiculaire à l'âme, figure (A.6)

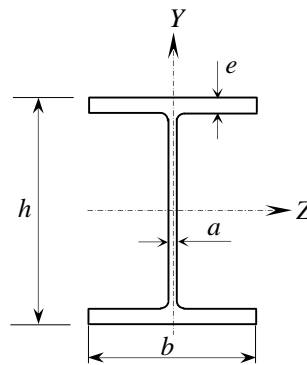


Figure (A.6). Module plastique d'une section en I

- Section fléchie verticalement :
(Par rapport à l'axe Z)

$$W_{plz} = \frac{ah^2}{4} + (b-a)(h-e)e$$

- Section fléchie transversalement :
(Par rapport à l'axe Y)

$$W_{ply} = \frac{eb^2}{2} + (h-2e)\frac{a^2}{4}$$

a : épaisseur de l'âme de la section.
 b : largeur de la semelle.
 e : épaisseur de la semelle.
 h : hauteur de section.

A.3. Détermination du moment ultime d'une section non usuelle en béton armé

A.3.1. Exposé de la méthode basée sur le concept de la théorie générale

La théorie est basée sur cinq hypothèses fondamentales [13] :

- La théorie de flexion pour le béton armé suppose que le béton se fissure dans les régions des contraintes de traction et que, après avoir fissurer, toute les contraintes de traction sont portés par les armatures. On suppose également que les sections planes d'une pièce demeurent planes après déformation, de sorte qu'à travers la section la distribution des déformations est linéaire.
- L'état limite à la ruine est obtenu quand la déformation relative dans le béton ε_{cc} à la fibre la plus comprimée atteint une valeur spécifique ε_{cu} (les principaux codes la prennent égale à 3500.10^6 [5,8]).
- A la rupture (image instantanée de la ruine), la distribution des contraintes de compression dans le béton est définie par un bloc parabole-rectangulaire représente la distribution à la rupture quand les déformations compressives sont dans la marge plastique et elle est associée à la conception pour l'état limite ultime.
- Le bloc rectangulaire équivalent de contrainte est une alternative simplifiée à la distribution parabole-rectangle, figure (A.7)
- Car il y a de compatibilité des déformations entre l'armature et le béton adjacent, les déformations d'acier dans la traction, ε_{st} , et dans la compression, ε_{sc} , peuvent être déterminé à partir du diagramme de déformations.

Remarque : Ces hypothèses exigent que la section transversale ait un axe de symétrie verticale.

A.3.2. Moment ultime ou moment plastique d'une section non usuelle en BA

Soit une section non usuelle en béton doublement armé sollicitée à la flexion simple.

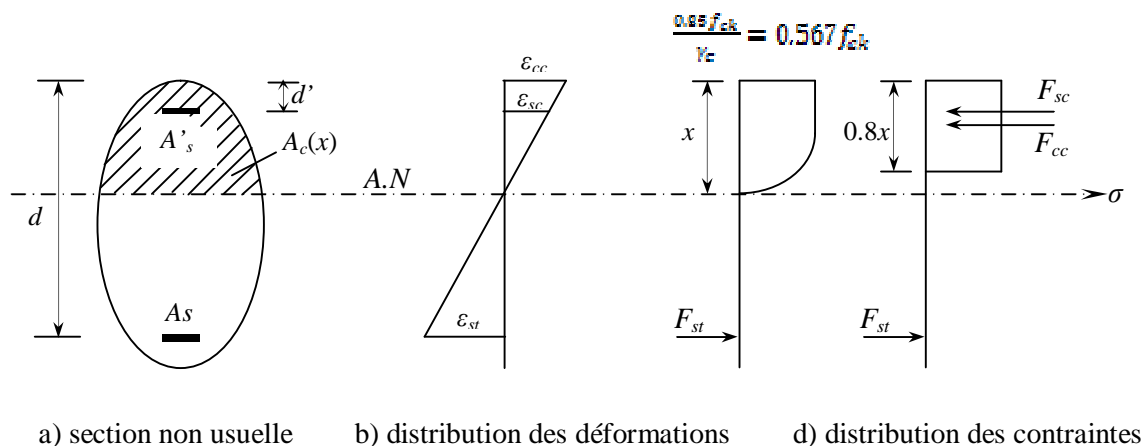


Figure (A.7). Distribution des contraintes et déformations d'une section non usuelle

