

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme de Master Académique

Spécialité : Génie Civil

Option: Structure

Thème

Dimensionnement en capacité des poteaux en béton armé selon

RPA99/Version 2003

(Application à l'étude d'un bâtiment administratif (R+9))

Présenté par : ZAIDI Sonia

Membres du Jury

M^{me}. SMAHI Rebiha

Maître de Conférences B

UMMTO

Présidente

M. ALLICHE Amar

Maître de Conférences B

UMMTO

Examineur

M. BENYAHY Karim

Maître Assistant A

UMMTO

Rapporteur

Promotion : 2017/2018

Remerciements

*Je tiens à présenter mes respectueux remerciements à monsieur BENYAH
Karim maitre-assistant de classe B à l'université de Mouloud Mammeri de
Tizi Ouzou , d'avoir bien voulu proposer et diriger ce travail , et pour la
confiance qu'il m'a accordée , son soutien , sa disponibilité permanente , et
ces précieux conseils, m'ont permis de mener à bien ce travail, qu'il trouve ici
le témoignage de ma profonde reconnaissance.*

*Je remercie les membres du jury madame SMAHI et monsieur ALLICHE qui
me feront l'honneur de juger ce modeste travail et de l'enrichir par leurs
propositions.*

*Mes remerciements vont également à ma famille et mes amis(es) pour leurs
soutiens et leurs encouragements.*

Dédicaces

Je dédie ce mémoire

A mes chers parents qui m'ont apporté leurs soutiens et leurs encouragements. Puisse dieu tout puissant vous garder et vous procurer santé et bonheur.

A mes très chères sœurs Asma et Sarah

A mon frère Samir

A toute ma famille

A toutes mes amies

A tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin à réaliser ce travail

Merci pour tous.

Liste des figures

Liste des figures :

Chapitre I :

Figure I.1 : Comportement du béton en compression uni axiale.....	5
Figure I.2 : Courbe contrainte –déformation du béton en traction.....	6
Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformation du béton selon SARGIN.....	7
Figure I.4 : Comportement du béton en compression	9
Figure I.5 : Loi parabole-rectangle du béton en compression.....	10
Figure I.6 : Comportement du béton tendu avant fissuration selon GRELAT	11
Figure I.7 : Diagramme contrainte-déformation du béton sur le bord tendu selon GRELAT.....	12
Figure I.8 : Comportement mécanique de l'acier en traction.....	13
Figure I.9 : Diagramme contrainte déformation des aciers naturels (Loi élasto –plastique avec raffermissment).....	14
Figure I.10: Diagramme contrainte déformation de l'acier (loi élasto-plastique parfaite)...	15
Figure I.11 : Courbe contrainte-déformation des aciers écroués.....	16
Figure I.12 : Dimensionnement d'un nœud poteau-poutre.....	18
Chapitre II :	
Figure II.1. Diagramme parabole-rectangle du béton.....	22
Figure II.2. Diagramme rectangulaire simplifié des contraintes dans le béton.....	22
Figure II.3. Diagramme de contrainte-déformation élasto- plastique de l'acier.....	23
Figure II.4 : Section rectangulaire ferrailée avec deux nappes d'armature.....	25
Figure II.5 : représentation des pivots.....	26
Figure II.6 : les droites de déformation d'une section rectangulaire sollicitée en flexion composée avec effort normal de compression.....	27
Figure II.7 : Diagramme des déformations de la section de poteau.....	31
Figure II.8. Courbe d'interaction.....	33
Figure II.9. Section rectangulaire simplement armée.....	34

Liste des figures

Chapitre III :

Figure III.1 : Vue en plan du RDC et du 1 ^{er} étage.....	39
Figure III.2 : Vue en plan des étages courants.....	39
Figure III.3 : Disposition des voiles de contreventement.....	40
Figure III.4.a : Spectre de réponse du calcul dans la direction x-x.....	48
Figure III.4.b : Spectre de réponse du calcul dans la direction y-y.....	48
Figure III.5 : Organigramme représentant le choix des systèmes de contreventement possibles des structures en béton armé ayant comme éléments porteurs les voiles et les portiques.....	52
Figure III.6 : La vue en élévation de portique étudié dans les directions x-x et y-y.....	60
Figure (III.7) : Organigramme de calcul des moments résistants des sections en flexion simple.....	61
Figure III.8 : Courbe moment résistant en fonction de α de la poutre principale de dimensions (30x45) à l'état limite ultime	62
Figure III.9 : Courbe moment résistant en fonction de α de la poutre principale de dimensions (30x60) à l'état limite ultime.....	62
Figure III.10 : Courbe moment résistant en fonction de α de la poutre secondaire de dimensions (30x35) à l'état limite ultime	63
Figure III.11 : Organigramme de construction des diagrammes d'interaction des sections en flexion composée.....	66
Figure III.12 : Diagramme d'interaction de poteau (45x60) dans le sens x-x.....	69
Figure III.13 : Diagramme d'interaction de poteau (45x55) dans le sens y-y.....	69
Figure III.13 : Abaque d'interaction en fonction de la résistance caractéristique du béton...78	
Figure III.14 : Abaque d'interaction en fonction de ferrailage.....	79

Liste des figures

Liste des tableaux

Liste des tableaux :

Chapitre II :

Tableau II.1 : contraintes des aciers en fonction des nuances et combinaisons.....24

Chapitre III :

Tableau III.1 : Dimensions des poteaux des différents niveaux.....40

Tableau III.2 : Dimensions des poutres principales et secondaires.....40

Tableau III.3 : vérification des moments d'inerties sur les poteaux et les poutres.....43

Tableau III.4 : redimensionnement des poteaux.....44

Tableau III.5 : vérification des moments d'inerties sur les poteaux et les poutres après redimensionnement.....45

Tableau III.6 : Dimensions des poteaux des différents niveaux après redimensionnement..46

Tableau III.7 :Charge permanente et charge d'exploitation de chaque niveau.....46

Tableau III.8 : Les modes propres de vibration.....50

Tableau III.9 : Calcul de l'effort tranchant à la base V par la méthode statique équivalente.51

Tableau III.10 : Calcul de déplacement inter étage54

Tableau III.11 : Calcul des effets de second ordre (effet P- Δ).....55

Tableau III.12 : Ferrailage longitudinal des poteaux.....56

Tableau III.13 : Ferrailage des poutres.....57

Tableau III. 14 : Calcul des moments résistants correspond aux poutres.....64

Tableau III.15 : Moments et efforts normaux résistants des poteaux (45x55) dans la direction x-x.....67

Tableau III.16 : Moments et efforts normaux résistants de poteau (45x55) dans la direction y-y.....68

Tableau III.17 : Moment résistant des poteaux considérés.....71

Tableau III.18 : Vérification de l'article 7.6.2 RPA/version 2003.....72

Tableau III. 19 : Calcul des moments résistant correspond aux poutres.....75

Tableau III.20 : Moment résistant des poteaux considérés.....76

Liste des indices

Liste des indices :

f_{cj} : résistance à la compression du béton à l'âge j .

θ : est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges.

γ_b : coefficient partiel de sécurité.

F_{tj} : résistance du béton à la traction.

ε_{ft} : déformation de traction correspond à f_{tj} .

ε_{rt} : déformation correspond à la plastification de l'acier le plus tendu.

E_{bo} : module d'élasticité longitudinal du béton.

ε_{s1} : désigne la déformation correspond à la contrainte du palier plastique.

ε_{s2} : désigne la déformation correspond à la fin du raffermissement.

ε_{su} : désigne la déformation de rupture.

σ_r : Contrainte de rupture.

σ_e : désigne la contrainte limite élastique

E_a : Module d'élasticité longitudinal.

σ_e : Contrainte limite élastique de l'acier.

ε_e : Déformation limite élastique de l'acier.

ε_2 : Déformation correspond à la fin de la courbe de cinquième degré.

M_w, M_e, M_w', M_e' : sont les moments résistants des poutres à proximité de nœud dans les deux directions de l'excitation sismique.

M_n, M_s, M_n', M_s' : sont les moments résistants des poteaux à proximité de nœud dans les deux directions de l'excitation sismique.

M_{RC} : Somme des valeurs de calcul des résistances à la flexion des poteaux connectés au nœud.

M_{RB} : Somme des valeurs de calcul des résistances à la flexion des poutres connectées au nœud.

f_{bu} : Contrainte de compression du béton.

ε_{bc} : Raccourcissement relatif du béton comprimé.

f_s : Contrainte dans l'acier.

ε_s : Raccourcissement relatif du béton comprimé.

f_e : Contrainte élastique de l'acier.

E_s : Le module de déformation longitudinale de l'acier.

ε_{se} : La déformation qui correspond à la limite élastique de l'acier.

d : hauteur réduite de la section.

d' : sont respectivement l'enrobage inférieur de la section.

d'' : sont respectivement l'enrobage supérieur de la section

ε_s : la déformation des aciers inférieurs.

ε'_s : la déformation des aciers supérieurs.

ε_c : la déformation du béton .

Liste des indices

N_c : effort de compression limite du béton seul.

N_s : effort de compression dans les aciers comprimés.

T_s : effort de traction dans les armatures tendues,

k_b : coefficient caractérisant la branche ascendante de la courbe de Sargin.

E_{b0} : module d'élasticité longitudinal du béton.

k_b' : paramètre adimensionnel ajuste la branche descendante.

Δ_{kx} : Déplacement relatif de l'étage 'k' respectivement dans les directions x-x .

Δ_{ky} : Déplacement relatif de l'étage 'k' respectivement dans les directions y-y.

Δ_k : Déplacement admissible

δ_{ex}^k et δ_{ey}^k : déplacements dus aux forces sismiques dans les directions x-x et y-y.

δ_x^k et δ_x^{k-1} : déplacements horizontaux des étages 'k' et ' k-1' dans la direction x-x

δ_y^k et δ_y^{k-1} : déplacements horizontaux des étages 'k' et ' k-1' dans la direction y-y

Résumé

Résumé :

Pour garantir un meilleur comportement des nœuds poutres-poteaux, le règlement parasismique algérien exige de vérifier l'article 7.6.2 de RPA99/version 2003 qui recommande la formation des rotules plastiques au niveau des poutres et non pas au niveau des poteaux, concrétisant ainsi le principe de dimensionnement capacitair (poteau fort - poutre faible).

L'insuffisance des logiciels utilisant le règlement en vigueur (BAEL91 modifié 99) afin de faire le calcul des moments résistants et la nécessité de satisfaire cette condition de dimensionnement en capacité, nous en poussé à travers cette étude à proposer des outils permettant de vérifier cet article à travers le calcul des moments résistants dans les poutres et les poteaux.

Plus particulièrement, il y a lieu de déterminer les moments résistants à partir des diagrammes d'interaction pour les poteaux qui sont soumis à la flexion composée et aussi d'autres moments résistants développés au niveau des poutres soumises à la flexion simple via l'implémentation d'un programme sous « EXCEL », qui est établi à partir des équations d'équilibre des efforts internes de la section.

Une comparaison des résultats retrouvés par notre procédure avec des résultats déterminés à partir d'autres logiciels de calcul « ETABS » et « Socotec » a été menée, qui nous a permis de confirmer l'exactitude de notre démarche. Une vérification de la condition de l'article 7.6.2 du RPA99/version 2003 a été faite à l'aide des résultats retrouvés à partir des fichiers « EXCEL » qu'on a élaborés. Ainsi que, le développement d'abaques d'interaction qui tiennent compte de deux paramètres différents (la résistance caractéristique du béton et le ferrailage de la section) dans l'intérêt de faciliter le dimensionnement et la vérification des sections droites soumises à la flexion composée dont la forme et la distribution des armatures sont fixées à l'avance.

Mots clés :

Moment résistant, diagramme d'interaction, flexion simple, flexion composée.

Table de matière

Introduction générale.....1

Chapitre I :Etude bibliographique

I.1.Introduction	4
I.2. Les comportements mécaniques du béton et de l'acier	4
I.2.1. Comportement mécanique du béton	4
I.2.1.1.Comportement expérimental du béton en compression.....	5
I.2.1.2. Comportement expérimental du béton en traction	6
I.3. Modélisation du béton en compression	7
I.3.1. Loi de SARGIN	7
I.3.2. Le modèle parabole rectangle adopté par le BAEL	9
I.4.Modélisation du béton en traction	11
1.4.1. La loi de GRELAT	11
I.5.Comportement mécanique de l'acier	13
I.6.Modélisation de comportement mécanique de l'acier	14
I.6.1. La loi élasto-plastique avec raffermissement	14
I.6.2. Diagramme élasto-plastique parfait	15
I.6.3. Loi de comportement des aciers écroués	16
I.7.Dimensionnement capacitaire	17
I.7.1 Dimensionnement du nœud vis-à-vis des moments fléchissant (l'article préconisé par le règlement parasismique algérien RPA	18
I.7.2. Condition de ductilité globale et locale (article figurant dans le règlement Eurocode 8).....	19
I.8.Conclusion	20

Chapitre II :Méthode de calcul

II.1. Introduction	21
II.2. Les lois de comportement du béton et de l'acier	21
II.2.1. Loi de comportement du béton :.....	21
II.2.1.1.Diagramme Parabole-Rectangle	21
II.2.1.2.Diagramme rectangulaire	22
II.2.2. Loi de comportement de l'acier	23
II .3. Hypothèses fondamentales	24
II.4. Présentation de la méthode de calcul	24
II.4.1. Calcul des moments résistant d'une section en flexion composée (flexion uni- axial)	24
II.4.1.1.Règle des pivots	25
II.4.2. Etablissement des équations d'équilibre	26
II.4.3. L'effet du béton seul	28
II.4.4. L'effet de la section d'armature inférieure	29

Table de matière

III.4. Conclusion	80
Conclusion générale	81
Bibliographie.....	83

Introduction :

La philosophie de base dans la conception parasismique actuelle souligne de nouveaux aspects tirés des derniers tremblements de terre. Ces aspects sont jugés comme très importants et doivent donc être introduits dans le dimensionnement pratique des structures, ceci afin de limiter les dommages sous sollicitations sismiques et éviter une perte brutale de résistance et une perte de stabilité d'ensemble en garantissant à la structure un mécanisme dissipatif et ductile.

Ces notions sont traduites au sein des clauses réglementaires par le principe de dimensionnement capacitaire à travers des recommandations sur le comportement des zones critiques des portiques participants au contreventement, ces recommandations consistent à fournir aux poteaux une surcapacité par rapport aux poutres aboutissants au même nœud et permettre le développement des mécanismes liés à la formation des rotules plastiques au niveau des poutres plutôt que dans les poteaux, concrétisant ainsi le principe de « poteau fort et poutre faible ».

Pour remplir ce principe, les codes parasismiques suggèrent que les moments fléchissant résistants dans les poteaux soient majorés par rapport à ceux des poutres d'un coefficient qui est variable d'un code à un autre et qui est égale à 1,25 dans le code parasismique Algérien (RPA99/Version2003). L'évaluation des moments résistants au niveau des nœuds des poutres et des poteaux passe par l'élaboration des équations d'équilibre de ces derniers en prenant en compte la résistance des armatures associées à la section du béton permettant ainsi de définir le domaine de sécurité de ces sections.

Cependant la diversification des sollicitations de calcul implique la différence de la méthode d'évaluation de ces moments ; en effet les poutres sont sollicitées en flexion simple contrairement aux poteaux qui sont généralement sujettes à la flexion composée résultant de l'action combinée d'un effort normal et d'un moment fléchissant. Le traitement des sections sollicitées en flexion composée s'avère plus compliqué et plus ardu.

Introduction générale

Une approche graphique a été développée qui consiste à réaliser des abaques appelées diagrammes d'interaction; il s'agit donc de représenter les couples $(N_{u,\text{lim}} ; M_{u,\text{lim}})$ qui délimitent le domaine de sécurité des sections sollicitées en flexion composée dont les dimensions géométriques et la section d'armature sont fixées à l'avance. La construction de ces diagrammes permet d'une part la vérification de la résistance de la section et d'autre part la détermination des armatures.

Le travail envisagé portera l'accent sur l'évaluation des moments résistants des poteaux à travers la construction des diagrammes d'interaction, et ceux des poutres à travers le développement d'un programme de calcul des sections en flexion composée et simple respectivement. Afin de vérifier la condition préconisée par le règlement parasismique algérien (RPA99/Version 2003) vis-à-vis du dimensionnement d'un nœud poutre-poteau (poteau fort- poutre faible).

Il y a lieu aussi d'élaborer des abaques d'interaction qui tiennent compte de deux paramètres différents : la résistance caractéristique du béton et le ferrailage de la section dans l'intérêt de faciliter le dimensionnement et la vérification des sections rectangulaires soumises à la flexion composée.

Organisation du mémoire :

Le travail développé dans ce mémoire est devisé en trois chapitres :

- D'abord dans le premier chapitre, il s'agit d'un aperçu sur les différents aspects du comportement des matériaux (acier et béton). Il porte aussi sur l'aspect du dimensionnement en capacité des portiques en béton armé préconisé par les règlements parasismiques « RPA/Version 2003 » et « EUROCODE 8 », qui concrétisent la notion de poteau fort-poutre faible.
- Puis le deuxième chapitre, aborde les méthodes adoptées pour le calcul des moments résistants des poteaux et des poutres en béton armé, qui seront implémentées sur « EXCEL », permettant un calcul rapide et exact de ces derniers, permettant aussi l'élaboration des diagrammes d'interaction.
- Enfin le troisième chapitre, il est consacré à la présentation de la structure étudiée puis par la suite, il s'agit des vérifications préconisées par le règlement parasismique Algérien (RPA99/Version 2003), et on s'intéressera plus particulièrement à la vérification de l'article 7.6.2 du RPA 99/2003 qui est souvent négligé, et pour cela il y a lieu de faire le calcul des moments résistants par notre implémentation. Puis une suite a été abordée, ou il y a lieu d'effectuer une étude comparative entre notre implémentation et les différents logiciels de calcul « ETABS » et « Socotec ». Aussi, la vérification de l'article 7.6.2 du RPA 99/Version2003 a été faite et cela pour un seul portique appartenant à un bâtiment modélisé à l'aide du logiciel « ETABS ».
- On termine par une conclusion générale et quelques perspectives à ce travail.

CHAPITRE I :
ETUDE
BIBLIOGRAPHIQUE

I.1.Introduction :

Dans ce chapitre, on se propose de faire un état de l'art sur les lois de comportements mécaniques des matériaux (béton et acier) en exposant quelques lois de comportements de ces derniers et en se basant sur des modèles qui tiennent compte de leurs comportements réels.

On s'intéresse aussi en particulier aux modèles conventionnels des deux matériaux (béton et acier) tirés du règlement BAEL, qui nous seront utiles dans le deuxième chapitre.

Nous présenterons ensuite l'aspect du dimensionnement en capacité préconisé par les règlements parasismiques RPA/version 2003 et EUROCODE 8, qui concrétisent la notion de poteau fort poutre faible.

I.2. Les comportements mécaniques du béton et de l'acier :

Les structures en béton armé se composent de deux matériaux ayant des caractéristiques différentes à savoir le béton et l'acier. L'acier est considéré comme étant un matériau homogène et ses propriétés matérielles généralement bien définies. En revanche, le béton est un matériau hétérogène composé de pâte de ciment, d'agrégats, de cavités et parfois d'adjuvant, ses propriétés mécaniques ne peuvent pas être déterminées facilement. Cependant, pour simplifier l'analyse et la conception, le béton est souvent considéré comme un matériau homogène à l'échelle macroscopique.

I.2.1. Comportement mécanique du béton :

Le béton présente un grand nombre de microfissures, en particulier à l'interface entre les agrégats et le mortier, avant même l'application des charges. Ces microfissures sont souvent causées par les phénomènes de ségrégation, de rétrécissement ou de dilatation thermique du mortier, en effet la microfissuration a un grand effet sur le comportement mécanique du béton, puisque sa propagation pendant le chargement contribue au comportement non linéaire du béton sous faibles charges. De plus, pendant la phase de chargement, il y a naissance des fissures provoquée par la différence de rigidité entre les granulats et le mortier.

La résistance à la traction au niveau de l'interface agrégat-mortier est sensiblement inférieure à la résistance de celle-ci en compression, c'est ce qui explique la différence de comportement mécanique du béton en traction et en compression.

I.2.1.1 Comportement expérimental du béton en compression :

Les essais de compression uni-axiaux sont réalisés aux laboratoires, sur des éprouvettes de dimensions normalisées de forme cylindrique avec des hauteurs doubles de leurs diamètres généralement (16x32), afin de caractériser le comportement mécanique du béton sous charges incrémentales et de déterminer sa résistance caractéristique éventuellement à l'âge de 28 jours.

La courbe reliant les contraintes aux déformations ainsi obtenue montre un comportement quasiment linéaire élastique jusqu'à environ 30% de sa résistance limite en compression et devient ensuite une courbe non linéaire jusqu'à 100% de la contrainte limite $\frac{\sigma}{f_c}$ qui correspond à une déformation de 2‰. Ce changement de comportement est lié à l'initiation des fissures verticales dans le béton parallèles à l'axe de chargement.

Au-delà du pic la courbe devient descendante décroissante ce qui est due à une chute de résistance qui est engendrée par l'endommagement du matériau suite à la propagation des fissures verticales. La rupture se produit dans cette phase et elle correspond à la déformation limite de 3.5‰.

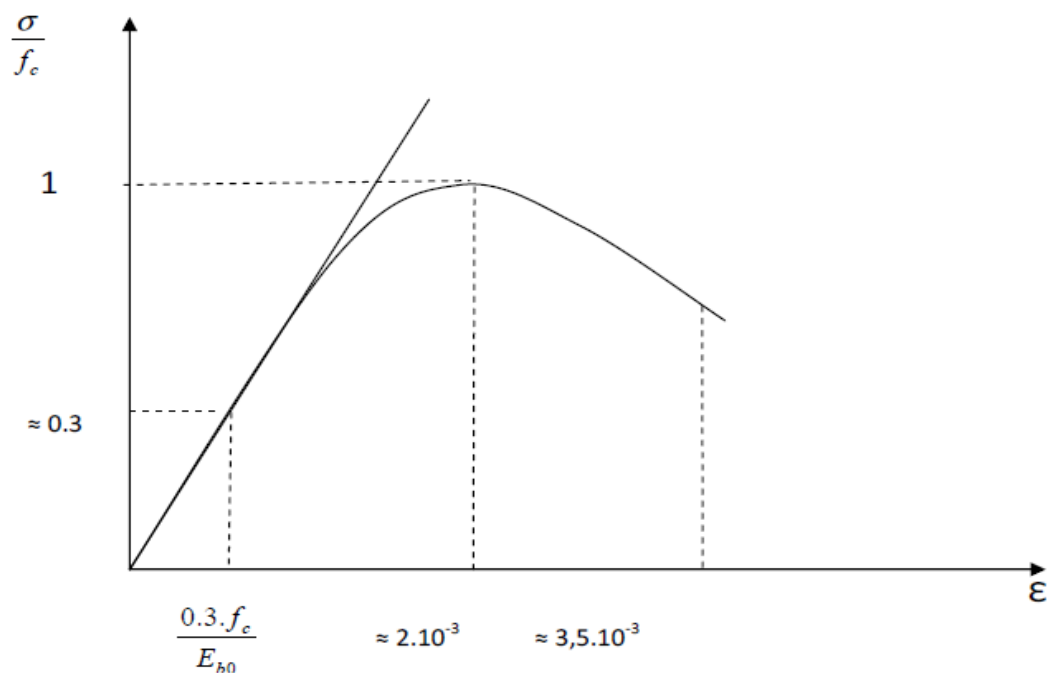


Figure I.1 : Comportement du béton en compression uni axiale [1]

I.2.1.2. Comportement expérimental du béton en traction :

La résistance à la traction du béton peut être déterminée à partir des essais directs sur éprouvettes ou bien indirects par l'essai brésilien (essai par fendage) ou par essai de flexion par trois points [2].

Des études expérimentales sur des corps d'éprouvettes en traction directe et en flexion par trois points ont approuvé l'influence du type d'essai sur la résistance du béton en traction.

En constatant une augmentation apparente de la résistance du béton tendu en flexion par rapport à la traction directe, une augmentation qui est liée au gradient de déformation qui est nul en traction et maximum en flexion [3] [4].

D'autres études effectuées par différents auteurs via un essai de traction direct [5] et en flexion par trois points [4], ont montré que la résistance du béton en traction est influencée par un autre paramètre qui est la dimension de l'éprouvette, ces derniers ont confirmés que la résistance augmente en diminuant la dimension, ce qui est justifié par la nature hétérogène du béton [6].