A partir de l'équilibre interne :

$$F_{sc} + F_{cc} = F_{st} \quad (\text{A.9})$$

De sorte que :

$$F_{sc} = 0.567f_{ck} A_c(x)$$

$$F_{cc} = f'_s A'_s$$

$$F_{st} = f_s A_s$$

Où f'_s et f_s sont les contraintes dans les armatures tendues et comprimées

Substituant, l'équation d'équilibre (A.9) devient alors :

$$0.567f_{ck} A_c(x) + f'_s A'_s = f_s A_s \quad (\text{A.10})$$

L'équation (A.10) est une équation qui présente trois inconnues interdépendantes $A_c(x)$, f'_s , f_s , qui ne peut être résolue que par la méthode d'essai successifs [13]

Les étapes à suivre dans cette méthode sont :

- 1) Fixer x premièrement égale à une valeur de $x = d/2$;
- 2) Calculer ε_{st} et ε_{sc} par :

$$\varepsilon_{st} = \varepsilon_{cc} \left(\frac{d - x}{x} \right) \quad (\text{3.4})$$

et

$$\varepsilon_{sc} = \varepsilon_{cc} \left(\frac{x - d'}{x} \right) \quad (\text{3.5})$$

Où d est la hauteur utile, d' : est l'enrobage des armatures comprimées.

À l'état limite ultime la déformation maximale du béton comprimé est prise :

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{cu} = 0.0035$$

Après avoir déterminé les déformations, on peut évaluer les contraintes dans les armatures, f'_s et f_s à partir des courbes contraintes-déformations appropriées.

- 4) Remplaçant x , f'_s et f_s dans l'équation d'équilibre (A.10), si l'égalité est vraie, x est une solution, Si ce n'est pas le cas, le problème exigerait la solution en essayant des valeurs successives de x jusqu'à ce que :

$$F_{cc} + F_{cc} = F_{st}$$

Une fois la profondeur de l'axe neutre est connue, l'équilibre est atteint, le moment ultime de la section sera donné par :

a) Par rapport à la section des armatures tendues

$$M_u / A_s = F_{sc}(d - d') + F_{sc}(d - 0.4x) \quad (\text{A.11})$$

b) Par rapport au centre de gravité de la section de la partie comprimée du béton

$$M_u / cdg = F_{st}(d - 0.4x) + F_{sc}(0.4x - d') \quad (\text{A.12})$$

B. Présentation graphique du catalogue d'abaques à trois entrées

B.1. Introduction

La volonté d'utiliser au mieux la matière pour des raisons économiques, ainsi que la tendance à une conception optimale, conduisent nécessairement à mettre à la disposition des ingénieurs un catalogue d'abaques à trois entrées liant graphiquement la relation du moment réduit M_u / bd^2 et les taux géométriques des armatures tendues, ρ , et comprimées, ρ' , d'un élément structural en béton armé (poutre) soumise à la flexion simple, utilisant les caractéristiques des matériaux adoptées par l'*Eurocode 2*. [8,13]. Ces abaques doivent être conçus en fonction des paramètres influents à savoir l'enrobage des aciers d'/d , la résistance caractéristique à la compression du béton, f_{ck} , la résistance caractéristique des aciers, f_{yk} , la position de l'axe neutre, x/d ,...etc.

B.2. Principe de conception d'abaques à trois entrées

Les équations de base utilisées dans la conception de ce catalogue d'abaques à trois entrées liant graphiquement le moment réduit M_u/bd^2 et les taux d'armatures tendues $\rho = 100A_s/bd$ et comprimées $\rho' = 100A'_s/bd$ sont tirés à partir d'une analyse d'une section rectangulaire en béton armé (élément structural) soumise à la flexion simple, utilisant les caractéristiques des matériaux adoptées par l'*Eurocode 2* [8,13]. Ces équations utilisées pour la conception d'abaques sont obtenues en prenant l'équilibre des moments autour de l'axe neutre. Le principe de développement est exposé et détaillé dans le chapitre 3.