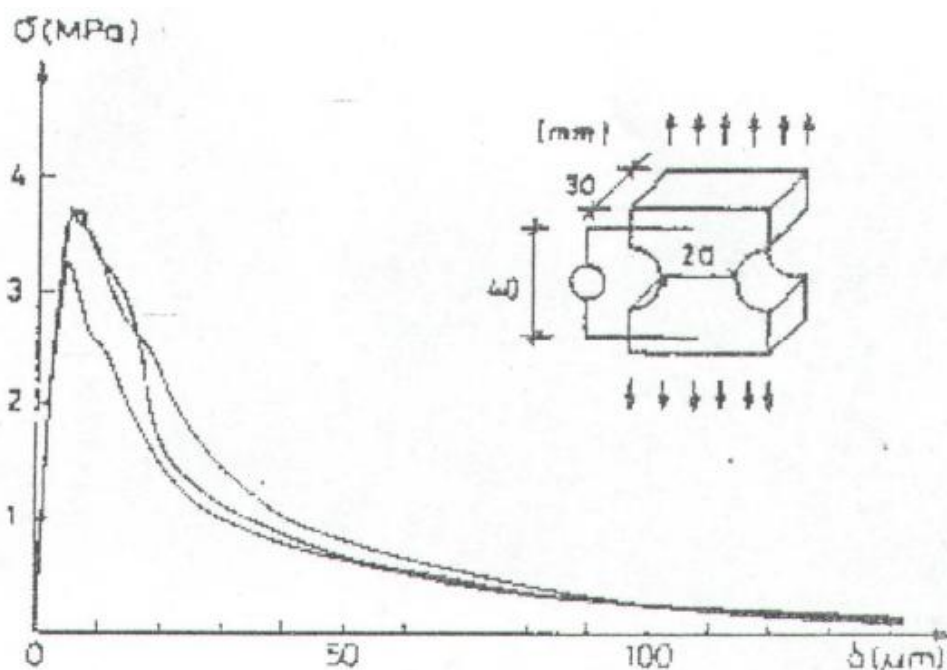


Figure I.2 : Courbe contrainte –déformation du béton en traction [7].

La figure ci-dessus (figure I.2) illustre un exemple d'un diagramme contrainte -déformation du béton en traction [7].

Le diagramme se scinde en deux phases :

- Une phase ascendante avec un comportement élastique linéaire jusqu'au pic.
- Au de la de ce pic, la résistance décroît brutalement puis se stabilise progressivement jusqu'à s'annuler pour une déformation largement supérieure à celle du pic.

I.3. Modélisation du béton en compression :

I.3.1. Loi de SARGIN [8]:

Il a décrit le comportement du béton en compression en admettant un modèle élastique non linéaire. L'allure de la courbe contrainte-déformation est donnée par le diagramme représenté sur la figure (I.3)

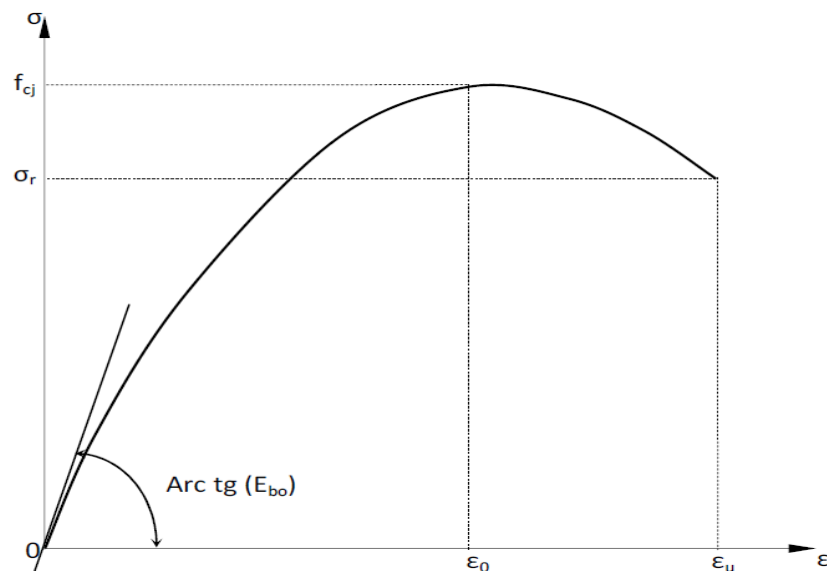


Figure I.3 : Diagramme contrainte-déformation du béton selon SARGIN [8]

Ce modèle est essentiellement utilisé dans le calcul des structures en béton armé et en béton précontraint.

La courbe de SARGIN présente deux branches :

- Branche ascendante, à concavité vers le bas admettant un module tangent initial E_{bo} , et un maximum de contrainte qui correspond à la contrainte de compression f_{cj}
- Branche descendante à partir du point de contrainte maximale de la partie ascendante, et limitée par le point définissant la déformation ultime correspondante à la contrainte ultime du béton.

La contrainte dans le béton est définie par la formule suivante :

$$\sigma = f_{cj} \frac{k_b \cdot \varepsilon + k_b' - 1 \varepsilon^2}{1 + k_b - 2 \varepsilon + k_b' \cdot \varepsilon^2} \quad (\text{I.1})$$

avec : $\varepsilon = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}$

Où :

f_{cj} : la résistance à la compression du béton à l'âge j qui correspond au pic.

k_b : coefficient caractérisant la branche ascendante de la courbe, il est déterminé par la formule suivante :

$$k_b = \frac{E_{b0} \cdot \varepsilon_0}{f_{cj}} \quad (\text{I.2})$$

E_{b0} : module d'élasticité longitudinal du béton, est donné par la formule suivante :

$$E_{b0} = 11000^3 \overline{f_{cj}} \quad (\text{I.3})$$

ε_0 : déformation de pic correspondant à f_{cj}

k_b' : paramètre adimensionnel ajuste la branche descendante.

Pour un béton normal, on prend généralement

$$k_b' = k_b - 1 \quad (\text{I.4})$$

On peut distinguer trois cas :

- $k_b' = 0$: correspond à une courbe avec une deuxième branche qui descend brutalement, c'est le cas des bétons à comportement élastique fragile
- $k_b' = 1$: la deuxième branche devient assez plate, le comportement est donc ductile.
- $0 < k_b' < 1$: correspond au comportement intermédiaire.

Les trois cas mentionnés dans le paragraphe sont illustrés dans la figure (I.4).

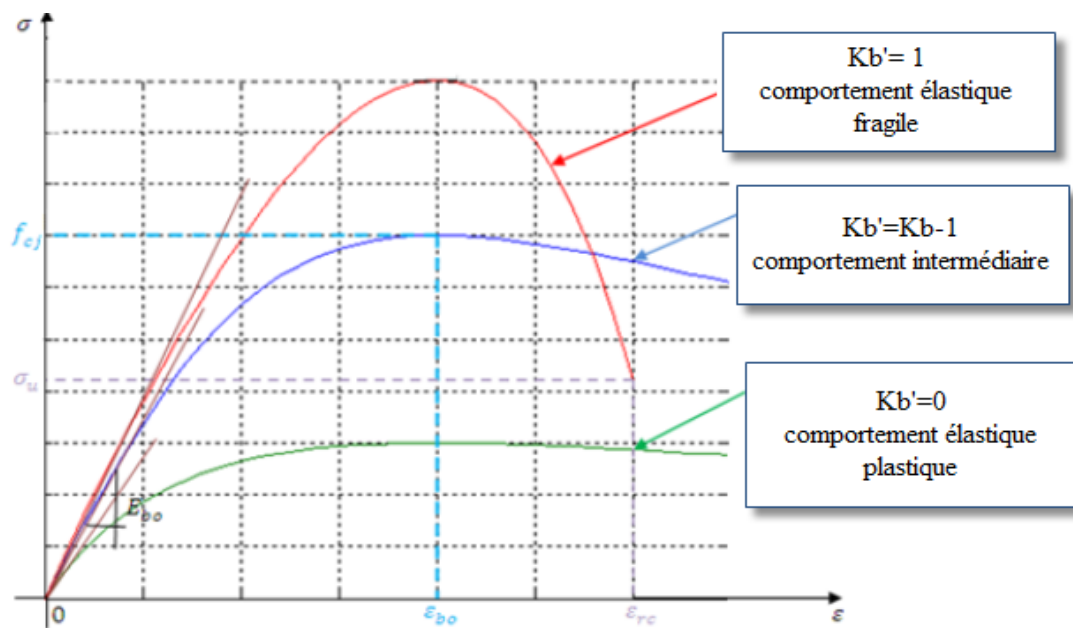


Figure I.4 : Comportement du béton en compression [8]

I.3.2. Le modèle parabole rectangle adopté par le BAEL [2] :

Les calculs et vérifications aux états limites ultimes se font en admettant un diagramme contrainte-déformation simplifié dit parabole rectangle. (Figure I.5)

Ce modèle de comportement est constitué de deux branches :

- Une première branche : de forme parabolique du second degré avec un axe parallèle à l'axe des contraintes de compression, cette branche s'étend de l'origine jusqu'à la contrainte maximale f_{bc} qui correspond à une déformation de 2‰.
- La deuxième branche : est un segment de droite parallèle à l'axe des déformations, et tangent à la parabole en son sommet. Ce segment s'étend entre les déformations de 2‰ et 3.5‰ pour des bétons de résistance caractéristique qui est ≤ 60 MPa.

Ce domaine plastique est caractérisé par une contrainte qui s'écrit sous la forme suivante : $\sigma = f_{bc}$ (I.5)

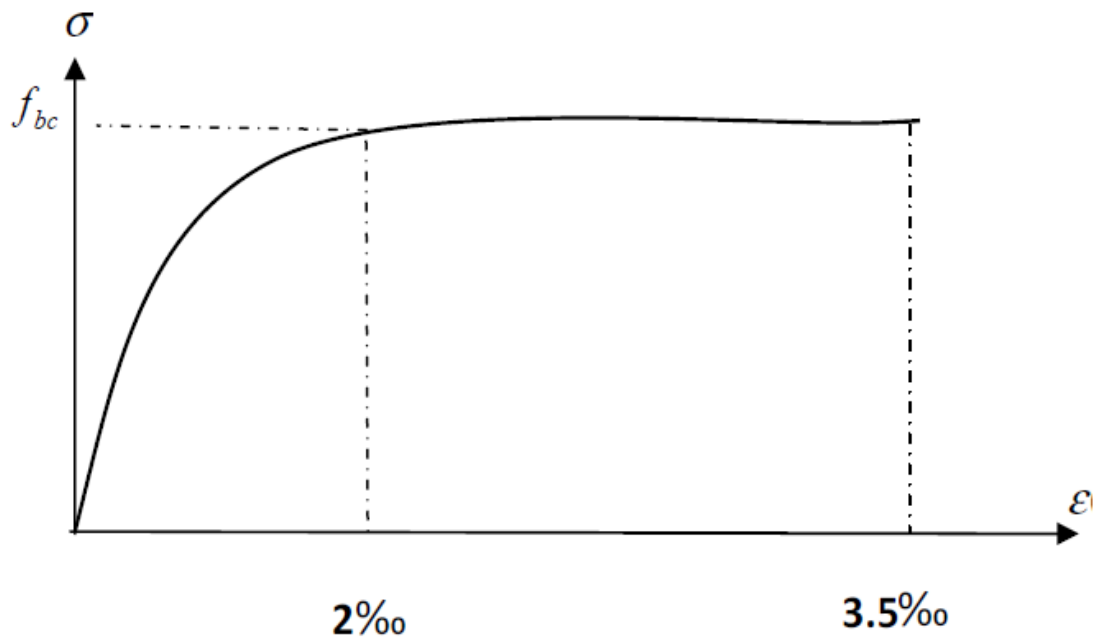


Figure I.5 : Loi parabole-rectangle du béton en compression [2].

Avec :

f_{bc} : contrainte ultime du béton en compression

$$f_{bc} = \frac{0.85f_{cj}}{\theta\gamma_b} \quad (\text{I.6})$$

Où:

f_{cj} : est la résistance caractéristique du béton à l'âge j .

θ : est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges.

- $\theta=1$ si la durée est supérieure à 24 heures ;
- $\theta=0.9$ si la durée est comprise entre une heure et 24 heures.
- $\theta=0.85$ si la durée est inférieure à une heure

γ_b : coefficient partiel de sécurité qui vaut :

- 1.5 pour les combinaisons fondamentales
- 1.15 pour les combinaisons accidentelles.

En ce qui concerne la résistance à la traction du béton, le BAEL propose une formule conventionnelle reliant la résistance à la traction à celle de la compression sans exclure la possibilité de réalisation des essais en se référant aux prescriptions du fascicule 65.

I.4. Modélisation du béton en traction :

1.4.1. La loi de GRELAT [9]:

Il a été parmi les premiers à modéliser le comportement du béton tendu.

La formulation de GRELAT associe au béton tendu avant fissuration un diagramme triangulaire fictif à partir de l'axe neutre (figure I.6).

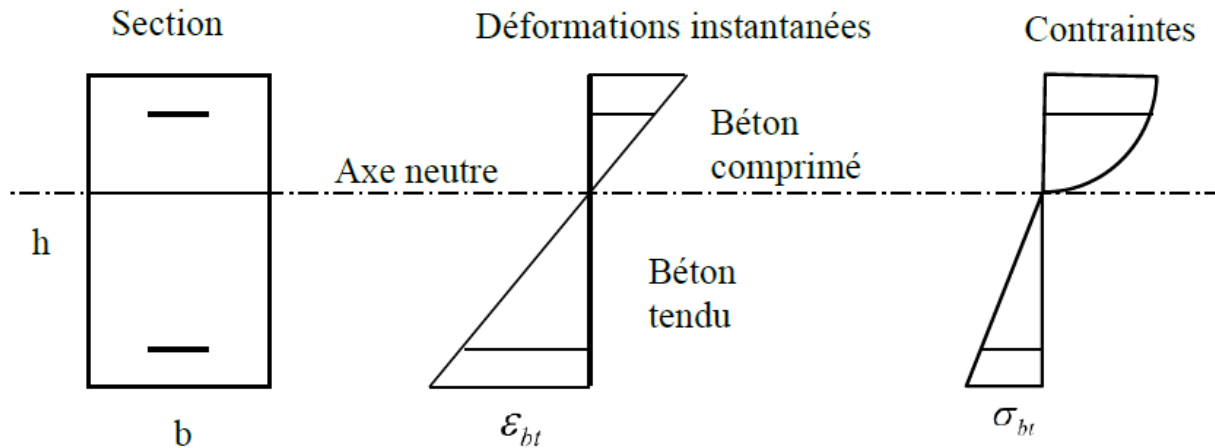


Figure I.6 : Comportement du béton tendu avant fissuration selon GRELAT [9]

Les fibres du béton tendu admettent un module de déformation qui est défini par la déformation et la contrainte instantanées du bord tendu :

$$E_{bi} = \frac{\sigma_{bi}}{\varepsilon_{bi}} \quad (I.7)$$

Après l'initiation des fissures la résistance décroît progressivement selon une loi parabolique, et le comportement du béton tendu est décrit par une section située entre deux fissures successives (Figure I.7).

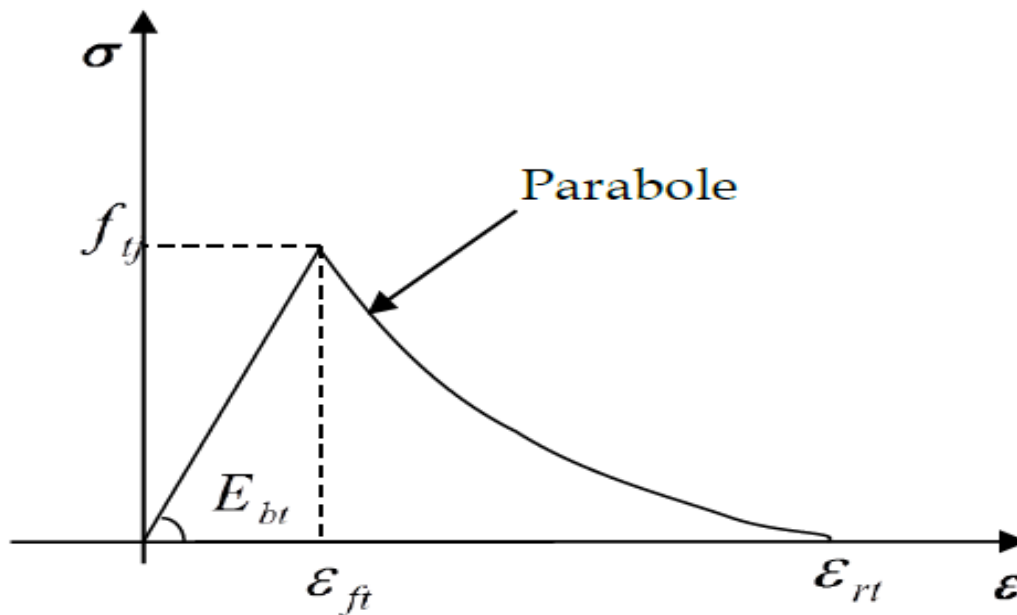


Figure I.7 : Diagramme contrainte-déformation du béton sur le bord tendu selon GRELAT [9]

Les relations définissant les contraintes en fonction des déformations sont :

- Avant fissuration du béton

$$\sigma_{bt} = E_{b0} \cdot \epsilon_{bt} \quad \text{si} \quad \epsilon_{bt} < \epsilon_{ft} \quad (I.8)$$

- Fissuration avec participation du béton tendu

$$\sigma_{bt} = -f_{tj} \frac{(\epsilon_{bt} - \epsilon_{rt})^2}{(\epsilon_{rt} - \epsilon_{ft})^2} \quad \text{si} \quad \epsilon_{ft} < \epsilon_{bt} < \epsilon_{rt} \quad (I.9)$$

- Fissuration sans participation du béton tendu

$$\sigma_{bt} = 0 \quad \text{si} \quad \epsilon_{bt} > \epsilon_{rt} \quad (I.10)$$

Avec :

f_{tj} : résistance du béton à la traction

ϵ_{ft} : déformation de traction qui correspond à f_{tj}

ϵ_{rt} : déformation qui correspond à la plastification de l'acier le plus tendu.

E_{b0} : module d'élasticité longitudinal du béton

I.5. Comportement mécanique de l'acier :

Le comportement de l'acier sous chargement monotone est semblable en traction et en compression car ce matériau est homogène, et la courbe contrainte déformation est symétrique par rapport à l'origine, cependant son comportement dépend de la nature et du type de l'acier étudié. Généralement deux types d'aciers sont utilisés pour le renforcement du béton : les aciers naturels et les aciers écroués.

La variation de la charge en fonction de l'allongement relatif est représentée sous forme d'une courbe permettant la détermination des caractéristiques de l'acier en traction [10]

Cette courbe met en évidence deux comportements intéressants :

- Un comportement élastique (partie OA) dont les déformations sont réversibles et l'acier reprend sa géométrie initiale en cas de suppression des charges appliquées, c'est le domaine où la loi de Hooke est applicable.
- Un comportement plastique (partie AC), les déformations sont par contre irréversibles. La loi de Hooke n'est plus applicable, si par exemple on annule le chargement en un point B' appartenant au domaine plastique l'acier revient au point O' qui ne coïncide pas avec le point de départ O, donc on a une déformation plastique égale à OO', et si on charge de nouveau le métal on aura un nouveau domaine élastique O'B' et la nouvelle contrainte limite élastique de matériau est plus grande par rapport à celle qui correspond au domaine élastique OA, c'est ce qu'on appelle écrouissage avec traction ou parfois raffermissement [10].

Il est à noter qu'il existe une autre méthode pour écrouer les matériaux, c'est l'écrouissage par torsion.

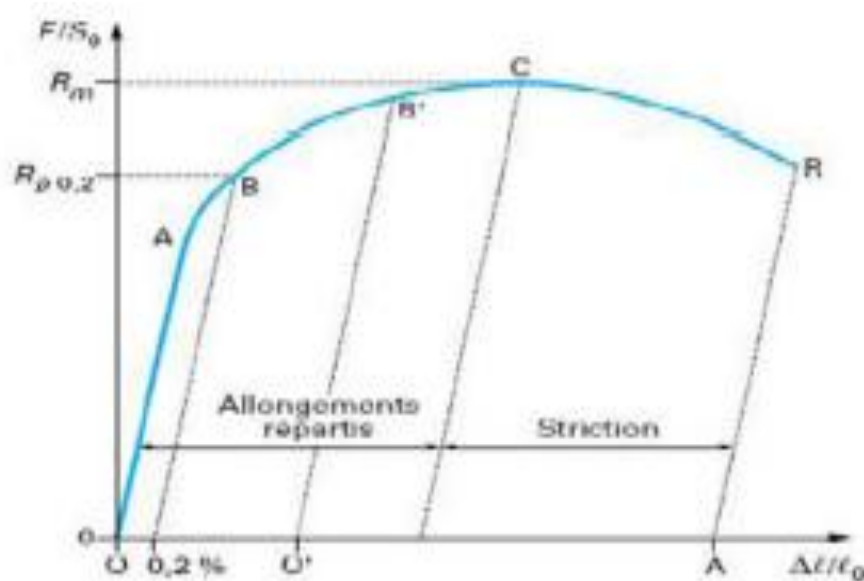


Figure I.8 : Comportement mécanique de l'acier en traction [10]

I.6. Modélisation de comportement mécanique de l'acier

1.6.1. La loi élasto-plastique avec raffermissement :

Le comportement de l'acier naturel est caractérisé par un diagramme contrainte -déformation issu de loi élasto-plastique avec raffermissement (figure I.9).

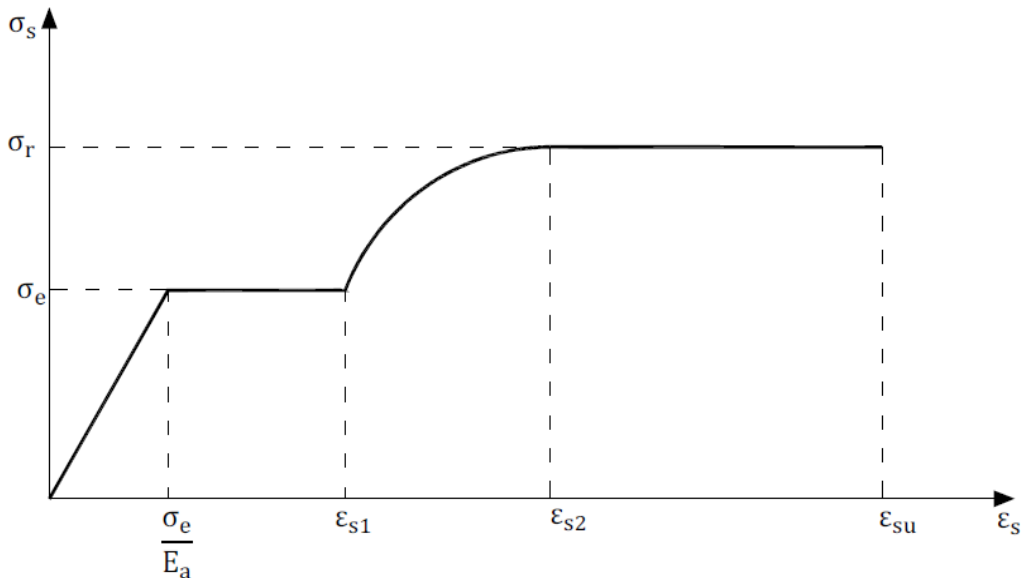


Figure I.9 : Diagramme contrainte déformation des aciers naturels
(Loi élasto –plastique avec raffermissement)[18].

Les contraintes peuvent être calculées à partir des formules suivantes :

$$\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s \text{ pour } 0 \leq \varepsilon_s < \frac{\sigma_e}{E_a} \quad (\text{I.12})$$

$$\sigma_s = \sigma_e \text{ pour } \frac{\sigma_e}{E_a} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{s1} \quad (\text{I.13})$$

$$\sigma_s = \sigma_e + \sigma_r - \sigma_e \cdot \frac{(\varepsilon_s - \varepsilon_{s1})}{(\varepsilon_{s2} - \varepsilon_{s1})} \cdot 2 - \frac{(\varepsilon_s - \varepsilon_{s1})}{(\varepsilon_{s2} - \varepsilon_{s1})} \text{ pour } \varepsilon_{s1} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{s2} \quad (\text{I.14})$$

$$\sigma_s = \sigma_r \text{ pour } \varepsilon_s > \varepsilon_{s2} \quad (\text{I.15})$$

Où :

ε_{s1} : désigne la déformation qui correspond à la contrainte du palier plastique ;

ε_{s2} : désigne la déformation qui correspond à la fin du raffermissement ;

ε_{su} : désigne la déformation de rupture ;

σ_r : Contrainte de rupture ;

σ_e : désigne la contrainte limite élastique

E_a : Module d'élasticité longitudinal.

I.6.2. Diagramme élasto-plastique parfait :

La conception des sections en béton armé, selon le BAEL [2], adopte à l'état limite ultime (ELU) un diagramme contrainte-déformation conventionnel défini dans la figure (I.10), ce diagramme est caractérisé par une branche inclinée jusqu'à une déformation ε_e qui correspond à la contrainte limite d'élasticité, ainsi qu'une branche supérieure parallèle à l'axe des déformations jusqu'à la déformation maximale qui est égale à 10%.

On remarque le même comportement en compression ainsi qu'en traction.