B.3. Présentation d'abaques types

Il a été jugé nécessaire de représenter qu'une série d'abaques pour un f_{ck} donné et un f_{yk} donné et quatre valeurs de d'/d (0.05, 0.10, 0.15, 0.20). Les figures (B.1) à (B.4) représentent cette série d'abaques.

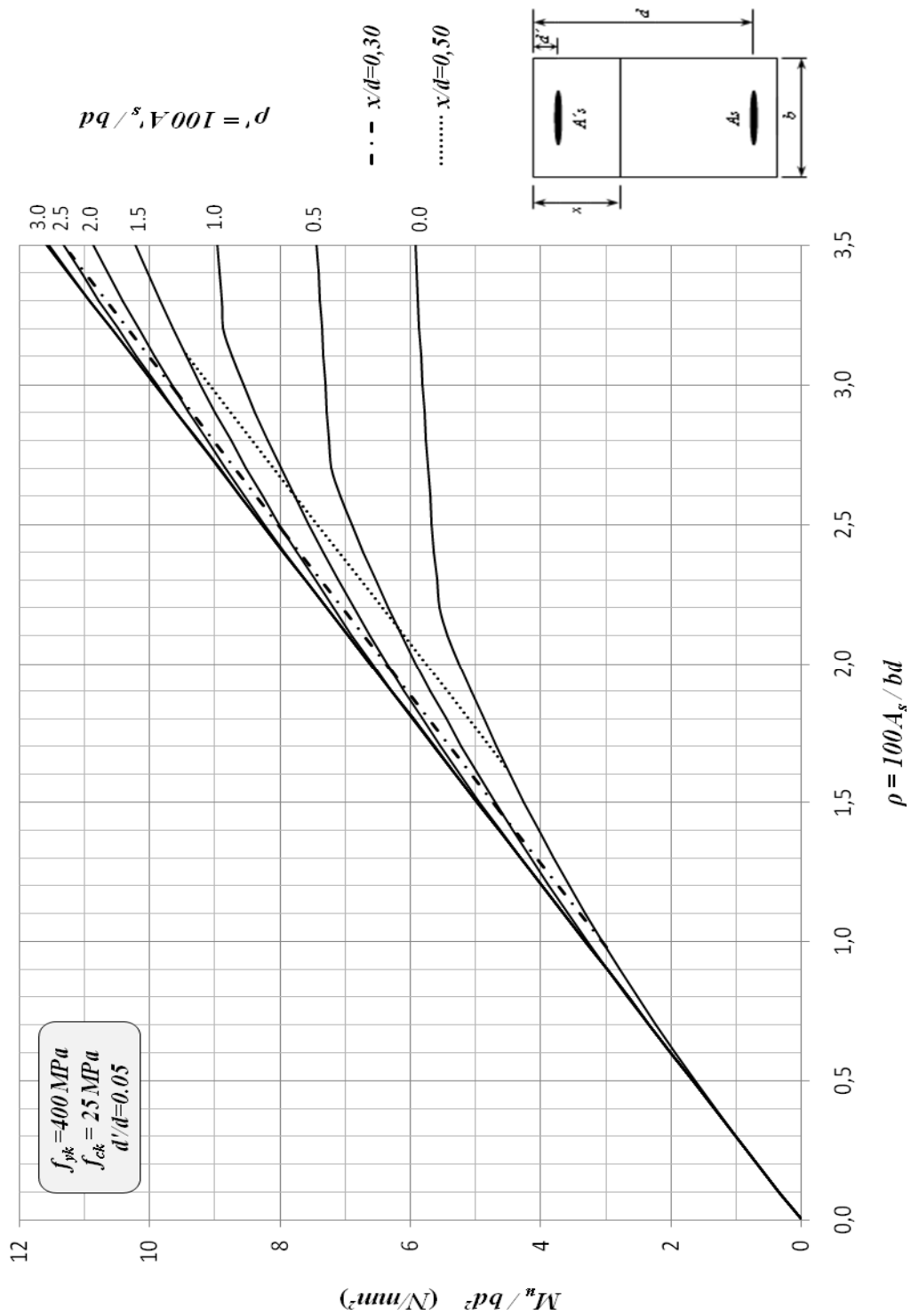


Figure (B.1). Moment réduit en fonction de ρ et ρ' , cas de $f_{yk} = 400 \text{ MPa}$, $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ et $d'/d = 0.05$