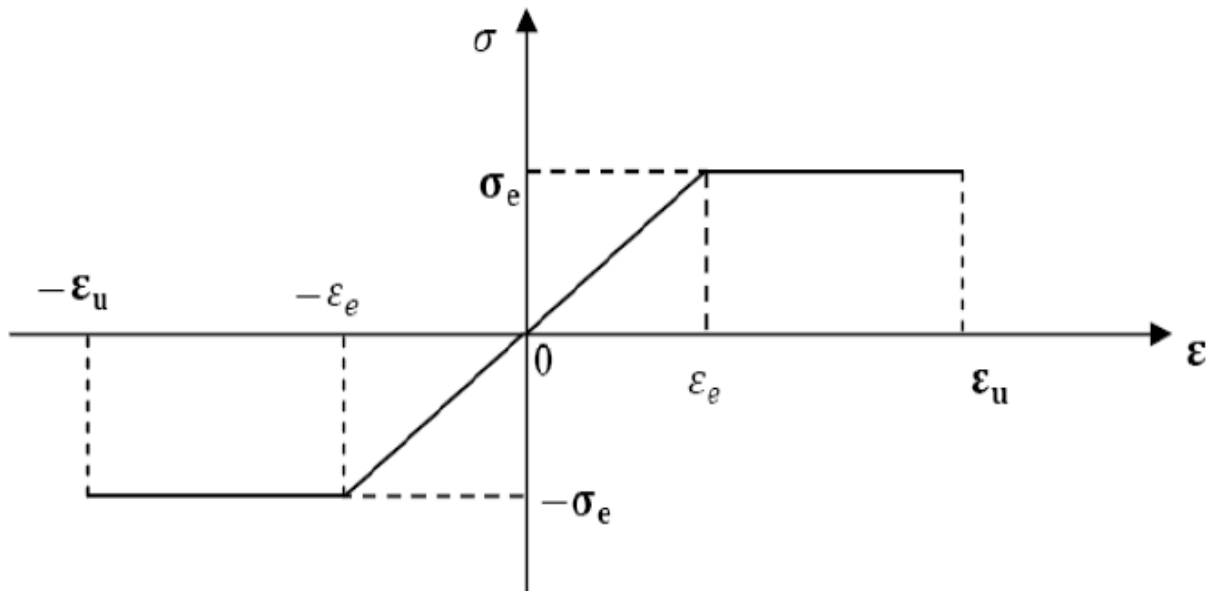


Figure I.10: Diagramme contrainte déformation de l'acier
(Loi élasto-plastique parfaite).

Les contraintes sont liées aux déformations par les relations suivantes :

$$\sigma_s = E_a \cdot \varepsilon_s \text{ pour } 0 \leq \varepsilon_s < \varepsilon_e \quad (I.15)$$

$$\sigma_s = \sigma_e \text{ pour } \varepsilon_e < \varepsilon_s < \varepsilon_u \quad (I.16)$$

Avec :

E_a : Module d'élasticité de l'acier.

σ_e : Contrainte limite élastique de l'acier.

ε_e : Déformation limite élastique de l'acier.

ε_u : Déformation ultime de l'acier qui correspond à 10%.

I.6.3. Loi de comportement des aciers écroués :

Le règlement BAEL préconise une loi à comportement élastique linéaire jusqu'à 70% de la limite élastique, et adopte une courbe de cinquième degré jusqu'à des déformations de 1%, qui correspond à une contrainte de 1.1% de la limite élastique.

Pour des déformations supérieures à 1%, les contraintes restent constantes jusqu'à une déformation égale à 4%.

La contrainte limite de l'acier écroué correspond à la déformation 2‰.

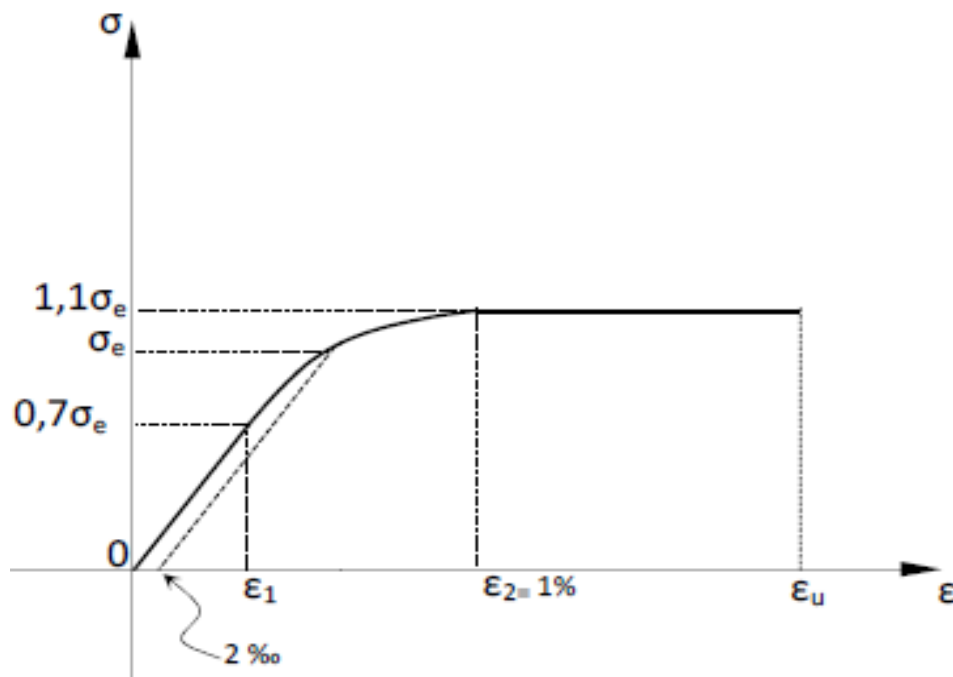


Figure I.11 : Courbe contrainte-déformation des aciers écroués [18].

La courbe est traduite par les formules suivantes :

$$\sigma_s = E_a \cdot \varepsilon_s \text{ pour } 0 < \sigma_s < 0.7\sigma_e \quad (\text{I.17})$$

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_a} + 0.823 \left(\frac{\sigma_s}{\sigma_e} - 0.7 \right)^5 \text{ pour } 0.7\sigma_e < \sigma_s < 1.1\sigma_e \quad (\text{I.18})$$

$$\sigma_s = 1.1\sigma_e \text{ pour } 1\% \leq \varepsilon_s < \varepsilon_u = 4\% \quad (\text{I.19})$$

Avec :

E_a : Module d'élasticité de l'acier à l'origine.

σ_e : Contrainte limite élastique conventionnelle à 2‰.

$0.7\sigma_e$: Contrainte qui correspond à la fin du diagramme linéaire.

$0.7\sigma_e$: Contrainte qui correspond à la fin de la courbe de cinquième degré

ε_2 : Déformation qui correspond à la fin de la courbe de cinquième degré, elle est égale à 1‰.

ε_u : Déformation ultime de l'acier qui correspond à 4‰.

I.7. Dimensionnement capacitaire :

Le dimensionnement parasismique met en place une démarche théorique lourde afin de prévoir les sollicitations probables que pourra endurer la structure pendant sa durée de vie. C'est un dimensionnement qui est principalement issu de l'étude des endommagements des structures après des tremblements de terre. La conception parasismique est complexe.

En effet elle repose sur une étude dynamique où le comportement de la structure joue un rôle majeur. Elle est contre-intuitive aussi car elle admet une tolérance plus large des dommages et favorise même les déformations dans certains cas.

La conception parasismique a amené un nouveau type de dimensionnement, le dimensionnement en capacité qui préconise le comportement dissipatif et ductile de la structure. Cette approche de dimensionnement prévoit à l'avance les modes de déformation susceptibles d'aboutir à des ruptures ductiles, en admettant la formation des rotules plastiques dans des zones critiques.

Pour garantir une meilleure dissipation d'énergie et éviter la perte brutale de résistance des portiques participants au système de contreventement des structures, les procédures de dimensionnement parasismique dotent les poteaux d'une surcapacité par rapport aux poutres aboutissantes au même nœud permettant ainsi la déclaration des rotules plastiques au niveau des poutres et concrétisant le principe de poteau fort - poutre faible.

Ce concept de dimensionnement en capacité est adapté par les différents règlements de construction parasismique qui recommandent la vérification de certains articles qui portent sur le même sujet.

Dans ce contexte, le règlement parasismique algérien RPA 99 modifié en 2003 [11] et l'EUROCODE 8 [12] recommandent de vérifier l'article relatif au dimensionnement de nœud poteau-poutre vis-à-vis du moment fléchissant. Cet article préconise un coefficient qui est le rapport des moments résistants des poteaux sur ceux des poutres d'une même zone nodale.

Les contextes des articles suivant les deux règlements sont résumés dans les paragraphes suivants.

I.7.1 Dimensionnement du nœud vis-à-vis des moments fléchissant (l'article préconisé par le règlement parasismique algérien RPA [11]):

Il convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités des poteaux ou montants aboutissant au nœud est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes aux extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient majoritaire de 1,25. Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres que dans les poteaux. Néanmoins, cette vérification est facultative pour les maisons individuelles et les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2 [11].

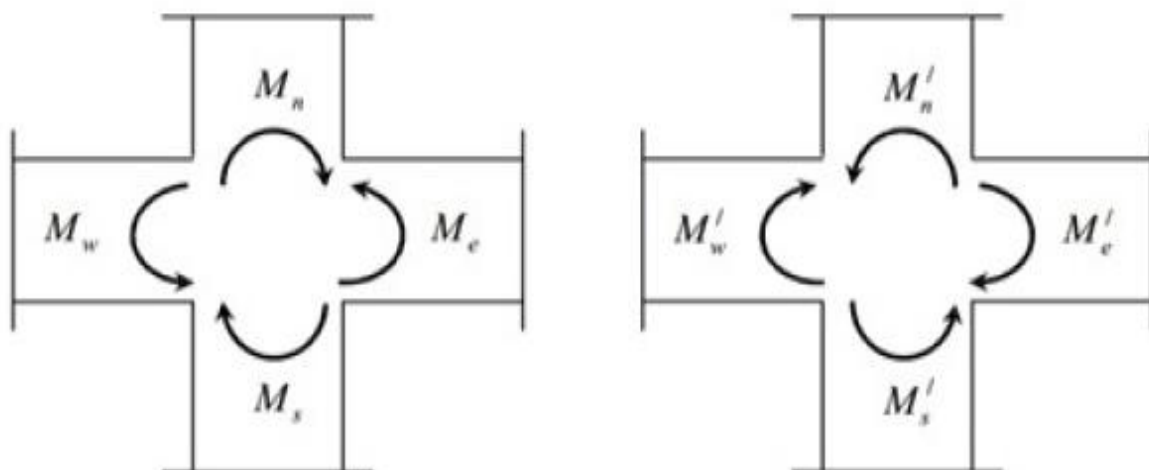


Figure I.12 : Dimensionnement d'un nœud poteau-poutre [11]

Cet article est traduit par les deux expressions suivantes :

$$/Mn+/Ms/\geq 1.25(/Mw+/Me/) \quad (I.20)$$

$$/Mn'+/Ms'/\geq 1.25(/Mw'+/Me'/) \quad (I.21)$$

Avec :

M_w, M_e, M_w', M_e' : sont les moments résistants des poutres à proximité du nœud dans les deux directions de l'excitation sismique.

M_n, M_s, M_n', M_s' : sont les moments résistants des poteaux à proximité du nœud dans les deux directions de l'excitation sismique.

I.7.2. Condition de ductilité globale et locale (article figurant dans le règlement Eurocode 8 [12]) :

Dans les bâtiments à plusieurs étages, la formation d'un mécanisme plastique sur un seul niveau doit être évitée, dans la mesure où un tel mécanisme pourrait induire des demandes de ductilité locale excessives dans les poteaux du niveau concerné.

Pour respecter cette exigence dans les bâtiments à ossatures y compris les systèmes équivalents à des ossatures; avec au moins deux niveaux, il convient que la condition suivante soit satisfaite à tous les nœuds de poutres sismiques primaires ou secondaires avec des poteaux sismiques primaires :

$$M_{Rc} \geq 1.3 M_{Rb} \quad (I.22)$$

Avec :

M_{Rc} : Somme des valeurs de calcul des résistances à la flexion des poteaux connectés au nœud.

M_{Rb} : Somme des valeurs de calcul des résistances à la flexion des poutres connectées au nœud.

I.8. Conclusion :

A travers ce chapitre nous avons tout d'abord traité un aperçu bibliographique, qui a mis l'accent sur quelques lois de comportement qui définissent l'allure des courbes contraintes-déformations des matériaux (acier et béton) qui sont développés à partir des essais mécaniques sur éprouvettes, et qui permettent de comprendre leurs comportements.

Plusieurs auteurs ont essayé d'évaluer les relations reliant les contraintes aux déformations afin de décrire le comportement réel de ces matériaux notamment les travaux de Sagin [8] qui a traité le comportement du béton ordinaire en compression et les travaux de Grelat [9] qui a décrit le comportement du béton ordinaire en traction. On a aussi traité d'autres lois de comportement (diagrammes contraintes – déformations conventionnels) qui sont proposés par le règlement de calcul des structures en béton armé BAEL91 [2] représentés par des lois simples à utiliser et contenant une certaine marge de sécurité par rapport aux lois de comportement réel, et qu'on a utilisé pour notre étude.

Par la suite, on a traité un aperçu sur la condition de dimensionnement capacitaire prescrite dans les règlements parasismiques « Eurocode 8 » [12] et le règlement parasismique algérien « RPA99/version 2003 » [11], ce qui nous a permis de comprendre la nécessité de la vérification de cet article pour garantir la formation des rotules plastiques au niveau des poutres qui entraînent un mécanisme de ruine de type partiel qui est préférable plutôt que la formation de rotules plastiques dans les poteaux qui engendre un mécanisme de ruine de type global, afin de dissiper, par déformations plastiques, un maximum d'énergie sismique sans s'effondrer et assurer la sécurité des vies humaines lors d'un séisme. Pour éviter que la rotule se forme dans le poteau (mécanisme de ruine d'ensemble), les normes demandent que les moments résistants des poteaux soient plus importants (+ 25 à 30 %) que ceux des poutres, pour "forcer" la création de la rotule dans la poutre et non pas dans le poteau.

CHAPITRE II :
PRESENTATION DE
LA METHODE DE
CALCUL

II.1. Introduction :

Le domaine de sécurité d'une section donnée en béton armé est délimité par une courbe fermée de coordonnées $N_{u,lim}$ et $M_{u,lim}$ (sont respectivement l'effort normal résistant et le moment fléchissant résistant) déterminées à partir des équations d'équilibre de la section. Pour le point représentatif (N_u , M_u) de la sollicitation agissante de calcul, il doit se trouver à l'intérieur ou sur la frontière de ce domaine tel que :

$$\begin{cases} |N_u| \leq |N_{u,lim}| \\ |M_u| \leq |M_{u,lim}| \end{cases}$$

Dans ce chapitre, nous allons donner les lois de comportement des matériaux utilisés pour nos calculs, et exposer les hypothèses de base de calcul des sections à l'ELU. Nous allons aussi, exposer la méthode de calcul des moments résistants d'une section en flexion composée qui sont décrits par un diagramme d'interaction moment fléchissant –effort normal, et aussi exposer la méthode de calcul des moments résistants d'une section en flexion simple. Les diagrammes d'interaction obtenus, nous permette de déterminer la capacité portante des sections droites dont la forme et la distribution de la section d'armature sont fixées à l'avance.

II.2. Les lois de comportement du béton et de l'acier :

II.2.1. Loi de comportement du béton :

II.2.1.1. Diagramme Parabole-Rectangle [02]:

Le diagramme contrainte –déformation adopté dans ce travail est le diagramme parabole rectangle représenté dans le règlement de calcul du béton armé aux états limites **(BAEL91/A4.3. 41)**(Figure II.1).

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} \text{ MPa} \quad (\text{II.1})$$

f_{bu} : Contrainte de compression du béton

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à l'âge 'j' jours.

ε_{bc} : Raccourcissement relatif du béton comprimé

γ_b : Coefficient de sécurité $\begin{cases} \gamma_b = 1.5 \mapsto \text{situation courante,} \\ \gamma_b = 1.15 \mapsto \text{situation accidentelle.} \end{cases}$

θ : Coefficient qui dépend de la durée d'application des actions.

$\theta=1$: si la durée d'application est $>24h$,

$\theta=0.9$: si la durée d'application est entre 1h et 24h,

$\theta=0.85$: si la durée d'application est $< 1h$,

- Pour $\gamma_b=1.5$ et $\theta=1$, on aura $f_{bu} = 14.2$ [MPa]
- Pour $\gamma_b = 1.15$ et $\theta=0.85$, on aura $f_{bu} = 21.7$ [MPa]

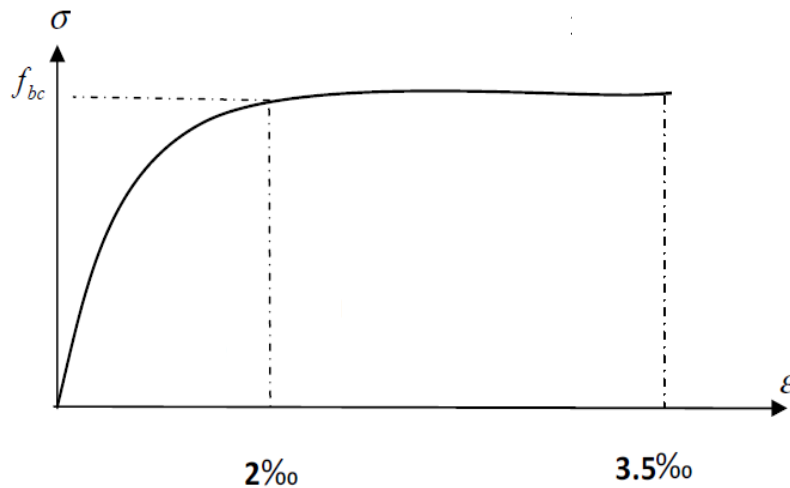


Figure II.1. Diagramme parabole-rectangle du béton [03].

II.2.1.2. Diagramme rectangulaire simplifié (BAEL91/A4.3. 42) :

Si la section considérée est partiellement comprimée, par exemple en flexion simple en particulier. Le règlement (BAEL91/A4.3. 4) adopte pour le béton un diagramme de contrainte rectangulaire simplifié (Figure II.2).

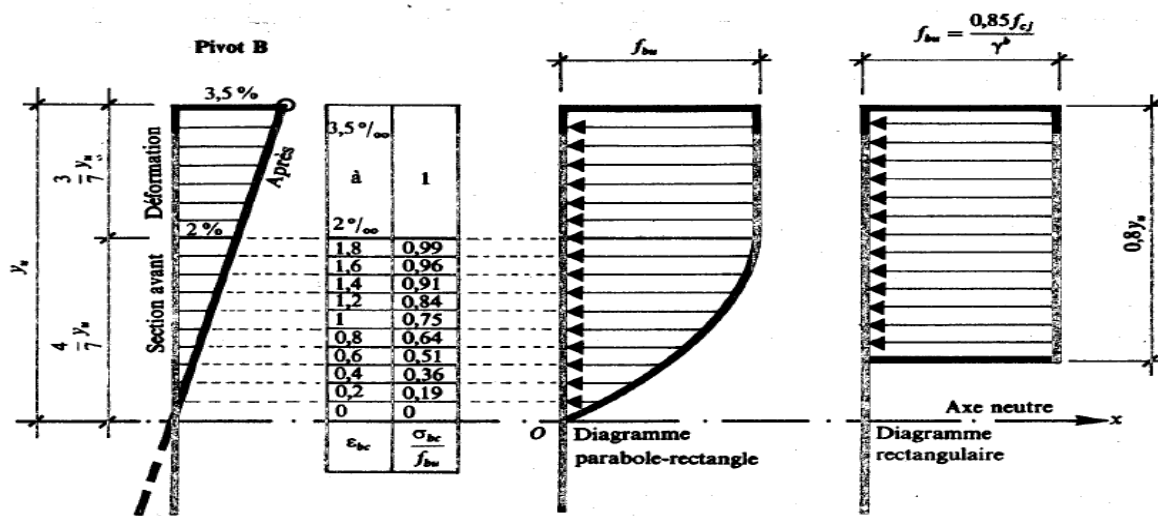


Figure II.2. Diagramme rectangulaire simplifié des contraintes dans le béton [13].

II.2.2. Loi de comportement de l'acier :

Le comportement de l'acier est modélisé par le diagramme élasto-plastique parfait qui est représenté sur la (Figure II.3).

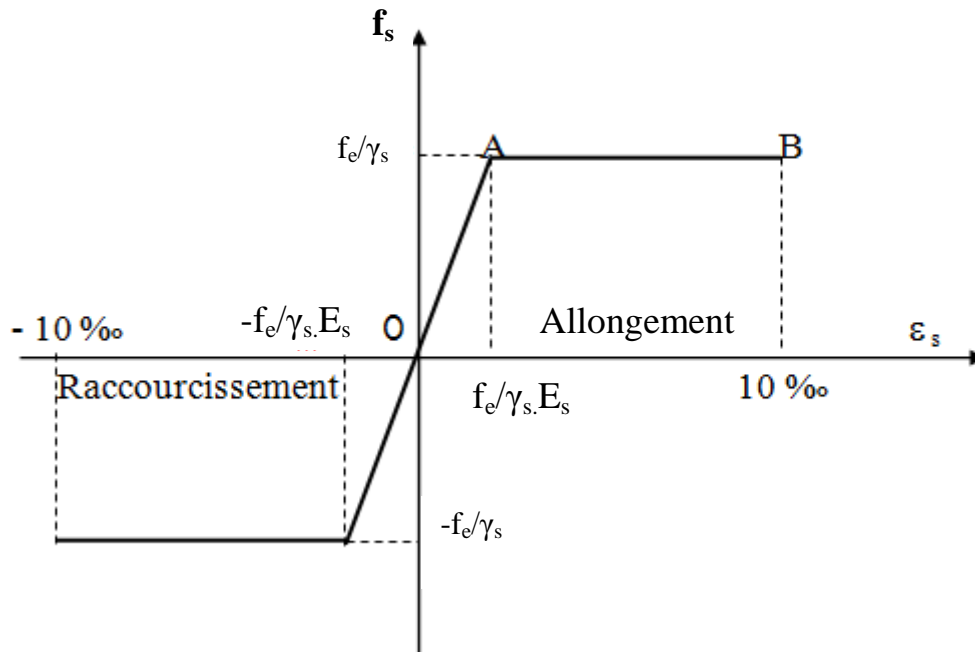


Figure II.3. Diagramme de contrainte-déformation élasto- plastique de l'acier.

Les lois de comportement correspondantes sont :

$$\begin{aligned} f_s &= E_s \cdot \varepsilon_s \Rightarrow \text{si } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se} \\ f_s &= f_e/\gamma_s \Rightarrow \text{si } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\text{‰} \end{aligned} \quad (\text{II.2})$$

Avec : $\varepsilon_{se} = \frac{f_e/\gamma_s}{E_s}$ et $E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$

f_s : Contrainte dans l'acier.

ε_s : Raccourcissement relatif de l'acier

f_e : Contrainte élastique de l'acier.

E_s : Le module de déformation longitudinale de l'acier.

γ_s = coefficient de sécurité $\gamma_s = 1,15$ pour les combinaisons fondamentales
 $\gamma_s = 1,0$ pour les combinaisons accidentelles.

ε_{se} : La déformation qui correspond à la limite élastique de l'acier.

Tableau II.1 : contraintes des aciers en fonction des nuances et combinaisons

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
$f_e = 400 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 400 \text{ MPa}$
$f_e = 500 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 435 \text{ MPa}$	$\bar{\sigma}_{st} = 500 \text{ MPa}$

II.3. Hypothèses fondamentales (BAEL91/A4.3. 2) :

Les principales hypothèses de calcul des sections à l'état limite ultime ELU sont :

- Le principe de NAVIER-BERNOULLI, les sections droites planes restent planes après déformation.
- La résistance du béton tendu est négligée.
- une adhérence parfaite entre l'armature et le béton, l'armature subit la même déformation que la gaine du béton qui l'entoure (supposée non fissurée si l'armature considérée est tendue).
- La déformation de la fibre du béton la plus comprimée est limitée à 2,0‰ en compression simple et à 3,5‰ en flexion.
- La déformation des armatures les plus tendues et les plus comprimées est limitée à 10‰.
- L'aire des aciers est concentrée en leurs centres de gravité.

II.4. Présentation de la méthode de calcul :

II.4.1. Calcul des moments résistants d'une section en flexion composée (flexion uni-axial) :

Une section est soumise à la flexion composée lorsqu'elle reprend :

- Soit un effort normal N_u et un moment fléchissant M appliqués au centre de gravité de la section en béton seul 'G'.
- Soit un effort normal excentré d'une distance $e = M/N$ par rapport au centre de gravité du béton seul 'G'. Le point d'application de l'effort normal N est appelé centre de pression.

La section considérée est de forme rectangulaire ($b \times h$) sollicitée en flexion composée et ferrillée avec deux nappes d'armature (A et A') disposées symétriquement par rapport au centre de gravité (G) du béton seul.

Les diagrammes des déformations et des contraintes calculées à l'ELU dans le cas des sections partiellement comprimées sont illustrées dans la figure ci-dessous (Figure. II.4).

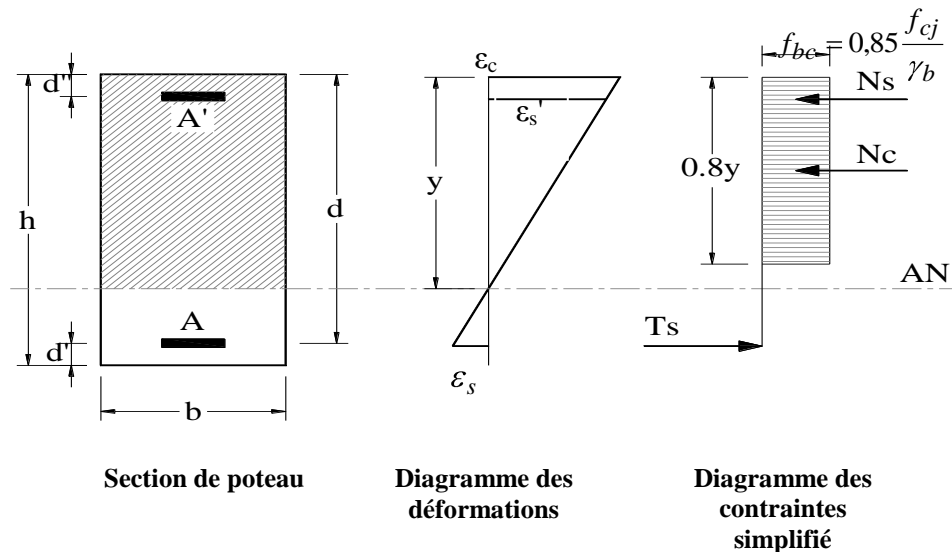


Figure II.4 : Section rectangulaire ferrillée avec deux nappes d'armature (section partiellement tendue ou comprimée)

Avec :

d : hauteur réduite de la section qui égale 'h-d'

d' et d'' : sont respectivement l'enrobage inférieur et supérieur de la section.

ϵ_s : la déformation des aciers inférieurs.

ϵ'_s : la déformation des aciers supérieurs.

ϵ_c : la déformation du béton.

II.41.1.Règle des pivots(BAEL91/A 4.3.3):

le diagramme des déformations limites à prendre en compte selon la nature de la sollicitation agissante sur la section, correspond à un état limite s'il passe par l'un des pivots A , B ou C. Pour le calcul à l'ELU, On admet qu'un point de la droite de déformation est fixé ;

Ce point correspond soit :

- ❖ à la déformation limite dans les aciers($\epsilon_{st} = 10\%$) c'est le **pivot A**(domaine 1).
La section est soumise à la traction simple ou à la flexion simple ou composée
- ❖ Au raccourcissement ultime du béton en flexion ($\epsilon_{bc}=3.5\%$) c'est le **pivot B** (domaine 2).la section est soumise à la flexion simple ou composée.
- ❖ à la déformation limite du béton en compression ($\epsilon_{bc}=2 \%$) c'est le **pivot C** (Domaine 3).La section est soumise à la compression simple ou à flexion composée avec un effort normal de compression.

Toutes les droites de déformation comprises entre la droite (pivot A, $\epsilon_{bc \max}=0$)

et ($\epsilon_{st} = 0$, pivot B) sont possibles (figure II.5).

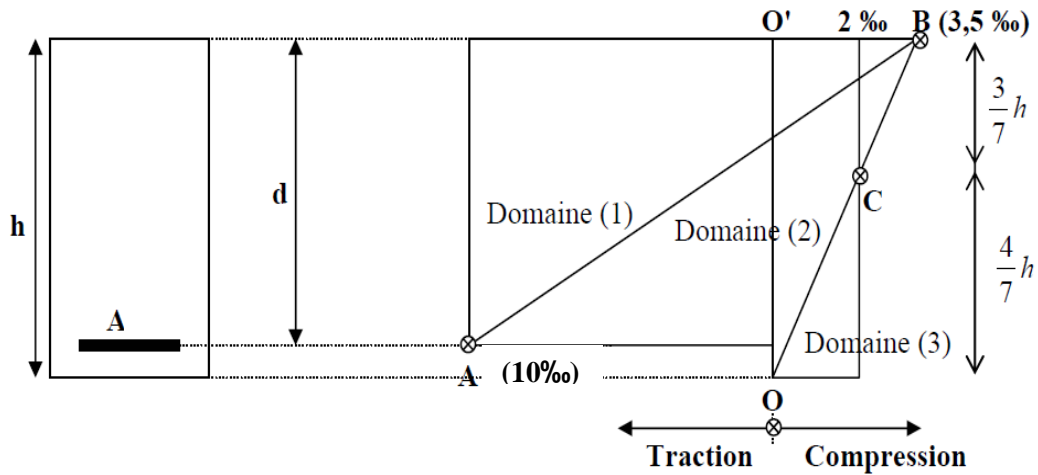


Figure II.5 : représentation des pivots [14]

Les diagrammes des déformations qui sont susceptibles de se produire dans les différents cas sont illustrés sur la figure suivante :

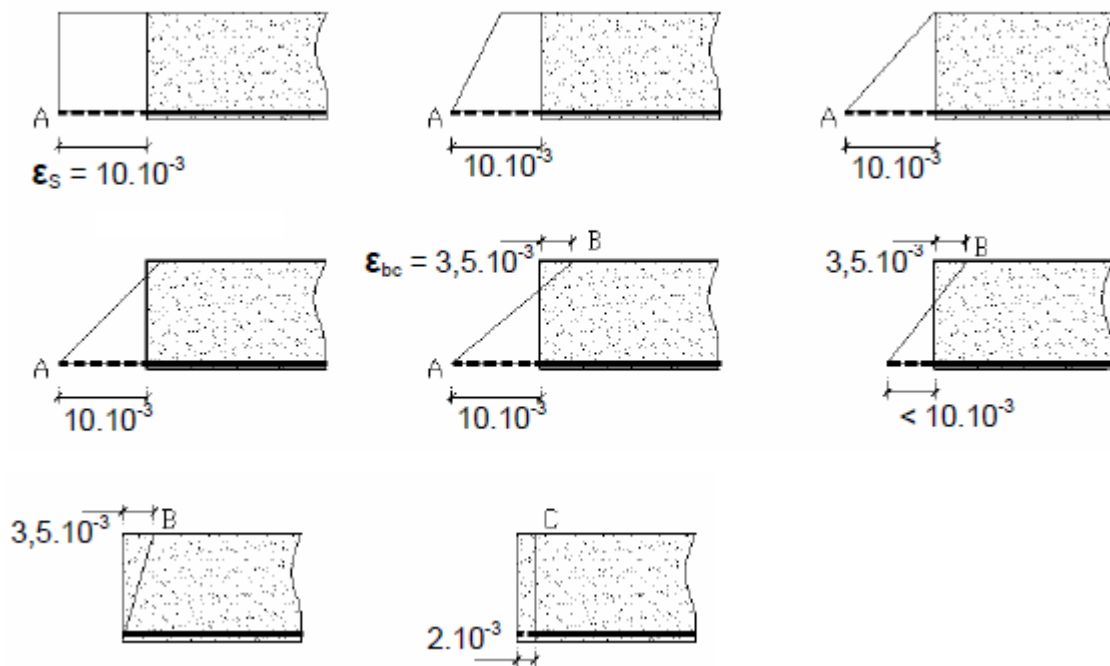


Figure (I.6) : différentes déformations d'une section selon le diagramme des 3 pivots

II.4.2. Etablissement des équations d'équilibre :

L'effort normal résistant ainsi que le moment résistant d'une section quelconque en béton armé sont établis à partir des équations d'équilibre des efforts internes de cette dernière par rapport au centre de gravité G.

Si on suppose que les contraintes de compression sont positives alors les contraintes de

traction sont considérées de signe négatif et de même pour les efforts normaux.

- ❖ La valeur de l'effort normal ultime limite $N_{u,lim}$ de résistance de la section vaut :

$$N_{u,lim} = N_c + N_s + T_s \quad (\text{II.03})$$

- ❖ Le moment de flexion ultime limite de la section par rapport au centre de gravité de la section du béton seul est :

$$M_{u,lim} = N_c \left(\frac{h}{2} - 0,4y \right) + N_s \left(\frac{h}{2} - d' \right) - T_s \left(d - \frac{h}{2} \right) \quad (\text{II.04})$$

N_c , N_s et T_s sont des valeurs algébriques

Avec :

- N_c : effort de compression limite du béton seul.
- N_s : effort dans les aciers supérieurs.
- T_s : effort dans les armatures inférieures.

Remarque :

1. L'effort dans les armatures inférieures peut être :
 - Soit de compression, si la distance entre l'axe neutre et la fibre du béton la plus comprimée est supérieure à la hauteur utile d ($y > d$).
 - Soit nul, si la distance entre la fibre du béton la plus comprimée et la hauteur utile est de même valeur ($y = d$).
 - Soit de la traction, si la distance entre l'axe neutre et la fibre du béton la plus comprimée est inférieure à la hauteur utile d ($y < d$).

2. L'effort dans les armatures supérieures peut être :
 - Soit de traction, si $y < d''$.
 - Soit nul, si la position de l'axe neutre se coïncide avec le centre de gravité des armatures supérieures ($y = d''$).
 - Soit de compression, si $y > d''$.

II.4.3. L'effet du béton seul :

L'effort de compression limite du béton seul est défini comme étant le produit de la contrainte maximale et la section de béton comprimée tel que :

$$N_c = f_{bc} \cdot b \cdot 0,8 \cdot y \quad (\text{II.05})$$

Le moment par rapport au centre de gravité G dû à l'effort normal de compression dans le béton est exprimé par l'équation suivante :

$$\begin{aligned} M_c &= N_c \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{0,8 \cdot y}{2} \right) \\ &= f_{bc} \cdot b \cdot 0,8 \cdot y \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{0,8 \cdot y}{2} \right) \quad (\text{II.06}) \\ &= 0,4 \cdot f_{bc} \cdot b \cdot h \cdot y \left(1 - 0,8 \left(\frac{y}{h} \right) \right) \end{aligned}$$

Les équations de moment et d'effort normal peuvent être écrites de manière adimensionnelle.

L'effort normal réduit est donné par :

$$\nu_c = \frac{N_c}{f_{bc} \cdot b \cdot h} = 0,8 \cdot \left(\frac{y}{h} \right) \quad (\text{II.07})$$

Le moment réduit est donné par :

$$\mu_c = \frac{M_c}{f_{bc} \cdot b \cdot h^2} = 0,4 \cdot \left(\frac{y}{h} \right) \cdot \left[1 - 0,8 \left(\frac{y}{h} \right) \right] \quad (\text{II.08})$$

Ces expressions décrivent la capacité de la section en fonction de la variable $\left(\frac{y}{h} \right)$

II.4.4. L'effet de la section d'armature inférieure :

L'effort dans l'armature inférieure est :

$$T_s = A_s \cdot f_s \text{ (II.09)}$$

Le moment par rapport au centre de gravité est :

$$M_s = -T_s \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right) \text{ (II.10)}$$

L'effort normal réduit est :

$$\nu_s = \frac{T_s}{f_{bc} \cdot b \cdot h} = \frac{A_s \cdot f_s}{f_{bc} \cdot b \cdot h} = \left(\frac{A_s}{b \cdot h}\right) \cdot \left(\frac{f_s}{f_{bc}}\right) \text{ (II.11)}$$

Le moment réduit des armatures A_s est :

$$\mu_s = \frac{M_s}{f_{bc} \cdot b \cdot h^2} = -\left(\frac{d}{h} - \frac{1}{2}\right) \cdot \nu_s \text{ (II.12)}$$

La quantité $\left(\frac{A_s}{b \cdot h}\right) = \rho$: est le pourcentage géométrique des armatures A_s dans la section de l'élément.

II.4.5. L'effet des armatures supérieures :

De même pour les aciers A'_s

L'effort normal dans les armatures supérieures est :

$$N_s = A'_s f'_s \text{ (II.13)}$$

Le moment par rapport au centre de gravité

$$M'_s = N_s \cdot \left(\frac{h}{2} - d'\right) \text{ (II.14)}$$

L'effort normal réduit est :

$$\nu_{s'} = \frac{N_s}{f_{bc} \cdot b \cdot h} = \frac{A'_s \cdot f'_s}{f_{bc} \cdot b \cdot h} = \left(\frac{A'_s}{b \cdot h} \right) \cdot \left(\frac{f'_s}{f_{bc}} \right) \quad (\text{II.15})$$

De même pour le moment ultime :

$$\mu_{s'} = \frac{M_{s'}}{f_{bc} \cdot b \cdot h^2} = \left(\frac{1}{2} - \frac{d'}{h} \right) \cdot \nu_{s'} \quad (\text{II.16})$$

$\left(\frac{A'_s}{b \cdot h} \right) = \rho'$: est le pourcentage géométrique des armatures A_s' dans la section de l'élément.

II.4.6. Les équations de compatibilité des déformations :

Le changement de l'effort normal axial limite et le moment ultime limite dépendent des valeurs des contraintes et des déformations dans les aciers supérieures et inférieures.

L'hypothèse de continuité des déformations dans la section (pas de glissement des armatures par rapport au béton) conduit à l'équation(II.17) résultat de l'application de théorème des triangles semblables sur le diagramme des déformations linéaire de la section.

$$\frac{\varepsilon_{bcmax}}{y} = \frac{\varepsilon_s}{d-y} \quad (\text{II.17})$$

Où la quantité ε_{bcmax} correspond à la déformation de la fibre de béton la plus comprimée.

En adaptant le même principe, on déduit la valeur de ε'_s et ε_s en distinguant deux cas :

1. Cas où la droite de déformation passe par le pivot A, la déformation des aciers inférieurs est maximale $\varepsilon_s = 10\text{‰}$.

D'où la déformation des armatures supérieures est :

$$\frac{\varepsilon'_s}{10\text{‰}} = \frac{(y - d'')}{(d - y)} \Rightarrow \varepsilon'_s = 10\text{‰} \cdot \left(\frac{y - d''}{d - y} \right) \quad (\text{II.18})$$

En multipliant l'équation précédente par (1/h) on obtient :

$$\varepsilon'_s = 10\text{‰} \cdot \frac{\frac{y}{h} - \frac{d''}{h}}{\frac{d}{h} - \frac{y}{h}} \quad (\text{II.19})$$

2. Si on fixe le point de la droite de déformation à la déformation limite du béton donc $\varepsilon_{bcmax} = 3.5\text{‰}$ et les déformations dans les aciers seront déduites des formules suivantes :

$$\frac{3.5\text{‰}}{\varepsilon_s} = \frac{y}{d-y} \Rightarrow \varepsilon_s = 3.5\text{‰} \times \frac{(d-y)}{y} \quad (\text{II.20})$$

$$\frac{3.5\text{‰}}{\varepsilon'_s} = \frac{y}{(y-d')} \Rightarrow \varepsilon'_s = 3.5\text{‰} \cdot \frac{(y-d'')}{y} \quad (\text{II.21})$$

En multipliant les équations précédentes par $(1/h)$ on obtient :

$$\varepsilon_s = 3.5\text{‰} \times \frac{\left(\frac{d-y}{h}\right)}{\frac{y}{h}} \quad (\text{II.22})$$

$$\varepsilon'_s = 3.5\text{‰} \cdot \frac{\left(\frac{y-d''}{h}\right)}{\frac{y}{h}} \quad (\text{II.23})$$

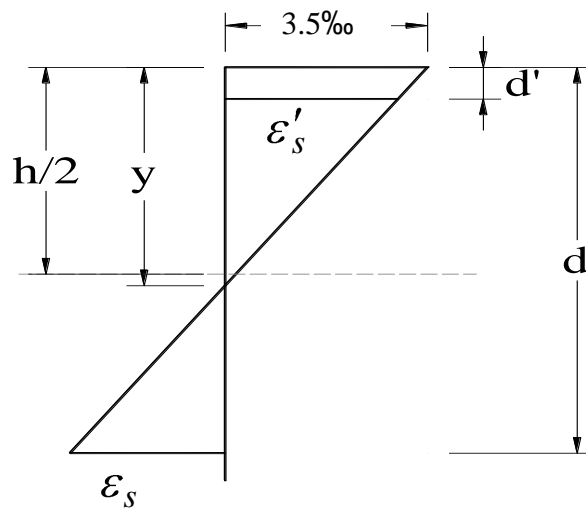


Figure II.7 : Diagramme des déformations de la section de poteau

Les quantités ε_s et ε'_s sont dépendantes de paramètre $\left(\frac{y}{h}\right)$ et par conséquent le changement dans la capacité de la section est dépendant aussi de ce paramètre.

II.4.7. La capacité globale :

❖ La capacité axiale globale est :

$$\frac{N_{u \text{ lim}}}{f_{bc} \cdot b \cdot h} = \nu_c + \nu_s + \nu_{s'} = f\left(\frac{y}{h}, \frac{d}{h}, \frac{d'}{h}, \frac{A_s}{bh}, \frac{A'_s}{bh}\right) \quad (\text{II.24})$$

$$\nu = 0,8 \cdot \left(\frac{y}{h}\right) + \left(\frac{A_s}{b \cdot h}\right) \cdot \frac{f_s}{f_{bc}} + \left(\frac{A'_s}{b \cdot h}\right) \cdot \frac{f_{s'}}{f_{bc}} \quad (\text{II.25})$$

❖ Le moment ultime limite global est :

$$\frac{M_{u \text{ lim}}}{f_{bc} \cdot b \cdot h^2} = \mu_c + \mu_s + \mu_{s'} = f\left(\frac{y}{h}, \frac{d}{h}, \frac{d'}{h}, \frac{A_s}{bh}, \frac{A'_s}{bh}\right) \quad (\text{II.26})$$

$$\mu = \left[0,4 \cdot \left(\frac{y}{h}\right) \cdot \left[1 - 0,8 \cdot \left(\frac{y}{h}\right)\right]\right] - \left[\left(\frac{d}{h} - \frac{1}{2}\right) \cdot \left(\frac{A_s}{b \cdot h}\right) \cdot \frac{f_s}{f_{bc}}\right] + \left[\left(\frac{1}{2} - \frac{d'}{h}\right) \cdot \left(\frac{A'_s}{b \cdot h}\right) \cdot \frac{f_{s'}}{f_{bc}}\right] \quad (\text{II.27})$$

Remarque :

Si la section est entièrement tendue, la résistance du béton est négligée donc les moments résistants ainsi que les efforts normaux vont avoir les expressions suivantes :

$$\nu = \left(\frac{A_s}{b \cdot h}\right) \cdot \frac{f_s}{f_{bc}} + \left(\frac{A'_s}{b \cdot h}\right) \cdot \frac{f_{s'}}{f_{bc}} \quad (\text{II.28})$$

$$\mu = -\left[\left(\frac{d}{h} - \frac{1}{2}\right) \cdot \left(\frac{A_s}{b \cdot h}\right) \cdot \frac{f_s}{f_{bc}}\right] + \left[\left(\frac{1}{2} - \frac{d'}{h}\right) \cdot \left(\frac{A'_s}{b \cdot h}\right) \cdot \frac{f_{s'}}{f_{bc}}\right] \quad (\text{II.29})$$

II.5. Étapes de traçage de la courbe d'interaction :

Étape 01 : Calculer les paramètres $\left(\frac{d}{h}, \frac{d'}{h}, \frac{A_s}{bh}, \frac{A'_s}{bh}\right)$, sont des constantes une fois que l'aire d'armatures et les dimensions de la section du poteau sont définies.

Étape 02 : Choisir la valeur de $\left(\frac{y}{h}\right)$

Étape 03 : On utilise la première valeur choisit de $\left(\frac{y}{h}\right)$ pour le calcul des déformations

ϵ_s et $\epsilon_{s'}$ des armatures (A_s et $A_{s'}$) par les formules précédentes (formules

On déduit par la suite les valeurs de f_s et $f_{s'}$ (avec leur signes positifs ou négatifs).

$$f_s = E_s \cdot \varepsilon_{es} \quad \text{si } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{es}$$

$$f_s = f_e / \gamma_s \quad \text{si } \varepsilon_{es} \leq \varepsilon_s \leq 10\text{‰}$$

Etape 04 : On remplace les valeurs de f_s et $f_{s'}$ dans la formule de ν et μ

Etape 05 : répéter les étapes 2 à 4 pour définir une série de points et les joindre pour obtenir une courbe continue.

Pour n'importe qu'elle combinaison de b et h , on peut tracer une succession de courbes d'interactions en fonction de la variable $\left(\frac{y}{h}\right)$ avec des pourcentages des armatures ρ et ρ' variable pour chaque courbe. La figure (Figure. II.8) présente un exemple de courbe d'interaction.

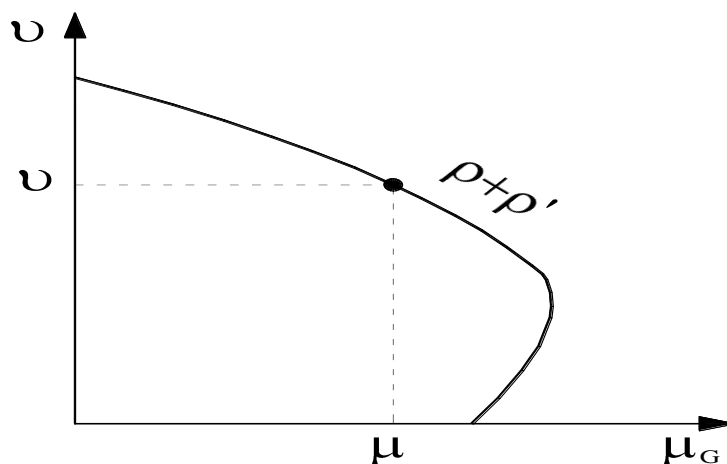


Figure II.8. Courbe d'interaction [15]

II.6. Calcul des moments résistants d'une section en flexion simple :

On considère la même section de dimension ($b \times h$) sollicitée par un moment de signe positif (comprimant la partie supérieure et tendant la partie inférieure de l'axe neutre), la section étant ferrillée avec une nappe d'armature A_s équilibrant l'effort de traction (Figure. II.9)

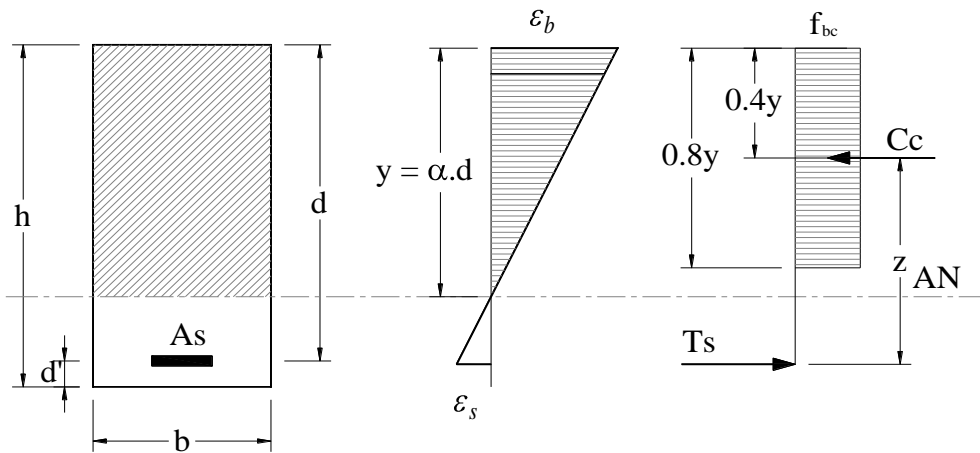


Figure II.9. Section rectangulaire simplement armée

Le moment résistant décrit le seuil des moments qu'une section donnée peut équilibrer, en dépassant ce moment la section subit une rupture.

Le moment résistant est déduit des équations d'équilibre des efforts internes et des forces sollicitant la section.

II.6.1. Les équations d'équilibre:

$$C_c - T_s = 0 \Rightarrow 0.8 y \cdot b \cdot f_{bc} - A_s \cdot f_s = 0 \quad (\text{II.30})$$

$$\Rightarrow 0.8 y \cdot b \cdot f_{bc} = A_s \cdot f_s \quad (\text{II.31})$$

Le moment résistant de la section par rapport au centre de gravité des aciers tendus est :

$$M_R = 0.8 y \cdot b \cdot f_{bc} \cdot z = A_s \cdot f_s \cdot z \quad (\text{II.32})$$

Z : est la distance entre le centre de gravité des aciers inférieurs et le centre de gravité des contraintes dans le béton qui vaut :

$$Z = d - 0.4y = d (1 - 0.4\alpha) \quad (\text{II.33})$$

Avec :

$$\alpha = \frac{y}{d} = \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_b + \varepsilon_s} \quad (\text{II.34})$$

Le moment résistant de la section par rapport aux aciers tendus s'écrit :

$$M_R = 0.8 \cdot d^2 \cdot f_{bc} \cdot \alpha \cdot (1 - 0.4\alpha) \quad (\text{II.35})$$

Le moment ultime réduit est :

$$\mu_u = \frac{M_R}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = 0.8\alpha(1 - 0.4\alpha) \quad (\text{II.36})$$

Le moment réduit de la section est une fonction croissante de α et dans le cas de la flexion simple α est compris entre 0 et 1.