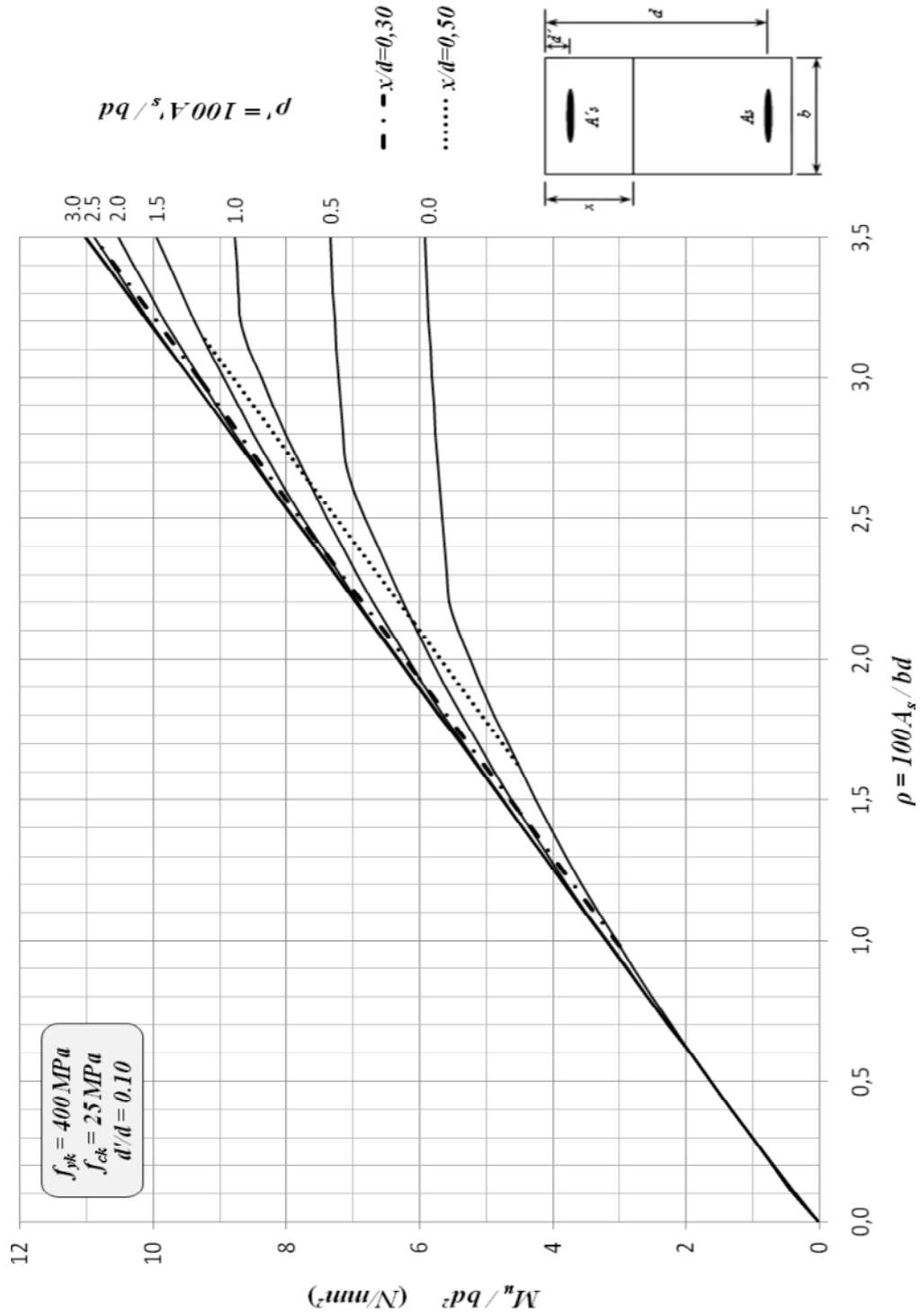


Figure (B.2). Moment réduit en fonction de ρ et ρ' , cas de $f_{yk} = 400 \text{ MPa}$, $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ et $d'/d = 0.10$