La résolution de l'équation précédente de second degré nous donne la solution suivante sous forme de formule qui vaut :

$$\alpha = 1.25 \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu} \right) \quad (\text{II.37})$$

II.6.2. Présence des armatures comprimées A's :

Si la section est doublement armée, les équations d'équilibre deviennent :

$$0.8 \cdot \alpha \cdot b \cdot d \cdot f_{bc} + A'_s \cdot f'_s - A_s \cdot f_s = 0 \quad (\text{II.38})$$

Le moment résistant de la section par rapport aux aciers tendus s'écrit ainsi de la manière suivante :

$$M_R = 0.8 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc} \cdot \alpha \cdot (1 - 0.4 \cdot \alpha) + A'_s \cdot f'_s \cdot (d - d'') \quad (\text{II.39})$$

II.6.3. Calcul des déformations :

Les déformations dans les aciers sont déduites par le théorème des triangles semblables

En considérant deux cas différents qui sont fonction de la valeur de hauteur réduite α :

- Si $\alpha \leq 0.259$ alors on est dans le cas de pivot A où les aciers sont utilisés à leurs limites, alors :

$$\varepsilon_s = 10\text{‰} \quad (\text{II.40})$$

$$\varepsilon'_s = 10 \cdot \frac{\alpha}{1-\alpha} - \frac{d''}{d(1-\alpha)} \quad (\text{II.41})$$

- Si $\alpha > 0.259$ alors on est dans le cas de pivot B ou le béton est utilisé à sa limite, La déformation de la fibre du béton la plus comprimée est égale à 3.5‰ et les

déformations dans les aciers tendu et comprimé sont calculées à partir des formules suivantes :

$$\varepsilon_s = 3.5\% \frac{(1-\alpha)}{\alpha} \quad (\text{II.42})$$

$$\varepsilon'_s = 3.5\% \left(1 - \frac{d''}{\alpha \cdot d} \right) \quad (\text{II.43})$$

Les contraintes dans les aciers sont fonction des déformations et elles sont calculées de la manière suivante :

$$f_s = E_s \cdot \varepsilon_s \Rightarrow \text{si } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se} \quad (44)$$

$$f_s = f_e / \gamma_s \Rightarrow \text{si } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\%$$

II.8. Conclusion :

Le calcul des moments résistants d'une section en flexion composée, nous offre la possibilité de tracer des courbes d'interaction qui sont des outils permettant :

- D'une part, le dimensionnement d'une section donnée soumise à des sollicitations extérieures, en cherchant le pourcentage des armatures le plus élevé et la distribution des armatures la plus économique qui équilibre le couple effort normal et moment imposé.
- Et d'autre part, permet la vérification de la sécurité en vérifiant que le couple effort normal et moment se trouvant à l'intérieur du contour délimitée par la courbe correspondant au pourcentage géométrique des armatures de la section.

CHAPITRE III :
ANALYSE DES
RESULTATS

III.1. Introduction :

Le présent chapitre est scindé en trois grandes parties.

La première partie est consacrée à la présentation de la structure étudiée en explicitant tous les détails nécessaires concernant la géométrie et la modélisation de la structure, il s'agit des dimensions des éléments de contreventement, de l'analyse sismique adaptée ainsi que le spectre de réponse accordé, puis par la suite il s'agit des vérifications sous sollicitations d'ensemble qui s'avèrent être très utiles pour garantir une meilleure sécurité. Les vérifications sont celles préconisées par le règlement parasismique algérien [11] (Nombre de mode propre, vérification de l'effort tranchant à la base, justification de l'interaction portiques-voiles, vérification au renversement, vérification de l'effort normal réduit, vérification des déplacements latéraux inters-étages, justification vis-à-vis de l'effet P- Δ).

Une autre vérification recommandée par ledit règlement qui est souvent négligée dans la plupart des études faites sur les bâtiments ou tout simplement vérifier qu'en terme d'inertie, il s'agit de l'article 7.6.2 de RPA99 /version 2003 (dimensionnement du nœud vis-à-vis des moments fléchissant).

Ce dernier article sera l'objet de la deuxième partie, qui consiste à faire cette vérification tout en utilisant les notions décrites au deuxième chapitre pour le calcul et la détermination des moments résistants dans les poteaux et les poutres.

La troisième partie de ce chapitre est destinée à la validation des résultats trouvés à l'aide des programmes développés sous « EXCEL », dans ce but une étude comparative de ces résultats avec des résultats déterminés à partir des logiciels de calcul « ETABS » et « Socotec » sera faite.

Puis le développement des abaques d'interaction qui tiennent compte de deux paramètres différents la résistance caractéristique du béton et le ferrailage de la section, dans l'intérêt de faciliter le dimensionnement et la vérification des sections rectangulaires soumises à la flexion composée.

III.2. Partie 1 :

III.2.1. Introduction :

La première partie est consacrée à la présentation des caractéristiques géométriques en plan et en élévation de la structure étudiée, où le pré-dimensionnement des éléments porteurs (poteaux ,poutres ,voiles) a été effectué en respectant les exigences des règlements en vigueur (BAEL91 [2] et RPA99/version 2003 [11]). Les charges permanentes G (dues au poids propre des éléments) et surcharges d'exploitation Q sont déduites du DTR B.C. 2.2 [16].

Pour ce qui est du chargement sismique, l'action sismique sera représentée sous forme d'un spectre de réponse déduit du règlement parasismique Algérien [11], ainsi que la masse sismique et les caractéristiques modales du bâtiment dans la direction de la force sismique.

Par la suite, la modélisation du bâtiment en question est effectuée avec le logiciel de calcul des structures de génie civil « ETABS », permettant de déterminer les sollicitations internes et aussi d'effectuer le ferrailage des éléments porteurs selon le RPA [11].

III.1.2. Caractéristiques géométriques de la structure :

Le portique qui fera l'objet de la vérification de l'article 7.6.2 de RPA /version 2003 au niveau de la deuxième partie de cette étude fait partie d'un bâtiment administratif (R+9) en béton armé, implanté sur un site meuble (S3) dans la wilaya de TIZI OUZOU, classé selon le RPA99 modifié 2003 comme une zone de moyen sismicité (IIa).

La structure est irrégulière en plan et en élévation, elle comporte 9 files dans les directions x-x et y-y dont les portées sont différentes d'une travée à une autre.

Le contreventement est assuré par des voiles de 25cm d'épaisseur et des portiques dont les dimensions des sections transversales sont mentionnées dans les tableaux ci-dessous (tableau III.1 et tableau III.2). Les planchers des différents étages sont réalisés en corps creux (16+4). Le bâtiment est composé :

- D'un RDC destiné au stockage de hauteur de 3.74[m].
- D'un étage à usage multiple (cafeteria, salle de conférence...etc.) de hauteur de 5.44[m].
- Huit étages à usage de bureaux de hauteur de 3.74 [m].

Le bâtiment a une hauteur totale de 42.95 [m]

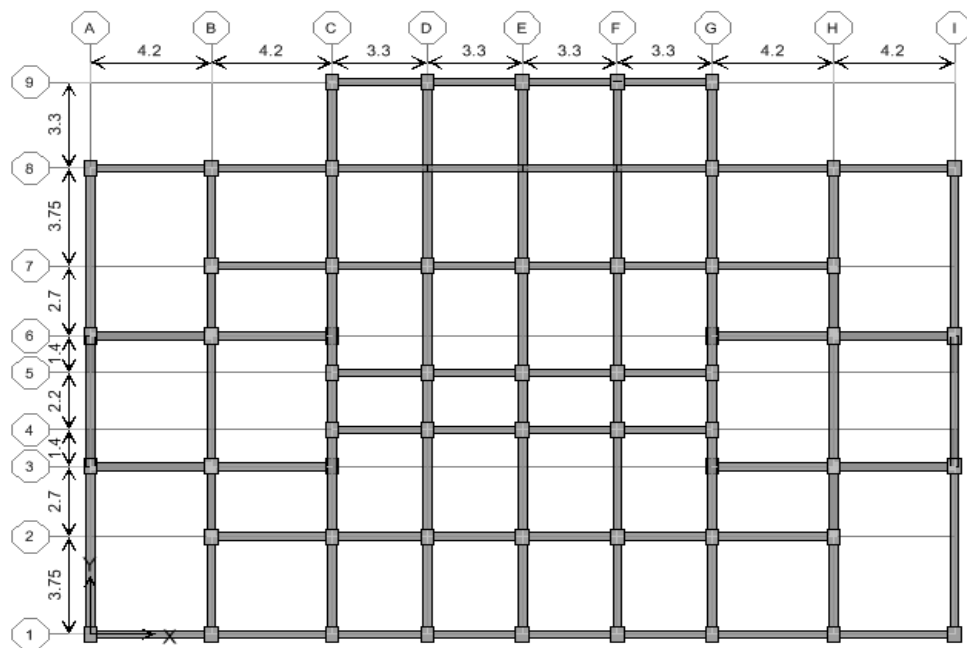


Figure III.1 : Vue en plan du RDC et du 1^{er} étage

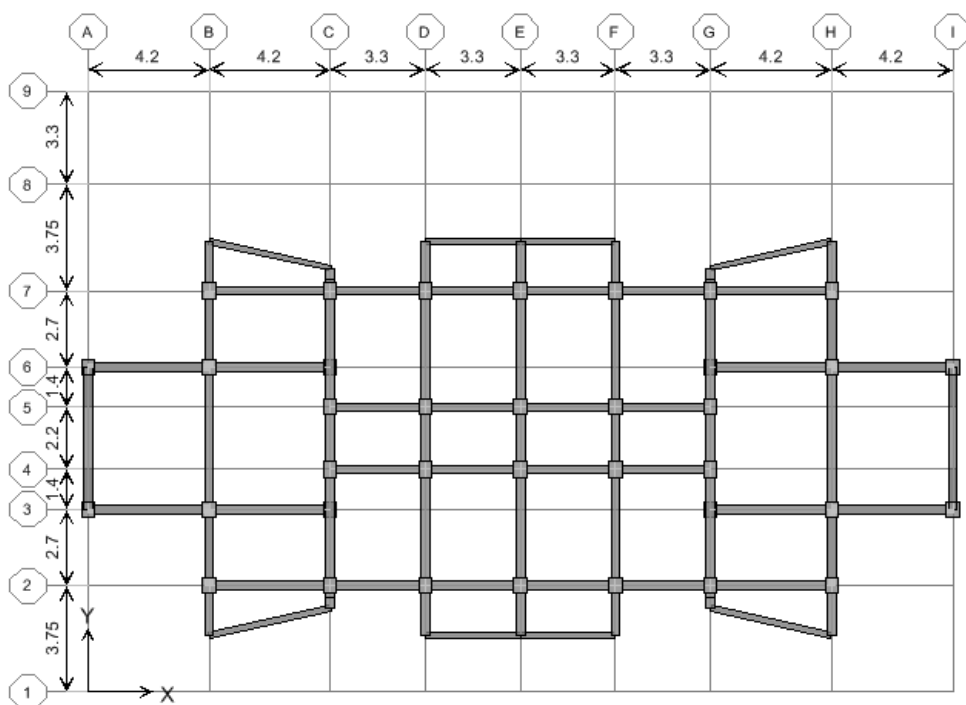


Figure III.2 : Vue en plan des étages courants

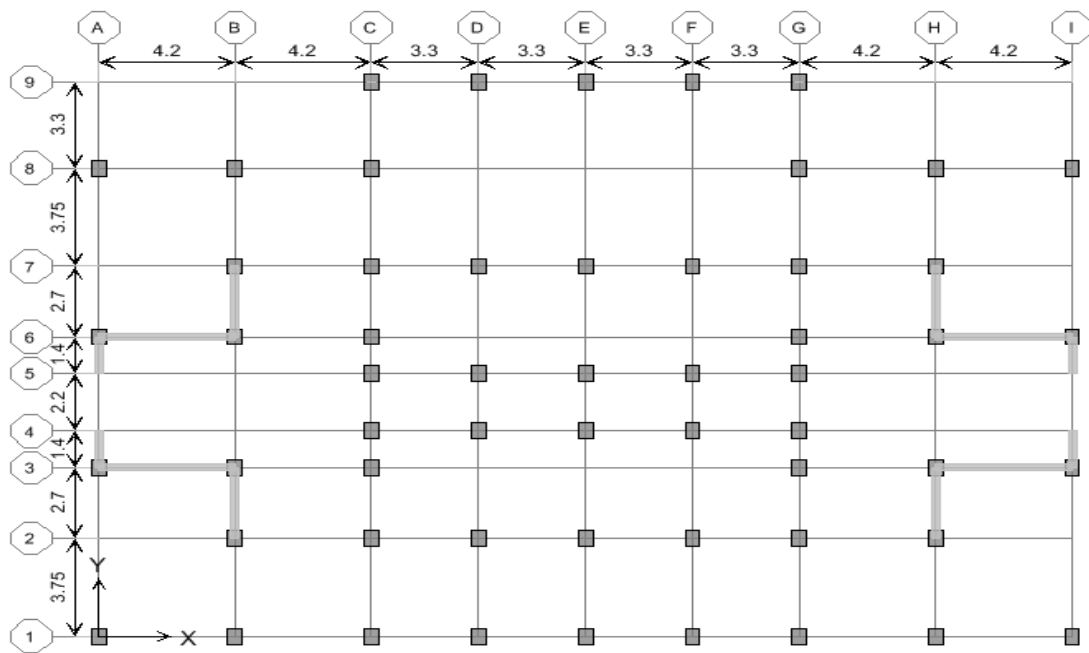


Figure III.3 : Disposition des voiles de contreventement

III.1.2.1. Dimensions des portiques (poteaux-poutres):

Les dimensions des poteaux des différents étages déduites à partir de la décente des charges, sont mentionnées dans le tableau III.1 :

Tableau III.1 : Dimensions des poteaux des différents niveaux

Niveau	Dimension [cm ²]
RDC ,1 ^{er} étage	30x45
2 ,3 ,4 ^{ème} étage	30x40
5,6,7 ^{ème} étage	30x35
8 et 9 ^{ème} étage	30x30

Les sections transversales des poutres sont présentées dans le tableau III.2 :

Tableau III.2 : Dimensions des poutres principales et secondaires

Types	Dimension [cm ²]
Poutres principales PP1	30x45
Poutres principales PP2	30x60
Poutres secondaires PS	30x35

III.1.2.1.1. Vérification des dimensions des nœuds vis-à-vis des moments fléchissant :

Les ossatures en portique doivent être conçues pour que les rotules plastiques se forment dans les poutres et non pas dans les poteaux qui respectent le concept «Poteau fort – Poutre faible», il faut avoir une plus grande rigidité des poteaux dans les deux directions en plan sans encombrement architectural.

Les rotules plastiques se forment dans les poutres et non pas dans les poteaux, sauf aux pieds des poteaux à la base de l'ossature, et en partie supérieure des poteaux sous plancher supérieur (toiture en charpente) des bâtiments multi-étages et dans les bâtiments à un seul étage.

C'est-à-dire la condition de résistance exigée par les règlements parasismiques dont le RPA99 Version 2003 (**Art.7.6.2**) :

$$\Sigma MRc \geq \gamma_{Rd} \Sigma MRb \Rightarrow \Sigma MRc \geq 1,25 \Sigma MRb \quad (\text{III.1})$$

Ou bien:

$$|M_n| + |M_s| \geq 1,25 (|M_w| + |M_e|)$$

$$|M'_n| + |M'_s| \geq 1,25 (|M'_w| + |M'_e|) \quad (\text{III.2})$$

Cette condition est mal interprétée par la majorité des ingénieurs, ou elle est vérifiée qu'en terme d'inertie.

Dans ce qui suit, on présente une méthode[17] permettant d'utiliser cette condition sous forme plus simplifiée afin de pouvoir faire au préalable une vérification des dimensions des poteaux par rapport à celles des poutres, ce qui nous permettra de justifier cette condition sans faire recours à un changement des dimensions, et ce qui conduira systématiquement à ce que cette condition soit vérifiée, mais il y a lieu toujours de vérifier la condition de dimensionnement en capacité après le calcul du ferrailage des différents éléments structuraux ainsi que leurs moments résistants.

$$\text{On a} \quad \sigma = \frac{M \times V}{I} \Rightarrow M = \frac{\sigma \times I}{V} \text{ et } v = \frac{h}{2} \quad (\text{III.3})$$

σ : est la même pour les poteaux et les poutres.

On remplaçant les valeurs des moments dans la condition précédente ; on obtient alors :

$$\Rightarrow (|I_n| + |I_s|) \times \frac{1}{h_{pot}} \geq 1,25 (|I_w| + |I_e|) \times \frac{1}{h_{pout}} \quad (\text{III.4})$$

Avec :

- M_c (respectivement M_b) moments résistants de dimensionnement des poteaux (respectivement des poutres).
- I_c (respectivement I_b) Moments d'inerties de dimensionnement des poteaux (respectivement des poutres).
- γ_{Rd} : coefficient de surcapacité.

➤ Pour les nœuds intérieurs ; il y a 2 poutres et 2 poteaux pour chaque portique :

$$(|I_n| + |I_s|) \times \frac{1}{h_{pot}} \geq 1.25(|I_w| + |I_e|) \times \frac{1}{h_{pout}}$$

➤ Pour les nœuds extérieurs (au niveau des angles); il y a 1 poutre et 2 poteaux pour chaque portique :

$$\begin{aligned} & (|I_n| + |I_s|) \times \frac{1}{h_{pot}} \geq 1.25(|I_w|) \times \frac{1}{h_{pout}} \\ & \text{ou} \\ & (|I_n| + |I_s|) \times \frac{1}{h_{pot}} \geq 1.25(|I_e|) \times \frac{1}{h_{pout}} \end{aligned} \tag{III.5}$$

Les nœuds extérieurs sont moins exigeants par rapport aux nœuds intérieurs.

Si $(|I_n| + |I_s|) \times \frac{1}{h_{pot}} \geq 1,25(|I_w| + |I_e|) \times \frac{1}{h_{pout}}$ est vérifié

Alors $\left\{ \begin{aligned} & (|I_n| + |I_s|) \times \frac{1}{h_{pot}} \geq 1,25(|I_w|) \times \frac{1}{h_{pout}} \\ & \text{ou} \\ & (|I_n| + |I_s|) \times \frac{1}{h_{pot}} \geq 1,25(|I_e|) \times \frac{1}{h_{pout}} \end{aligned} \right.$ sera vérifiée. (III.6)

III.1.2.1.2. Vérification des moments d'inerties sur les poteaux et les poutres :

Tableau III.3 : vérification des moments d'inerties sur les poteaux et les poutres

Sens y-y									
Moments d'inerties		Niveau							
		9	8	7	5 et 6	4	2 et 3	1	RDC
Poteaux	Section [cm ²]	30x30	30x30	30X35	30X35	30X40	30X40	30X45	30X45
	I_s (0 ³)	0	67.5	67.5	78.75	78.75	90	90.00	101.25
	I_n (0 ³)	67.5	67.5	78.75	78.75	90	90	101.25	101.25
	$\frac{1}{h_{pot}} \times \sum I_{Rc}$ (0 ³)	2.25	4.5	4.875	5.25	5.625	6	6.375	6.75
Poutres principales	Section	30x30	30x30	30X35	30X35	30X40	30X40	30X45	30X45
	I_w (0 ³)	227.81	227.81	227.81	227.81	227.81	227.81	227.81	227.81
	I_e (0 ³)	227.81	227.81	227.81	227.81	227.81	227.81	30x60 450.00	30x60 450.00
	$\frac{1,25}{h_{pout}} \times \sum I_{Rb}$ (0 ³)	<u>12.66</u>	12.66	12.66	<u>12.66</u>	12.66	12.66	17.55	17.55
Observation		Non vérifier	Non vérifier	Non vérifier	Non vérifier	Non vérifier	Non vérifier	Non vérifier	Non vérifier
Sens x-x									
Moments d'inertie (cm ⁴)		niveau							
		9	8	7	5 et 6	4	2 et 3	1	RDC
Poteaux	Section [cm ²]	30x30	30x30	30X35	30X35	30X40	30X40	30X45	30X45
	I_s (0 ³)	0	67.5	67.5	107.18	107.18	160	160	227.81
	I_n (0 ³)	67.5	67.5	107.18	107.18	160	160	227.81	227.81
	$\frac{1}{h_{pot}} \times \sum I_{Rc}$ (0 ³)	2.25	4.5	5.312	6.12	7.06	8	9.062	10.12
Poutres secondaires	Section	35x30	35x30	35x30	35x30	35x30	35x30	35x30	35x30
	I_w (0 ³)	107.18 7	107.18 7	107.18 7	107.18 7	107.18 7	107.18 7	107.18 7	107.18 7
	I_e (0 ³)	107.18 7	107.18 7	107.18 7	107.18 7	107.18 7	107.18 7	107.18 7	107.18 7
	$\frac{1,25}{h_{pout}} \times \sum I_{Rb}$ (0 ³)	<u>7.656</u>	<u>7.656</u>	<u>7.656</u>	<u>7.656</u>	<u>7.656</u>	<u>7.656</u>	<u>7.656</u>	<u>7.656</u>
Observation		Non vérifier	Non vérifier	Non vérifier	Non vérifier	Non vérifier	vérifier	vérifier	vérifier

Vu que la condition de résistance exigée par le RPA99 version 2003 :

$$\left(\frac{|I_n| + |I_s|}{h_{pot}}\right) \times \frac{1}{h_{pot}} \geq 1,25 \left(\frac{|I_w| + |I_e|}{h_{pout}}\right) \times \frac{1}{h_{pout}}$$

n'est pas vérifiée pour tous les étages, alors on redimensionne les sections des poteaux.

Tableau III.4 : redimensionnement des poteaux

<p align="center">Portique intérieur // à Y : (poutre principale)</p>	<p align="center">Portique intérieur // à X: (poutre secondaire)</p>
$\left(\frac{ I_n + I_s }{h_{POT}}\right) \times \frac{1}{h_{POT}} \geq 1,25 \left(\frac{ I_w + I_e }{h_{POUT}}\right) \times \frac{1}{h_{POUT}}$ $\frac{bh^2}{12} + \frac{bh^2}{12} \geq 1,25 \left(2 \cdot \frac{b_{PP} h_{PP}^2}{12} \right)$ $b = h \Rightarrow h \geq \left(25 x b_{PP} x h_{PP}^2 \right)^{\frac{1}{3}}$ $\Rightarrow h \geq \left(25 x 30 x 45^2 \right)^{\frac{1}{3}}$ $\Rightarrow h \geq 42,34cm$ $\Rightarrow h \geq \left(25 x 30 x 60^2 \right)^{\frac{1}{3}}$ $\Rightarrow h \geq 51,20cm$	$ I_n + I_s \geq 1,25 (I_w + I_e)$ $\frac{bh^2}{12} + \frac{bh^2}{12} \geq 1,25 \left(2 \cdot \frac{b_{PS} h_{PS}^2}{12} \right)$ $b = h \Rightarrow h \geq \left(25 x b_{PS} x h_{PS}^2 \right)^{\frac{1}{3}}$ $\Rightarrow h \geq \left(25 x 30 x 45^2 \right)^{\frac{1}{3}}$ $\Rightarrow h \geq 35,81cm$

Et puisque la condition de dimensionnement en capacité est vérifiée pour $h \geq 51,20cm$ dans la direction y-y et une pour $h \geq 35,81$ dans la direction x-x, alors il y a lieu de révérifier la condition avec de nouvelles sections pour les poteaux qui respectent ces conditions.