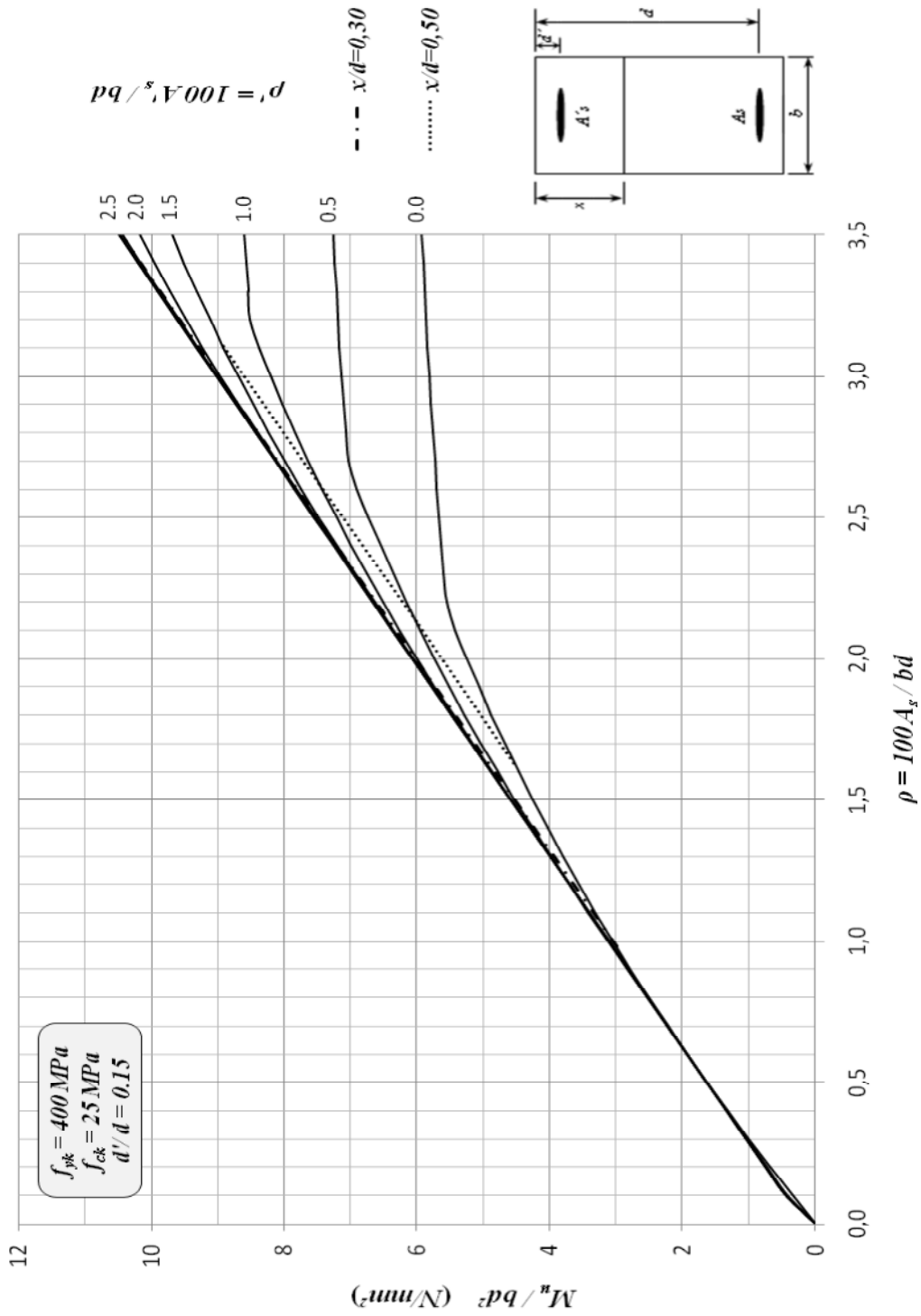


Figure (B.3). Moment réduit en fonction de ρ et ρ' , cas de $f_{yk} = 400 \text{ MPa}$, $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ et $d'/d = 0.15$