Tableau III.5 : vérification des moments d'inerties sur les poteaux et les poutres après redimensionnement

Sens y-y									
Moments d'inerties		Niveau							
		9	8	7	5 et 6	4	2 et 3	1	RDC
poteaux	Section [cm ²]	45x45	45x45	45X50	45X50	45X55	45X55	45X60	45X60
	I_s (10 ³)	0	341.72	341.72	379.69	379.69	417.65	417.65	455.63
	I_n (10 ³)	341.72	341.72	379.69	379.69	417.65	417.65	455.63	455.63
	$\frac{1}{h_{pot}} \times \sum I_{Rc}$ (10 ³)	7.59	15.18	16.03	16.87	17.72	18.56	19.41	20.25
Poutres principales	Section	30x30	30x30	30X35	30X35	30X40	30X40	30X45	30X45
	I_w (10 ³)	227.81	227.81	227.81	227.81	227.81	227.81	227.81	227.81
	I_e (10 ³)	227.81	227.81	227.81	227.81	227.81	227.81	30x60 450.00	30x60 450.00
	$\frac{1,25}{h_{pout}} \times \sum I_{Rb}$ (10 ³)	12.66	12.66	12.66	12.66	12.66	12.66	17.55	17.55
Observation		Non vérifier	vérifier	vérifier	vérifier	vérifier	vérifier	vérifier	vérifier
Sens x-x									
Moments d'inertie (cm⁴)		niveau							
		9	8	7	5 et 6	4	2 et 3	1	RDC
Poteaux	Section [cm ²]	45x45	45x45	45X50	45X50	45X55	45X55	45X60	45X60
	I_s (10 ³)	0	341.72	341.72	468.75	468.75	623.91	623.91	810.00
	I_n (10 ³)	341.72	341.72	468.75	468.75	623.91	623.91	810.00	810.00
	$\frac{1}{h_{pot}} \times \sum I_{Rc}$ (10 ³)	7.59	15.18	16.97	18.75	20.72	22.68	24.84	27
Poutres secondaires	Section	35x30	35x30	35x30	35x30	35x30	35x30	35x30	35x30
	I_w (10 ³)	107.18 7	107.18 7	107.18 7	107.18 7	107.18 7	107.18 7	107.18 7	107.18 7
	I_e (10 ³)	107.18 7	107.18 7	107.18 7	107.18 7	107.18 7	107.18 7	107.18 7	107.18 7
	$\frac{1,25}{h_{pout}} \times \sum I_{Rb}$ (10 ³)	7.656	7.656	7.656	7.656	7.656	7.656	7.656	7.656
Observation		Non vérifier	vérifier	vérifier	vérifier	vérifier	vérifier	vérifier	vérifier

Les dimensions des poteaux de dernier niveau ne respectent pas la condition de dimensionnement en capacité. Vu que la condition de résistance exigée par le RPA99 version 2003 : $\left| \frac{M_n}{h_{POT}} + |I_s| \right| \frac{1}{h_{POT}} \geq 1,25 \left| \frac{M_w}{h_{POT}} + |I_e| \right| \frac{1}{h_{POT}}$ est facultatif pour les deux derniers niveaux d'un bâtiment donc la condition est vérifiée alors le concept «Poteau fort – Poutre faible» est respecté.

Les nouvelles dimensions des poteaux des différents étages, après un dimensionnement en capacité sont mentionnées dans le tableau III.6 :

Tableau III.6 : Dimensions des poteaux des différents niveaux après redimensionnement

Niveau	Dimension [cm ²]
RDC ,1 ^{er} étage	45x60
2 ,3 ,4 ^{ème} étage	45x55
5,6,7 ^{ème} étage	45x50
8 et 9 ^{ème} étage	45x45

III.1.3. Charges et surcharges :

Les poids volumiques des éléments constituant les planchers et les murs ainsi que les surcharges d'exploitation sont donnés par le DTR B.C. 2.2 [12]. Ils sont résumés dans le tableau III.7.

Tableau III.7 : Charge permanente et charge d'exploitation de chaque niveau

Niveau	Charges permanentes [KN/m ²]	Charges d'exploitations [KN/m ²]	Poids du mur extérieur [KN/m]
RDC	5.45	3.5	2.94 x (3.74-0.45)=9.68
1 ^{ER} étage	5.45	4	2.94 x (5.44-0.45)=14.67
2,3,4,5,6,7,8,9 ^{ème}	5.45	2.5	2.94 x (3.74-0.45)=9.68

- Chargement dû à l'effort tranchant de l'escalier
 G = 15.02 KN/ml.
 Q = 4.88 KN/ ml.
- Chargement dû au poids de l'acrotère : G_{acrotère} = 1.675 KN/ml

III.1.4. Etablissement du spectre de réponse [11] :

L'analyse sismique d'une structure donnée passe par l'élaboration du spectre de réponse de calcul appelé aussi spectre élastique qui présente la réponse en accélération du bâtiment.

Ce dernier prend en compte plusieurs facteurs notamment la nature du sol, l'amortissement de l'édifice, le facteur de qualité ainsi que l'impact de type de contreventement et la ductilité de la construction à travers l'utilisation d'un coefficient de comportement R permettant la classification des systèmes structuraux en tenant compte de leur fiabilité et de leur capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique.

Les forces sismiques globales agissantes sur l'ensemble de la structure sont calculées sur la base de l'analyse spectrale modale qui est effectuée à l'aide de logiciel « ETABS ».

Ces forces sont décomposées, en des fractions de forces qui agissent sur les éléments porteurs qui constituent le système de contreventement (qui est dans notre étude un système mixte assuré par les voiles et les portiques) proportionnellement à leurs rigidités dans la direction de l'effort sismique considéré.

Le spectre de réponse en accélération est donné par le RPA99/version 2003 [11] sous la forme suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \quad (\text{III.7})$$

Avec :

- S_a : accélération spectrale associée au mode de vibration de période T de bâtiment.
- A : coefficient d'accélération de zone, il dépend du groupe d'usage et de la zone sismique qui sont respectivement (groupe 2 et zone (IIa)); ce qui correspond à $A=0.15$.
- η : facteur de correction d'amortissement:
- Il prend la valeur de 1 si $\xi = 5\%$

- Sinon, il est calculé par la formule suivante : $\eta = \frac{7}{(2 + \xi)} \geq 0.7$ (III.8)

ξ : pourcentage d'amortissement critique fonction de l'importance de remplissage, du matériau constitutif et du type de la structure.

- Q : facteur de qualité fonction de :
 - La régularité en plan et en élévation
 - Conditions minimales sur les files de contreventement
 - Redondance en plan
 - Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier

Le facteur de qualité Q est donné par la formule : $Q = 1 + \frac{5}{1} Pq$ (III.9)

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q « est satisfait ou non ».

Dans notre cas on a deux facteurs de qualité différents suivant les deux directions :

$Q_x=1.2$ et $Q_y=1.15$

- R : coefficient de comportement déterminé à partir du tableau 4.3 du RPA2003, R=5 (Mixte portiques /voiles avec interaction).
- T1 et T2 périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Le site est meuble (S3), ce que correspond à des valeurs de T1 et T2 respectivement de 0.15 s et 0.5 s (à partir du tableau 4.7 du RPA2003).

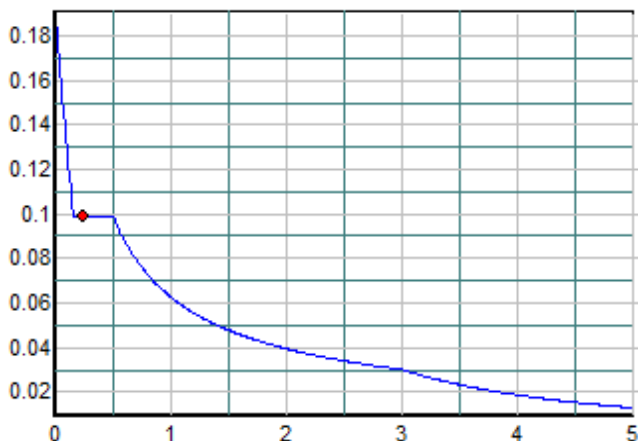


Figure III.4.a : Spectre de réponse du calcul dans la direction x-x

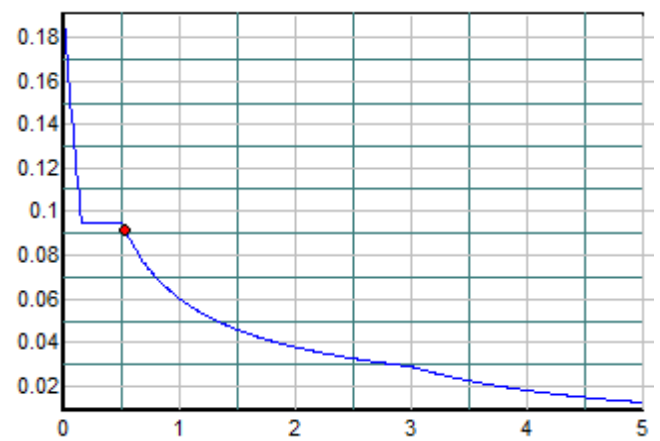


Figure III.4.b : Spectre de réponse du calcul dans la direction y-y

III.1.5. La masse sismique :

Le poids de chaque niveau est calculé comme suit :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (\text{III.10})$$

Le poids total égal à la somme des poids de chaque niveau

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad (\text{III.11})$$

Avec :

W : Poids total de la structure.

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

β : Coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 RPA2003 dans notre cas ($\beta = 0.2$).

W_{Qi} : Poids dû aux charges d'exploitation.

III.1.6. Les combinaisons d'action :

Les sollicitations de calcul seront déterminées suivant les combinaisons prescrites dans les deux règlements en vigueur à savoir le BAEL99(ELU, ELS) et le RPA2003 dans les deux directions de l'excitation sismique et suivant les deux sens :

1. BAEL99 [3] :

- ELU $1.35G + 1.5Q$
- ELS $G + Q$ (III.12)

2. RPA2003[11]:

- $GQEx : G + Q \mp E_x$
- $GQEy : G + Q \mp E_y$ (III.13)
- $0.8GEx : 0.8G \mp E_x$
- $0.8GEy : 0.8G \mp E_y$

Avec :

G : charges permanentes,

Q : charges d'exploitation,

E_x et E_y : sont les charges horizontales dues au séisme respectivement dans le sens x-x et y-y.

III.1.8. Vérifications des conditions du RPA99/ version 2003 :**III.1.8.1. Nombres de mode propre :**(Art 4.3.4 RPA99 / version 2003)

Le nombre de mode propre à retenir dans chacune des deux directions d'excitations, doit être tel que la somme des masses modales effectives des modes retenus soit égales à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Tableau III.8 : Les modes propres de vibration

Mode	Période	SumUX	SumUY
1	0.833	61.31	0.00
2	0.769	61.31	65.40
3	0.532	61.32	65.40
4	0.226	61.32	82.07
5	0.187	83.17	82.07
6	0.163	83.17	82.13
7	0.160	83.17	83.09
8	0.131	83.17	83.09
9	0.115	83.17	84.41
10	0.107	83.17	90.58
11	0.089	83.21	90.58
12	0.085	91.40	90.58

Les 12 premiers modes sont suffisants pour que la masse modale atteigne les 90% (selon l'article 4.34.a du RPA 99 version 2003).

III.1.8.2. Vérification de l'effort tranchant à la base : (Article 4.6.3 RPA99/version 2003)

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée .

Détermination de V_t obtenue par la méthode spectrale modale(Déterminé du logiciel ETABS) :

$$\begin{aligned}
 & \text{sens } x - x : V_{tx} = 2813.31 \text{ KN} \\
 V_t = & \\
 & \text{sens } y - y : V_{ty} = 2832.12 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

Calcul de l'effort tranchant par la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{A.D.Q.W}{R} \quad (\text{III.14})$$

Avec :

W : poids de la structure déterminé à partir du logiciel « ETABS ».

D : facteur d'amplification dynamique moyen déterminé par la formule suivante :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad (\text{III.15})$$

Tableau III.9 : Calcul de l'effort tranchant à la base V par la méthode statique équivalente

Sens	A	R	D	Q	W[KN]	V[KN]	0.8V[KN]
sens x-x	0.150	5.000	1.480	1.200	57268.550	3051.268	2441.015
sens y-y	0.150	5.000	1.480	1.150	57268.550	2924.132	2339.306

$$\begin{aligned} \text{sens } x - x & \quad V_{tx} = 2813.31 \text{ KN} > 0.8V = 2441.013 \text{ KN} \\ \text{sens } y - y & \quad V_{ty} = 2832.12 \text{ KN} > 0.8V = 2339.306 \text{ KN} \end{aligned}$$

$V_t > 0.8 V \Rightarrow$ La condition de l'effort tranchant à la base (article 4.3.6 du RPA99 version 2003) est vérifiée dans les deux sens.

III.1.8.3. Justification de l'interaction portiques-voiles:

D'après le RPA2003 (article 3.4.a) le système de contreventement est mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

- Les charges verticales revenant aux portiques et aux voiles sont calculées manuellement.

Charges verticales reprise par les portiques : 33776.451 KN (81.8%)

Charges verticales reprise par les voiles: 7514.803KN (18.2 %)

- A partir du logiciel (ETABS) à l'aide de l'option **Section Cut**, on tire l'effort repris par les portiques et par les voiles

Charges sismiques reprise par les poteaux :

Sens x-x : 4133.29KN (18.61 %)

Sens y-y : 10347.59 KN (37.37 %)

Charges sismiques reprise par les voiles :

Sens x-x : 18071.05 KN (81.39 %)

Sens y-y : 17342.75 KN (62.63 %)

La répartition des charges verticales sur les portiques et les voiles est tel que définie par l'article 4.3.adu RPA99/version 2003, donc le type de contreventement est restreint entre le système 4a et 4b, en revanche le règlement parasismique Algérien (RPA99/version2003) fixe le nombre de niveau possible pour le système 4b à 10 ce qui est équivalent à 33m. Cependant, puisque la hauteur du bâtiment étudié est de 42.95m, donc le système de contreventement est le système 4a(contreventement mixte assuré par les portiques et les voiles avec justification d'interaction).

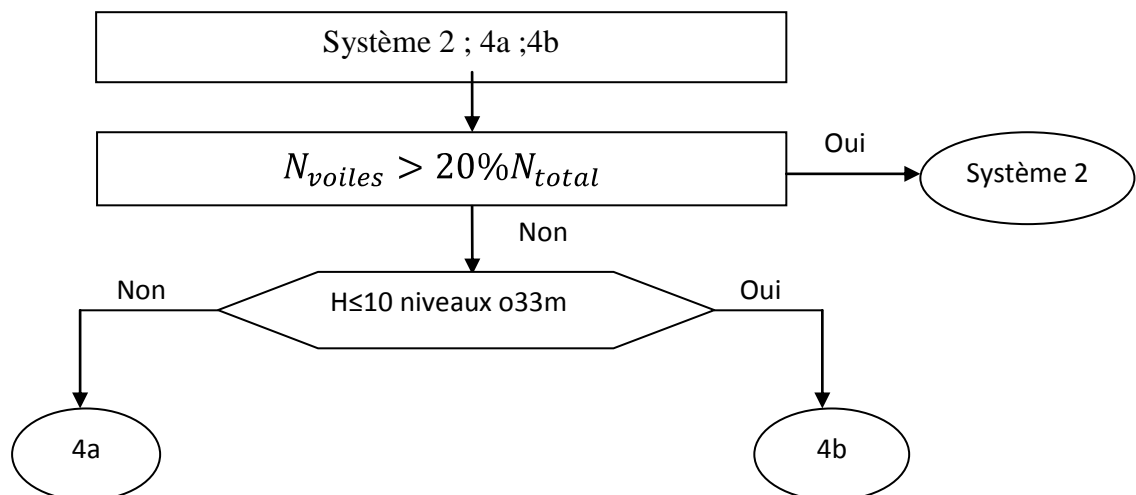


Figure III.5 : Organigramme représentant le choix des systèmes de contreventement possibles des structures en béton armé ayant comme éléments porteurs les voiles et les portiques.

III.1.8.4. Vérification au reversement :

Elle se traduit par la vérification dans les deux sens (longitudinal et transversal) suivants :

$$M_s \geq 1,5 \cdot M_r \text{ (RPA99 / Version 2003, Art. 4.4.1)}$$

M_r : Moment renversant obtenu depuis les résultats d'analyse par logiciel (ETABS).

$$M_s : \text{Moment stabilisant} : M_s = W \cdot \frac{L}{2}$$

W : Poids total du bâtiment.

$$\text{Moment stabilisant dans le sens x-x} : M_{sx} = 607046.63 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment stabilisant dans le sens y-y} : M_{sy} = 859028.25 \text{ K N.m}$$

$$\text{Moment renversant dans le sens x-x} : M_{rx} = 68762.019 \text{ KN .m}$$

$$\text{Moment renversant dans le sens y-y} : M_{ry} = 72524.354 \text{ KN. m}$$

$$M_{sx} = 607046.63 \text{ KN} > 1.5 \cdot M_{rx} = 103143.0285 \text{ KN.m} \implies \text{Condition vérifiée}$$

$$M_{sy} = 859028.25 \text{ KN.m} > 1.5 \cdot M_{ry} = 108786.531 \text{ KN. m} \implies \text{Condition vérifiée}$$

III.1.8.5. L'effort normal réduit : (Article 7.4.3.1 RPA 99/version 2003)

Outre les vérifications prescrites par le CBA et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_C \cdot f_{c28}} \leq 0.3 \quad (\text{III.16})$$

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton,

B_C : L'aire (section brute) de la section,

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton à l'âge de 28 jours.

L'effort normal maximum de compression sous sollicitation sismique est :

$$N_d = -1980.04 \text{ KN} \text{ qui correspond à un effort normal réduit } \nu = 0.293 < 0.3$$

Donc la condition est vérifiée.

III.1.8.6. Calcul de Δ_k déplacement inter étage :(Article 5.10 RPA99/version 2003)

L'une des vérifications préconisées par le RPA99 version 2003, concerne les déplacements latéraux inters-étages. En effet, selon l'article 5.10 du RPA99 version 2003, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_{kx} \leq \Delta_k \text{ et } \Delta_{ky} \leq \Delta_k \text{ (RPA99 / Version 2003, Art. 5.10)}$$

$$\Delta_{kx} = \delta_x^k \text{ et } \Delta_{ky} = \delta_y^k - \delta_y^{k-1} \text{ (RPA99 / Version 2003, Art. 4.43)}$$

$$\delta_x^k = R \cdot \delta_{ex}^k \text{ et } \delta_y^k = R \cdot \delta_{ey}^k \text{ (RPA99 / Version 2003, Art. 4.43)}$$

$$\Delta_k = h/100$$

Avec :

Δ_{kx} et Δ_{ky} : Déplacement relatif de l'étage 'k' respectivement dans les directions x-x et y-y

Δ_k : Déplacement admissible

δ_{ex}^k et δ_{ey}^k : déplacements dus aux forces sismiques dans les directions x-x et y-y.

δ_x^k et δ_x^{k-1} : déplacements horizontaux des étages 'k' et 'k-1' dans la direction x-x

δ_y^k et δ_y^{k-1} : déplacements horizontaux des étages 'k' et 'k-1' dans la direction y-y

Le tableau (III.10) résume les résultats de calcul.

Tableau III.10 : Calcul de déplacement inter étage

Niveau	δ_{ex}^k [cm]	δ_{ey}^k [cm]	R	δ_x^k [cm]	δ_y^k [cm]	Δx [cm]	Δy [cm]	h[cm]	Δ_k [cm]	condition
10	2.0692	1.5712	5	10.346	7.856	1.147	0.0105	385	3.85	vérifiée
9	1.8398	1.5691	5	9.199	7.8455	1.1	0.753	374	3.74	vérifiée
8	1.6198	1.4185	5	8.099	7.0925	1.1245	0.801	374	3.74	vérifiée
7	1.3949	1.2583	5	6.9745	6.2915	1.124	0.8485	374	3.74	vérifiée
6	1.1701	1.0886	5	5.8505	5.443	1.1115	0.8905	374	3.74	vérifiée
5	0.9478	0.9105	5	4.739	4.5525	1.073	0.9135	374	3.74	vérifiée
4	0.7332	0.7278	5	3.666	3.639	1.0045	0.905	374	3.74	vérifiée
3	0.5323	0.5468	5	2.6615	2.734	0.904	0.864	374	3.74	vérifiée
2	0.3515	0.374	5	1.7575	1.87	0.759	0.77	374	3.74	vérifiée
1	0.1997	0.22	5	0.9985	1.1	0.776	0.8475	273	2.73	vérifiée
RDC	0.0445	0.0505	5	0.2225	0.2525	0.2225	0.2525	374	3.74	vérifiée

Les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible.

III.1.8.7. Justification vis-à-vis de l'effet P-delta :(Article 5.9. RPA 99/VERSION 2003)

Le RPA99 version 2003 préconise que les effets du 2^{ème} ordre ou les effets P-Delta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux, Si :

- $\theta_K < 0,10$: Les effets du 2^{ème} ordre sont négligés.
- $0,10 < \theta_K < 0,20$: Il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à $\frac{1}{1-\theta_K}$.
- $\theta_K > 0,20$: La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

$$\theta_K = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot H_k} \text{ (RPA99 / Version 2003, Art 5.9)}$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au -dessus du niveau K.

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau 'K-1'.

H_k : Hauteur de l'étage 'K'.

Tableau III.11 : Calcul des effets de second ordre (effet P-Δ)

Niveau	Vx[KN]	Vy[KN]	P[KN]	Δx[cm]	Δy[cm]	h[cm]	θx	θy
10	136.32	103.85	1115.13	1.147	0.0105	385	0.0244	0.0003
9	631.69	577.82	5247.58	1.1	0.753	374	0.0244	0.0183
8	1063.05	1023.99	9879.67	1.1245	0.801	374	0.0279	0.0207
7	1390.24	1384.54	14747.45	1.124	0.8485	374	0.0319	0.0242
6	1660.85	1691.06	19615.23	1.1115	0.8905	374	0.0351	0.0276
5	1903.92	1962.2	24483.01	1.073	0.9135	374	0.0369	0.0305
4	2116.44	2192.36	29426.53	1.0045	0.905	374	0.0373	0.0325
3	2295.08	2378.58	34370.05	0.904	0.864	374	0.0362	0.0334
2	2449.98	2530.58	39313.57	0.759	0.77	374	0.0326	0.0320
1	2652.23	2711.23	46432.09	0.452	0.487	544	0.0145	0.0153
RDC	2813.31	2832.12	57268.55	0.2225	0.2525	374	0.0121	0.0137

Puisque les coefficients $\theta_k < 0,1$ pour chaque niveau « k » et dans les deux sens, on peut donc négliger l'effet P-Δ dans le calcul des éléments structuraux.

III.1.9. Ferrailage des portiques (poteaux-poutres) :

Le ferrailage affecté aux éléments principaux est déterminé selon les combinaisons de charge les plus défavorables

Dans ce travail on s'intéresse uniquement au ferrailage longitudinal des sections transversales des portiques.

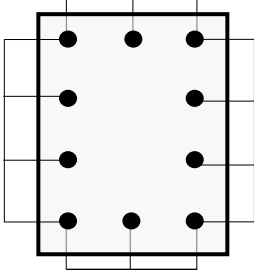
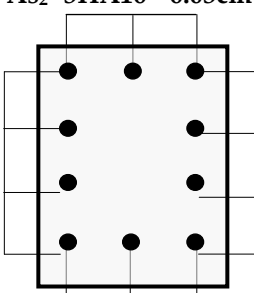
Les poteaux sont des éléments verticaux, ils sont sollicités en flexion composée, leur ferrailage est effectué en tenant compte les combinaisons suivantes :

- Effort normal maximal « N » ainsi que les moments « M2 » et « M3 » correspondants.
- Effort normal minimal « N » ainsi que les moments « M2 » et « M3 » correspondants.
- Moments « M2 » et « M3 » ainsi que leurs efforts normaux « N » correspondants.

Les poutres principales et secondaires sont des éléments horizontaux sollicités en flexion simple. On distingue le ferrailage sur appuis supérieurs et inférieurs des poutres et le ferrailage en travées.