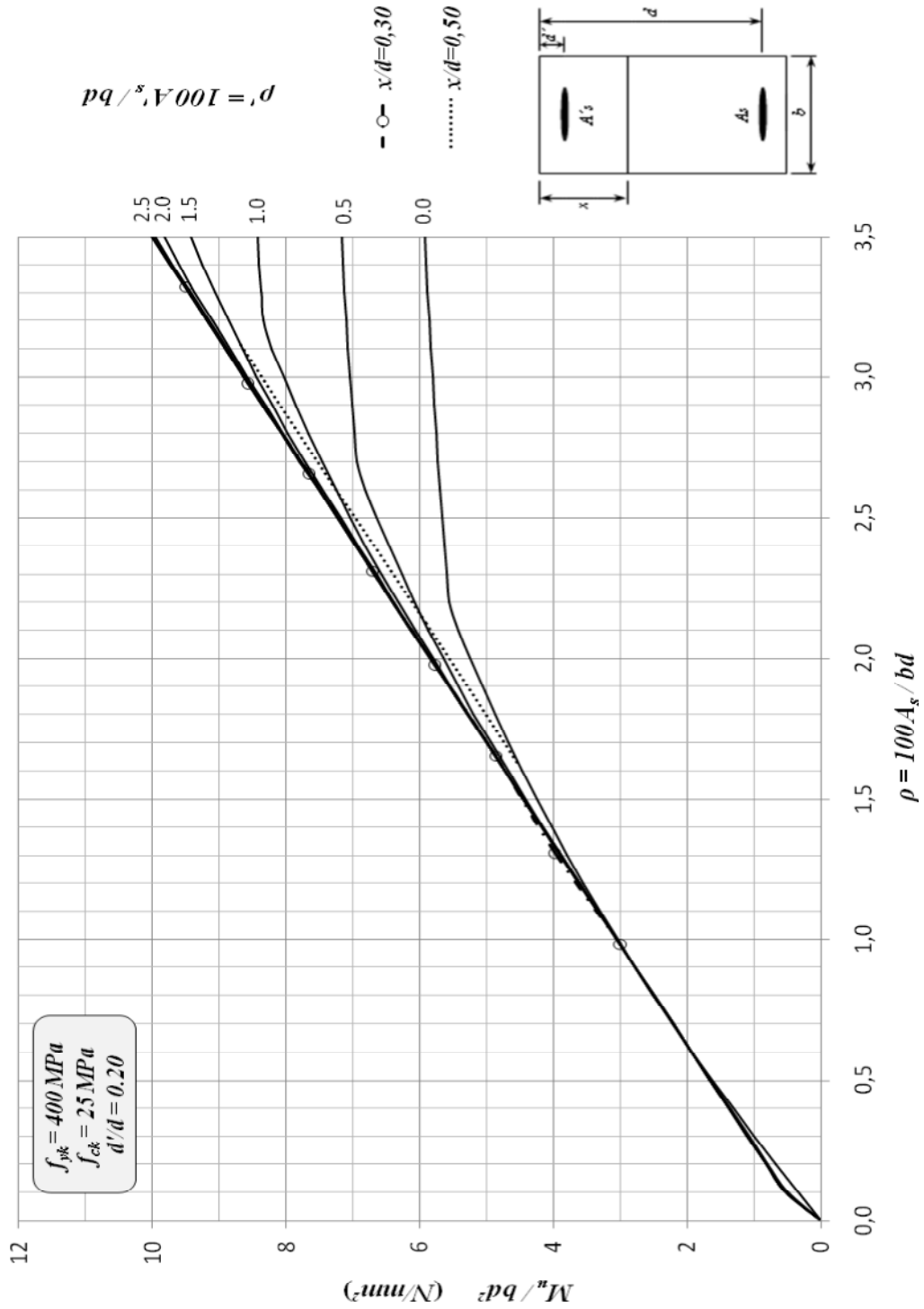


Figure (B.4). Moment réduit en fonction de ρ et ρ' , cas de $f_{yk} = 400 \text{ MPa}$, $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ et $d'/d = 0.20$