Le ferrailage des poteaux et le ferrailage des poutres sont donnés respectivement dans les tableaux (III.12 et III.13) :

Tableau III.12 : Ferrailage longitudinal des poteaux

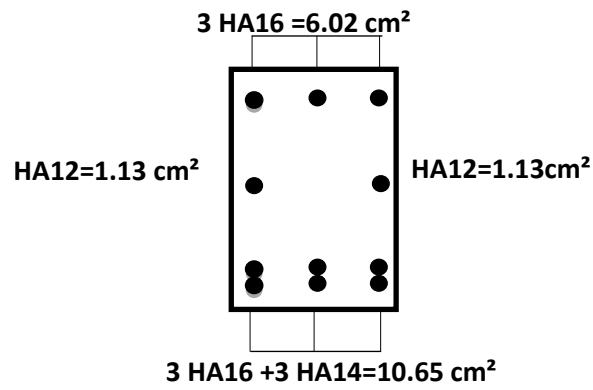
Poteaux(45x60)		
$A_{S_2} = 2HA20 + HA16 = 8.29cm^2$		$A_{S_3} = 2HA20 + 2HA16 = 10.30cm^2$
Poteaux(45x55)		
$A_{S_2} = 3HA16 = 6.03cm^2$		$A_{S_3} = 4HA16 = 8.04cm^2$
$A_{S_2} = 3HA16 = 6.03cm^2$		

Poteaux(45x50)		
$A_{S_2}=3HA16 =6.03cm^2$		$A_{S_3}=4HA16=8.04cm^2$
$A_{S_3}=4HA16=8.04cm^2$		$A_{S_3}=4HA16=8.04cm^2$
Poteaux (45x45)		
$A_{S_2}=3HA16 =6.02cm^2$		$A_{S_3}=4HA16=8.04cm^2$
$A_{S_3} =4HA16=8.04cm^2$		$A_{S_3} =4HA16=8.04cm^2$
$A_{S_2}=3HA16=6.02cm^2$		

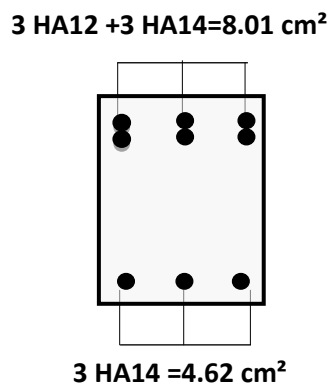
Tableau III.13 : Ferrailage des poutres

Poutre principale (30x60) (En Appuis)		
$3 HA16 +3 HA14=10.65 cm^2$		$HA12=1.13 cm^2$
$HA12=1.13 cm^2$		$HA12=1.13cm^2$
$3 HA16 =6.02 cm^2$		

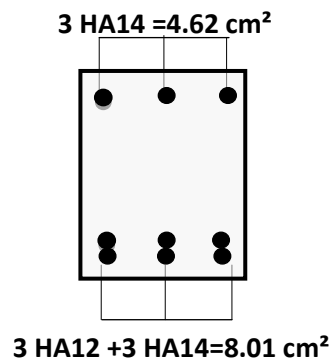
Poutre principale (30x60) (En travées)



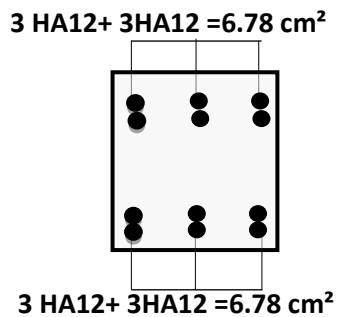
Poutre principale (30x45) (Sur appuis)

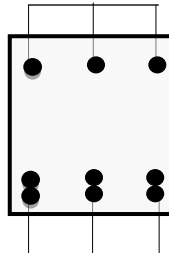


Poutre principale (30x45) (En travées)



Poutre secondaire (30x35) (En appuis)



Poutre secondaire (30x35) (En travées) $3 \text{ HA12} = 3.38 \text{ cm}^2$  $3 \text{ HA12} + 3 \text{ HA12} = 6.78 \text{ cm}^2$ **III.2. PARTIE 2 :****III.2.1. Introduction :**

Cette partie a pour objet la vérification de l'article 7.6.2 du RPA /version 2003 qui constitue la règle de dimensionnement en capacité préconisée par ledit règlement. Le contexte de ce présent article est décrit dans le premier chapitre.

La vérification sera faite pour le bâtiment modélisé dans la partie (1) de ce chapitre, pour les portiques non solidaires des voiles et en choisissant à la fois le poteau et la poutre les plus sollicités respectivement en terme de moment fléchissant pour les poutres et d'effort normal et de moment fléchissant pour les poteaux.

Afin de vérifier cet article le calcul des moments résistants des poutres ainsi que ceux des poteaux est nécessaire. Le calcul de ces derniers dans les deux directions de l'excitation sismique sera effectué à l'aide des programmes élaborés dans le deuxième chapitre. En notant que la détermination des moments résistants dans les poteaux sera faite en utilisant les diagrammes d'interaction.

III.2.2. Choix des portiques à étudier :

Avant de lancer les calculs des moments résistants, il faut d'abord identifier le poteau et la poutre non solidaires des voiles les plus sollicités.

Après l'analyse du modèle par le logiciel « ETABS », on constate que :

1. Le poteau le plus sollicité est le poteau « E7 » qui possède un effort normal de compression à la base trouvé à l'ELU de l'ordre de 2540 KN.
2. La poutre la plus sollicitée est la poutre principale « E7-9 » de longueur de 7.05 m.

Dans les deux cas cités, on est amené à vérifier la condition pour les portiques contenant ces éléments les plus sollicités et suivant les deux sens, et qui sont représentés dans la figure ci-dessous (figure III.6).

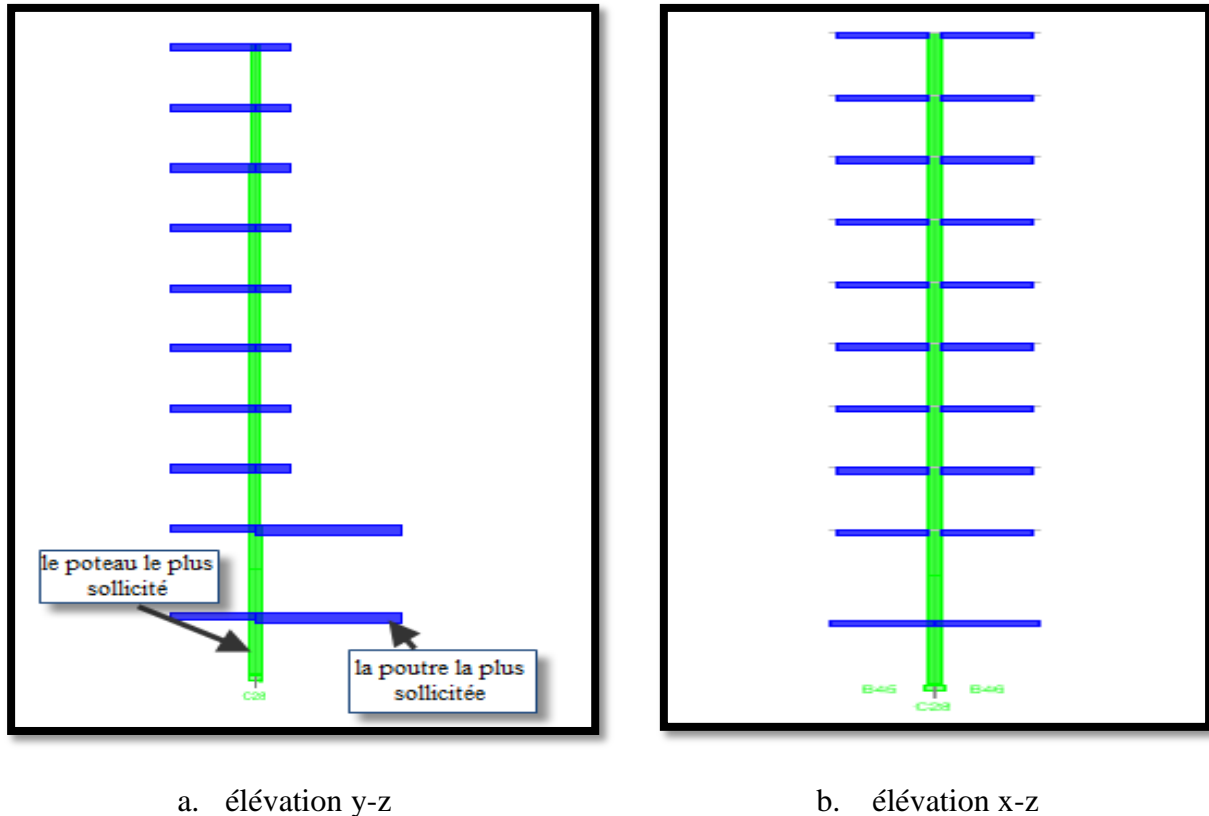


Figure III.6: La vue en élévation de portique étudié dans les directions x-x et y-y

III.2.3. Calcul des moments résistants au niveau des poutres :

A partir de notre fichier « EXCEL » élaboré dans la phase de calcul des sections en flexion simple au niveau du deuxième chapitre, les moments résistants des poutres au niveau des nœuds seront déterminés en fonction de moment maximum sur appui sollicitant la section transversale de chaque poutre.

L'application développée sous « EXCEL » effectue le calcul en respectant l'organigramme suivant :

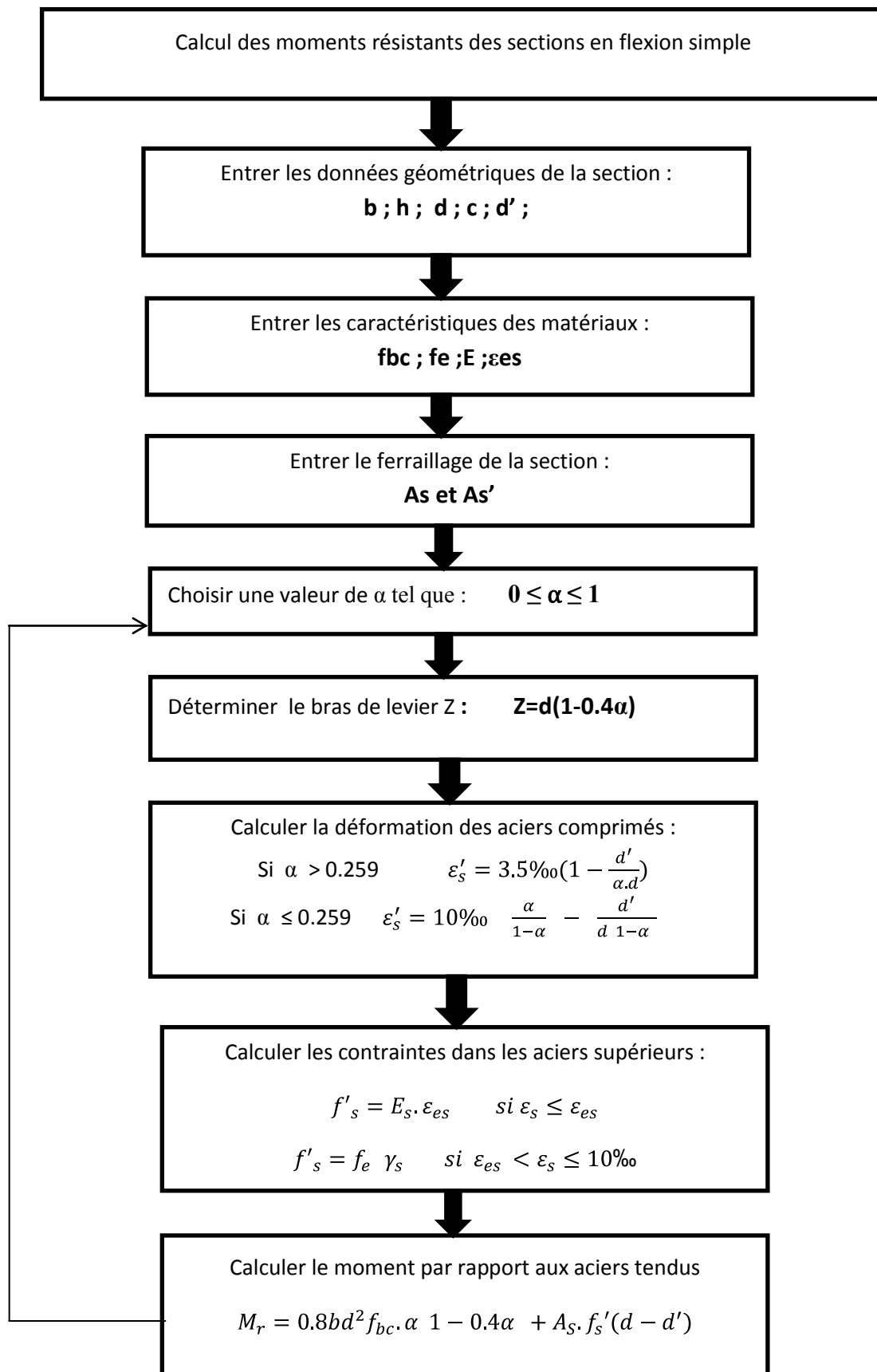


Figure (III.7) : Organigramme de calcul des moments résistants des sections en flexion simple.

Les résultats ainsi obtenus pour les poutres sont illustrés sous forme de graphes des moments résistants en fonction de la valeur adimensionnelle α , qui sont représentés sur les figures (III.8 ;III.9 ; III.10).

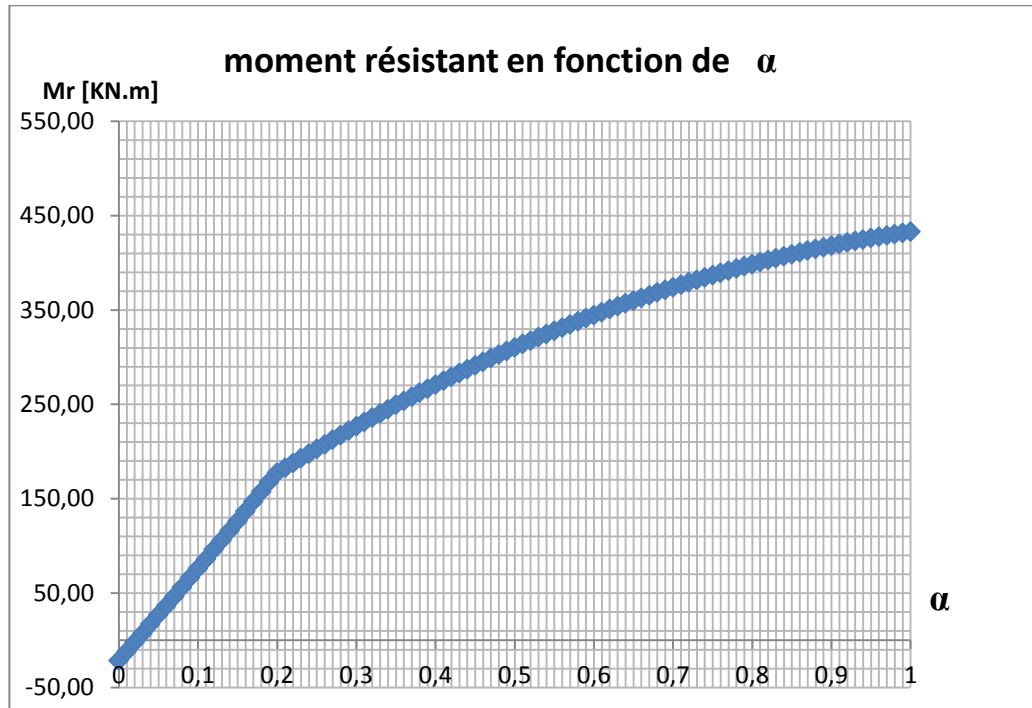


Figure III.8 : Courbe moment résistant en fonction de α de la poutre principale de dimensions (30x45) à l'état limite ultime

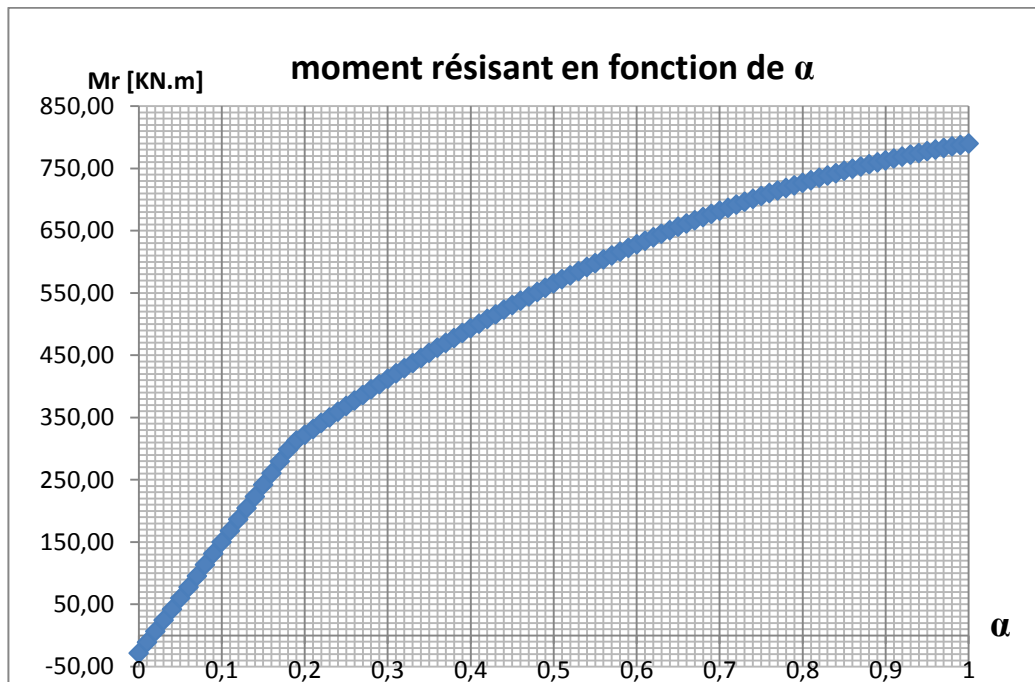


Figure III.9 : Courbe moment résistant en fonction de α de la poutre principale de dimensions (30x60) à l'état limite ultime

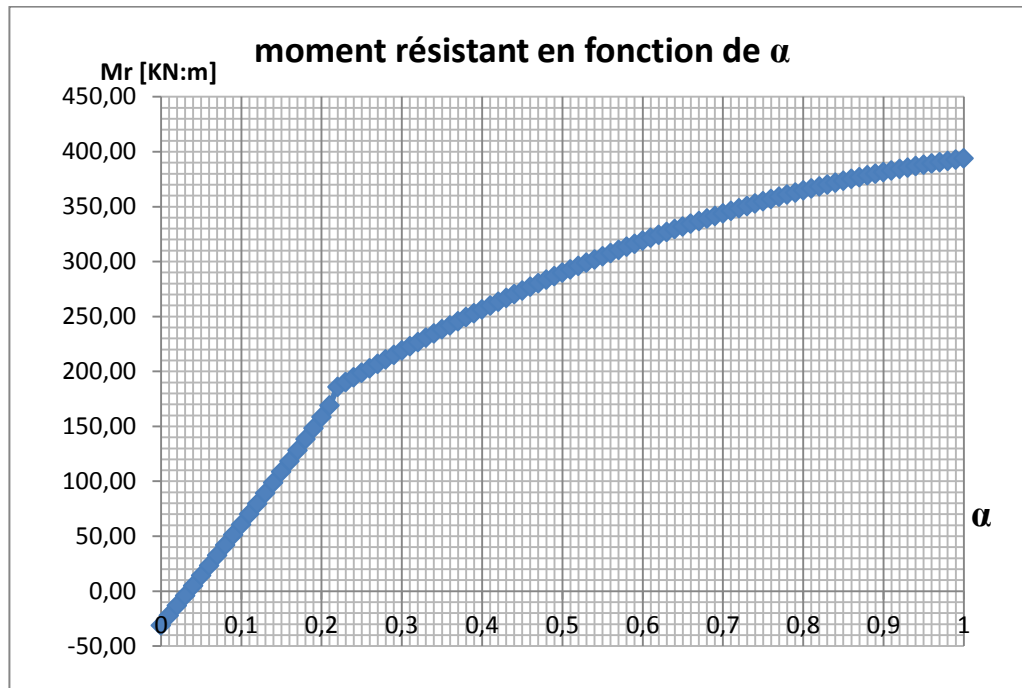


Figure III.10 : Courbe moment résistant en fonction de α de la poutre secondaire de dimensions (30x35) à l'état limite ultime

Les figures (III.8 ; III.9 ; III.10) représentent la variation du moment résistant en fonction de la valeur α qui varie entre 0 et 1. Où, on constate la présence des valeurs négatives des moments au voisinage de 0 qui correspond à l'intervalle entre l'origine (base de la section) et la position de la section d'armature supérieure, puis les moments augmentent jusqu'au maximum qui correspond à $\alpha = 1$.

En effet dans les calculs de béton armé les sections sont considérées comme simplement armées si le pivot considéré est le pivot A, en revanche on place des armatures dites de montage dans la partie supérieure de la section, cependant dans nos calculs on a pris en considération la contribution de ces dernières dans la résistance de la section puisqu'on a constaté que ces moments sont plus importants dans ce cas-là. Mais pour des valeurs de α qui sont comprises entre 0 et (d''/d) les moments sont négatifs ce qui est dû à des contraintes de traction au niveau des aciers supérieurs.

III.2.3.1. Etapes à suivre pour la détermination de moment résistant d'une section quelconque sollicitée en flexion simple :

1. Déterminer le moment sollicitant de la section à partir du logiciel « ETABS ».
2. Calculer le moment réduit qui correspond au moment ainsi déterminé avec la formule suivante :
$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$
3. Calculer la valeur de α avec la relation suivante :
$$\alpha = 1,25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right)$$

4. Puis déterminer le moment résistant de la section qui correspond à la valeur α à partir du graphe ou à partir du programme effectué sur « EXCEL ».

Les résultats pour les différentes sections de poutres et pour les différents étages sont mentionnés dans le tableau(III.14).

Tableau III. 14 : Calcul des moments résistants correspond aux poutres

niveau	Poutre	Combinaison	Moment sollicitant [KN .m]	Moment réduit	Valeur de α	Moment résistant Sans contribution [KN. m]	Moment résistant avec Contribution [KN. m]
RDC	PP(30x60)	ELU	167.36	0.119	0.159	258.33	167.37
	PP(30x45)	ELU	79.13	0.103	0.136	111.99	78.98
	PS(30x35)	ACC	11.29	0.005	0.007	-25.01	11.35
Niveau1	PP(30x60)	ELU	121.069	0.086	0.113	173.19	121.28
	PP(30x45)	ACC	51.56	0.044	0.056	50.49	51.61
	PS(30x35)	ACC	20.02	0.029	0.037	-2.11	20.03
Niveau2	PP(30x45)	ACC	84.48	0.072	0.093	98.31	84.62
	PP(30x45)	ELU	40.7	0.053	0.068	44.26	40.62
	PS(30x35)	ACC	17.64	0.026	0.032	-2.44	17.66
Niveau3	PP(30x45)	ACC	89.82	0.076	0.099	106.08	89.53
	PP(30x45)	ELU	40.92	0.053	0.067	43.28	40.8
	PS(30x35)	ACC	20.05	0.029	0.037	-2.11	20.08
Niveau4	PP(30x45)	ACC	90.88	0.077	0.101	108.68	91.16
	PP(30x45)	ELU	40.38	0.052	0.067	43.28	40.38
	PS(30x35)	ACC	21.19	0.031	0.039	3.93	21.24
Niveau5	PP(30x45)	ACC	89.7	0.076	0.099	106.08	89.85
	PP(30x45)	ELU	39.89	0.052	0.067	43.28	39.89
	PS(30x35)	ACC	21.73	0.032	0.04	-2.44	21.74
Niveau6	PP(30x45)	ACC	90.73	0.077	0.100	107.38	91.16
	PP(30x45)	ELU	39.89	0.052	0.067	43.28	39.89
	PS(30x35)	ACC	22.32	0.032	0.041	-2.44	22.35
Niveau7	PP(30x45)	ACC	86.94	0.074	0.096	102.20	87.08
	PP(30x45)	ELU	39.45	0.051	0.066	42.3	39.46
	PS(30x35)	ACC	20.41	0.03	0.038	-4.25	20.45

Le tableau (III.14) représente les résultats de calcul des moments résistants des poutres des différents étages avec et sans contribution de l'armature supérieure à la résistance de la section, le moment résistant obtenu dépend ainsi de la sollicitation exercée et des dimensions géométriques de la poutre, où, on constate que les moments résistants calculés en considérant la contribution de l'armature supérieure des poutres principales (30x60) et (30x45) sont plus importants que les moments résistants de ces poutres sans contribution de cette dernière. Mais pour les poutres secondaires de dimensions (30x35), on remarque le contraire en notant que les moments calculés avec contribution de l'armature supérieure sont négatifs ce qui correspond au cas déjà cité dans le paragraphe précédent et sont moins importants par rapport à ceux déterminés sans contribution. Cette différence est justifiée par le fait que les sollicitations agissantes sur les poutres principales sont plus importantes que celles qui agissent sur les poutres secondaires.

Par mesure de sécurité, on va prendre en compte les moments résistants les plus défavorables dans la partie consacrée à la vérification de la condition préconisée par le RPA.

III.2.4. Calcul des moments résistants au niveau des poteaux :

Les moments résistants au niveau des poteaux seront déterminés à partir des diagrammes d'interaction de ces derniers. Le tracé des diagrammes d'interaction est exécuté en respectant les étapes définies dans l'organigramme suivant :

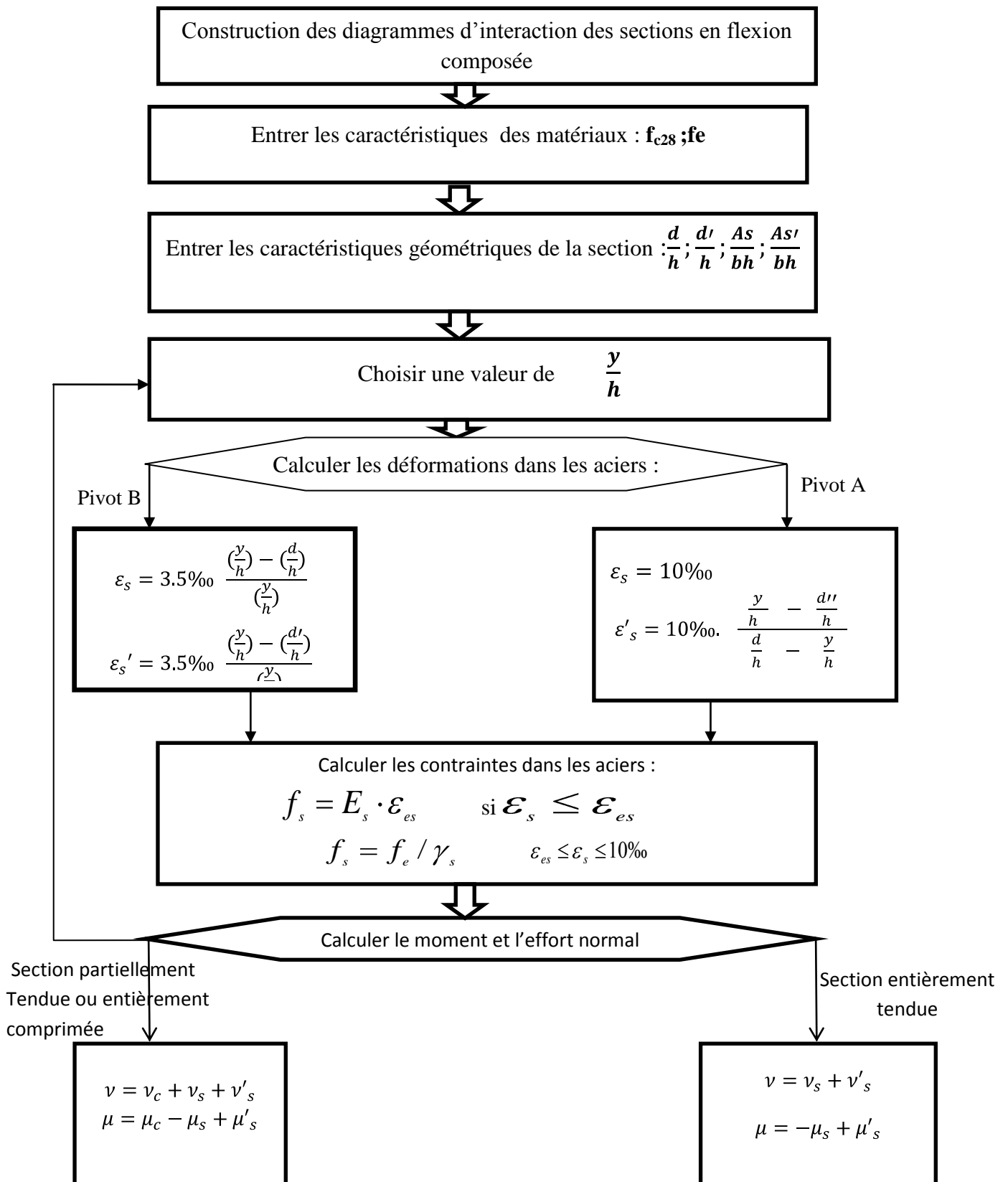


Figure III.11 : Organigramme de construction des diagrammes d'interaction des sections en flexion composée.

Le domaine de sécurité délimité par la courbe caractérisant le moment résistant est trouvée par le logiciel « EXCEL » sous forme de tableaux et de diagrammes d'interaction. Les figures (figure III.11 et III.12) et tableaux (tableau III.15 et III.16) suivants illustrent les résultats trouvés pour le poteau de dimension 45x55 dans les deux directions de la force sismique.

Tableau III.15 : Moments et efforts normaux résistants des poteaux (45x55)
dans la direction x-x

y/h	$\epsilon_s\%$	$\epsilon_s'\%$	fs (MPa)	fs' (MPa)	u	μ	N [kN]	M[kN.m]
1.300	0.96	3.35	191	348	1.164	-0.005	4080.080	-7.674
1.250	0.86	3.34	171	348	1.119	0.018	3923.476	28.416
1.200	0.75	3.34	149	348	1.074	0.039	3765.508	62.253
1.150	0.63	3.33	125	348	1.028	0.059	3605.999	93.875
1.100	0.49	3.32	99	348	0.982	0.078	3444.740	123.321
1.050	0.35	3.31	70	348	0.936	0.095	3281.480	150.644
1.000	0.19	3.31	39	348	0.889	0.111	3115.919	175.902
0.950	0.02	3.30	4	348	0.841	0.126	2947.693	199.169
0.900	-0.17	3.28	-35	348	0.792	0.140	2776.360	220.532
0.850	-0.39	3.27	-78	348	0.742	0.152	2601.369	240.103
0.800	-0.63	3.26	-126	348	0.691	0.164	2422.036	258.018
0.750	-0.91	3.24	-181	348	0.638	0.174	2237.491	274.450
0.700	-1.22	3.22	-244	348	0.584	0.184	2046.619	289.624
0.650	-1.59	3.20	-317	348	0.527	0.193	1847.959	303.830
0.600	-2.01	3.18	-348	348	0.480	0.196	1683.000	308.772
0.550	-2.51	3.15	-348	348	0.440	0.194	1542.750	306.247
0.500	-3.11	3.11	-348	348	0.400	0.191	1402.500	301.198
0.450	-3.85	3.07	-348	348	0.360	0.186	1262.250	293.625
0.400	-4.76	3.01	-348	348	0.320	0.180	1122.000	283.527
0.350	-5.94	2.94	-348	348	0.280	0.172	981.750	270.904
0.300	-7.52	2.85	-348	348	0.240	0.162	841.500	255.757
0.250	-9.72	2.72	-348	348	0.200	0.151	701.250	238.086
0.200	-10.00	1.94	-348	348	0.160	0.138	561.000	217.890
0.150	-10.00	1.19	-348	238	0.095	0.112	332.259	177.471
0.100	-10.00	0.53	-348	105	0.024	0.083	85.479	130.920
0.000	-10.00	-0.59	-348	-118	-0.107	0.023	-374.240	37.013
-0.100	-10.00	-1.49	-348	-298	-0.148	0.005	-519.142	8.033
-0.200	-10.00	-2.23	-348	-348	-0.160	0.000	-559.304	0.000
-0.300	-10.00	-2.86	-348	-348	-0.160	0.000	-559.304	0.000
-0.400	-10.00	-3.39	-348	-348	-0.160	0.000	-559.304	0.000

Tableau III.16 : Moments et efforts normaux résistants de poteau (45x55)
dans la direction y-y

y/h	ϵ_s ‰	ϵ_s' ‰	fs (MPa)	fs' (MPa)	u	μ	N [kN]	M[KN.m]
1.300	0.93	3.38	186	348	1.132	-0.008	3968.406	-15.718
1.250	0.83	3.37	165	348	1.088	0.014	3815.758	27.493
1.200	0.72	3.37	143	348	1.044	0.035	3662.078	67.876
1.150	0.59	3.36	119	348	1.000	0.055	3507.229	105.466
1.100	0.46	3.36	93	348	0.956	0.073	3351.054	140.303
1.050	0.32	3.35	64	348	0.911	0.089	3193.362	172.433
1.000	0.16	3.34	32	348	0.865	0.105	3033.925	201.913
0.950	-0.02	3.33	-3	348	0.819	0.119	2872.470	228.813
0.900	-0.21	3.32	-42	348	0.773	0.131	2708.657	253.217
0.850	-0.43	3.31	-86	348	0.725	0.143	2542.073	275.228
0.800	-0.68	3.30	-135	348	0.677	0.153	2372.197	294.976
0.750	-0.95	3.29	-191	348	0.627	0.162	2198.371	312.627
0.700	-1.27	3.27	-255	348	0.576	0.170	2019.748	328.391
0.650	-1.64	3.26	-328	348	0.523	0.178	1835.222	342.546
0.600	-2.07	3.23	-348	348	0.480	0.179	1683.000	345.539
0.550	-2.57	3.21	-348	348	0.440	0.178	1542.750	342.453
0.500	-3.18	3.18	-348	348	0.400	0.174	1402.500	336.282
0.450	-3.92	3.15	-348	348	0.360	0.170	1262.250	327.026
0.400	-4.85	3.10	-348	348	0.320	0.163	1122.000	314.684
0.350	-6.05	3.05	-348	348	0.280	0.155	981.750	299.256
0.300	-7.64	2.97	-348	348	0.240	0.146	841.500	280.743
0.250	-9.86	2.86	-348	348	0.200	0.134	701.250	259.145
0.200	-10.00	2.05	-348	348	0.160	0.122	561.000	234.461
0.150	-10.00	1.30	-348	260	0.105	0.100	367.723	193.434
0.100	-10.00	0.64	-348	128	0.042	0.074	147.740	142.646
0.000	-10.00	-0.48	-348	-95	-0.076	0.020	-267.168	38.078
-0.100	-10.00	-1.38	-348	-276	-0.107	0.006	-376.084	10.849
-0.200	-10.00	-2.13	-348	-348	-0.120	0.000	-419.478	0.000
-0.300	-10.00	-2.75	-348	-348	-0.120	0.000	-419.478	0.000
-0.400	-10.00	-3.29	-348	-348	-0.120	0.000	-419.478	0.000

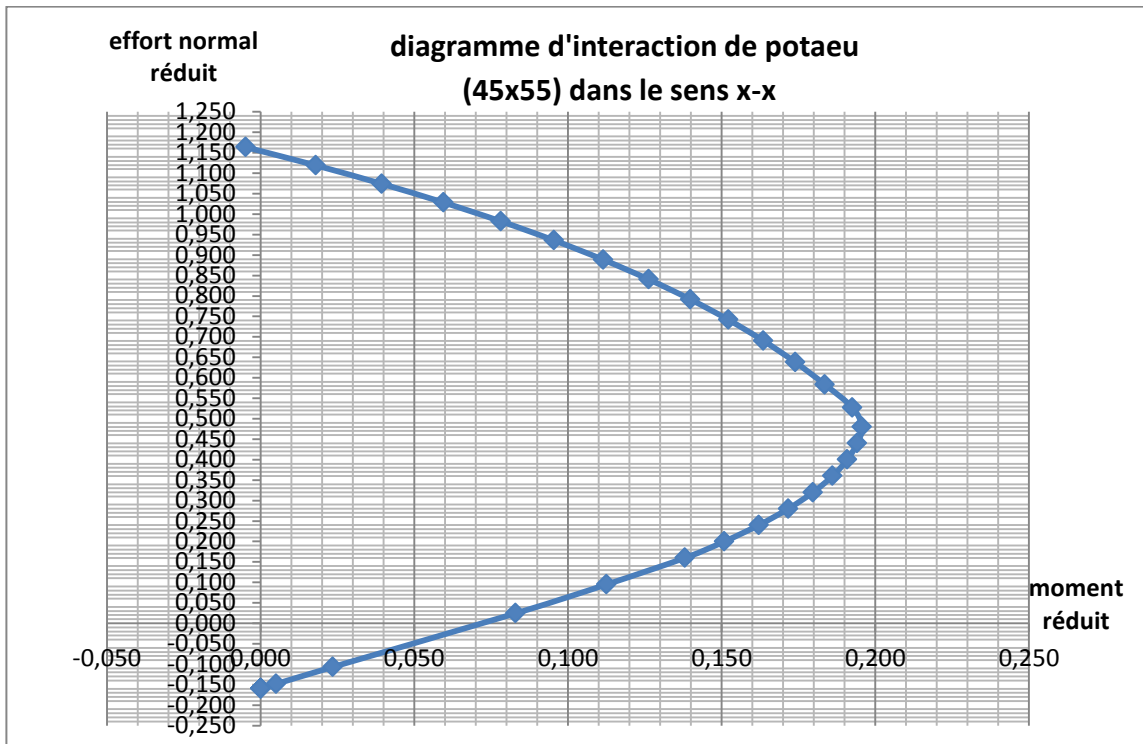


Figure III.12 : Diagramme d'interaction du poteau (45x55) dans le sens x-x

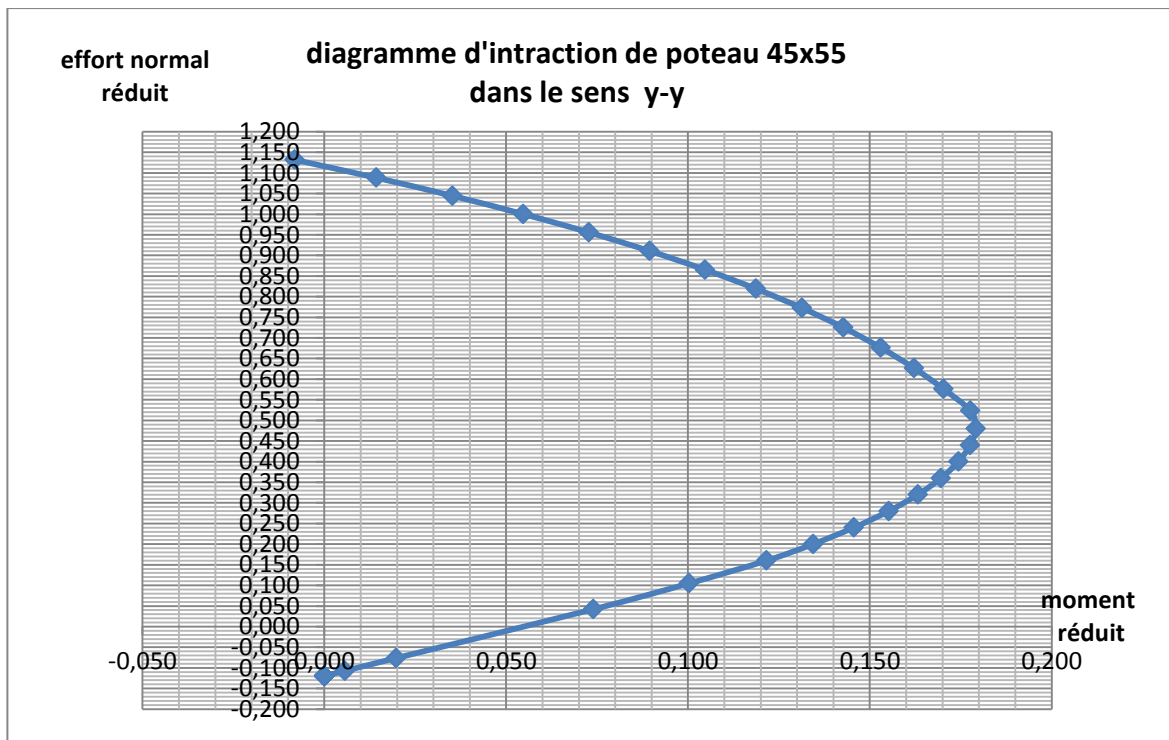


Figure III.13 : Diagramme d'interaction du poteau (45x55) dans le sens y-y

Les tableaux (III.15 et III.16) représentent les résultats de calcul des moments et des efforts normaux résistants du poteau de dimensions (45x55) dans les directions x-x et y-y, ces derniers sont en fonctions de la valeur adimensionnelle (y/h).

La courbe d'interaction (figure III.12 et III.13) du poteau représentée par un couple (N,M) réduit est distinguée par deux parties, une partie où l'effort normal est négatif (traction) qui correspond à ($y/h < 0$) et une partie où l'effort normal est positif (compression) qui correspond à ($y/h \geq 0$), Le moment résistant correspondant est positif dans les deux cas.

Cette courbe nous permet de tirer le moment résistant de la section considérée à partir de l'effort normal sollicitant par la projection de ce dernier sur la courbe d'interaction.

Il est à signaler que ces moments résistants sont calculés à partir de diagramme rectangulaire simplifié du béton, donc pour des sections entièrement comprimées qui correspondent à des valeurs de ($y/h > 1$) il y a lieu d'établir un autre diagramme d'interaction dont les équations d'équilibre sont établies à partir de diagramme parabole rectangle.

III.2.4.1. Etapes à suivre pour déterminer les moments résistants des poteaux :

1. Les moments résistants des poteaux considérés sont définis en fonction des efforts normaux appliqués à ces derniers au niveau des centres de gravité en choisissant les combinaisons les plus défavorables.
2. L'effort normal ainsi obtenu est écrit sous forme adimensionnelle de la manière suivante : $\nu = \frac{N}{f_{bc} \cdot b \cdot h}$
3. Le moment résistant réduit correspondant est obtenu par projection de l'effort normal réduit sur la courbe d'interaction ou par interpolation linéaire des tableaux précédents.
4. Puis, on calcule le moment résistant de la section par la relation suivante :

$$Mr = \mu \cdot f_{bc} \cdot b h^2$$

Les résultats de calcul des moments résistants des poteaux constituant le portique choisis sont résumés dans le tableau (III.17).

Tableau III.17 : Moment résistant des poteaux considérés

Niveau	location	Sens	Effort normal [KN]	Effort normal réduit	Moment résistant réduit	Moment résistant [KN.m]
RDC	0	x-x	2511.2	0.655	0.180	310.55
		y-y			0.168	386.47
Niveau1	0	x-x	2207.85	0.575	0.195	336.43
		y-y			0.181	416.37
	5.44	x-x	2158.28	0.563	0.198	341.91
		y-y			0.185	425.57
Niveau2	0	x-x	1875.87	0.534	0.185	292.8
		y-y			0.171	330.54
	3.74	x-x	1844.63	0.525	0.187	294.92
		y-y			0.172	332.47
Niveau3	0	x-x	1623.25	0.462	0.189	298.9
		y-y			0.174	336.33
	3.74	x-x	1592.01	0.453	0.188	297.33
		y-y			0.172	332.47
Niveau4	0	x-x	1374.76	0.391	0.182	287.83
		y-y			0.168	324.74
	3.74	x-x	1343.52	0.382	0.181	286.26
		y-y			0.167	322.81
Niveau5	0	x-x	1129.33	0.353	0.192	275.9
		y-y			0.172	275.28
	3.74	x-x	1100.93	0.345	0.191	274.25
		y-y			0.170	272.2
Niveau6	0	x-x	888.93	0.278	0.176	253.01
		y-y			0.154	246.53
	3.74	x-x	860.53	0.269	0.174	249.6
		y-y			0.152	243.08
Niveau7	0	x-x	651.46	0.203	0.156	224.7
		y-y			0.136	217.77
	3.74	x-x	623.06	0.195	0.154	221.68
		y-y			0.134	214.70
Niveau8	0	x-x	414.47	0.144	0.147	191.11
		y-y			0.126	162.66

III.2.5. Dimensionnement du nœud vis-à-vis des moments fléchissant : (Article 7.6.2 de RPA /version 2003)

Après la détermination des moments résistants des poutres ainsi que ceux des poteaux, on a toutes les données nécessaires pour vérifier l'article 7.6.2 RPA/version 2003.

Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.18 : Vérification de l'article 7.6.2 RPA/version 2003

Elément	Moments résistants [KN.m]					
RDC	Sens x-x			Sens y-y		
Poteaux	RDC	310.55	646.98	RDC	386.47	802.84
	Niveau 1	336.43		Niv 1	416.37	
Poutres	Poutre secondaire	25.01	50.02	Poutre principale 30x60	337.0	448.99
	Poutre secondaire	25.01		Poutre principale 30x45	111.99	
Condition	$ M_n + M_s \geq 1,25 (M_w + M_e)$					
	Vérifiée			Vérifiée		
Niveau 1	Sens x-x			Sens y-y		
poteaux	Niveau 1	341.91	634.49	Niveau 1	425.57	756.11
	Niveau 2	292.58		Niveau 2	330.54	
Poutres	Poutre secondaire	20.03	40.06	Poutre principale 30x60	173.19	223.68
	Poutre secondaire	20.03		Poutre principale 30x45	50.49	
Condition	$ M_n + M_s \geq 1,25 (M_w + M_e)$					
	Vérifiée			Vérifiée		
Niveau 2	Sens x-x			Sens y-y		
Poteaux	Niveau 2	294.92	593.82	Niveau 2	332.47	668.8
	Niveau 3	298.9		Niveau 3	336.33	
poutres	Poutre secondaire	17.66	35.32	Poutre principale 30x45	98.31	142.57
	Poutre secondaire	17.66		Poutre principale 30x45	44.26	
Condition	$ M_n + M_s \geq 1,25 (M_w + M_e)$					
	Vérifiée			Vérifiée		
Niveau 3	Sens x-x			Sens y-y		
Poteaux	Niveau 3	297.33	585.16	Niveau 3	332.47	657.21
	Niveau 4	287.83		Niveau 4	324.74	
poutres	Poutre secondaire	20.08	40.16	Poutre principale 30x45	106.08	152.36
	Poutre secondaire	20.08		Poutre principale 30x45	46.28	
Condition	$ M_n + M_s \geq 1,25 (M_w + M_e)$					
	Vérifiée			Vérifiée		

Niveau 4		Sens x-x		Sensy-y		
Poteaux	Niveau 4	286.26	562.16	Niveau 4	322.81	598.09
	Niveau 5	275.9		Niveau 5	275.28	
poutres	Poutre secondaire	21.24	42.48	Poutre principale 30x45	108.68	151.96
	Poutre secondaire	21.24		Poutre principale 30x45	43.28	
Condition	$ M_n + M_s \geq 1,25 (M_w + M_e)$					
	Vérifiée			Vérifiée		

Niveau 5		Sens x-x		Sensy-y		
Poteaux	Niveau 5	274.25	527.26	Niveau 5	272.2	518.73
	Niveau 6	253.01		Niveau 6	246.53	
poutres	Poutre secondaire	21.74	43.48	Poutre principale 30x45	106.08	149.31
	Poutre secondaire	21.74		Poutre principale 30x45	43.28	
Condition	$ M_n + M_s \geq 1,25 (M_w + M_e)$					
	Vérifiée			Vérifiée		

Niveau 6		Sens x-x		Sens y-y		
Poteaux	Niveau 6	249.6	474.3	Niveau 6	246.08	463.85
	Niveau 7	224.7		Niveau 7	217.77	
poutres	Poutre secondaire	22.35	44.70	Poutre principale 30x45	107.38	150.66
	Poutre secondaire	22.35		Poutre principale 30x45	43.28	
condition	$ M_n + M_s \geq 1,25 (M_w + M_e)$					
	Vérifiée			Vérifiée		

Niveau 7		Sens x-x		Sens y-y		
Poteaux	Niveau 7	221.68	412.79	Niveau 6	214.70	377.36
	Niveau 8	191.11		Niveau 7	162.66	
poutres	Poutre secondaire	20.45	40.90	Poutre principale 30x45	102.2	144.5
	Poutre secondaire	20.45		Poutre principale 30x45	42.3	
condition	$ M_n + M_s \geq 1,25 (M_w + M_e)$					
	Vérifiée			Vérifiée		

D'après les résultats retrouvés dans le tableau III.18, on constate que la condition de résistance exigée par le règlement parasismique algérien (RPA99 /version 2003) :

$|M_n| + |M_s| \geq 1,25 (|M_w| + |M_e|)$ est vérifiée pour le portique étudié pour tous les niveaux.

La vérification de cette condition a été négligée pour les deux derniers niveaux, étant donné qu'elle est facultative pour les maisons individuelles et les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2 d'après le RPA99/version 2003.

III.3.Partie 3 :

III.3. 1. Comparaison de nos résultats aux résultats obtenus par des logiciels d'analyse des sections en béton armé :

Il existe plusieurs méthodes numériques qui permettent la construction des courbes d'interaction des sections en béton armé. Dans cette partie, il s'agit de comparer les résultats trouvés par l'application développée sous « Excel », afin de déterminer les moments résistants, et aussi pour s'assurer de l'exactitude de notre implémentation. Alors dans ce qui suit, on compare nos résultats à d'autres résultats obtenus par des logiciels d'analyse des sections en béton armé (« Socotec » et « ETABS »).

Les résultats pour les différentes sections de poutre sont mentionnés dans le tableau III.19

Tableau III. 19 : Calcul des moments résistant correspond aux poutres

Niveau	Poutre	Combinaison	Moment résistant par « Excel » [KN.m]	Moment résistant par « Socotec » [KN.m]
RDC	PP (30x60)	ELU	167.37	167.48
	PP (30x45)	ELU	78.98	80.39
	PS (30x35)	ACC	11.35	11.47
Niveau1	PP (30x60)	ELU	121.28	122.86
	PP (30x45)	ACC	51.61	52.43
	PS (30x35)	ACC	20.03	20.2
Niveau2	PP (30x45)	ACC	84.62	84.82
	PP (30x45)	ELU	40.62	41.19
	PS (30x35)	ACC	17.66	17.71
Niveau3	PP (30x45)	ACC	89.53	90.22
	PP (30x45)	ELU	40.8	41.19
	PS (30x35)	ACC	20.08	20.2
Niveau4	PP (30x45)	ACC	91.16	90.99
	PP (30x45)	ELU	40.28	41.19
	PS (30x35)	ACC	21.24	21.2
Niveau5	PP (30x45)	ACC	89.85	90.22
	PP (30x45)	ELU	39.89	41.19
	PS (30x35)	ACC	21.74	21.79
Niveau6	PP (30x45)	ACC	91.16	90.99
	PP (30x45)	ELU	39.89	40.19
	PS (30x35)	ACC	22.35	22.32
Niveau7	PP (30x45)	ACC	87.08	86.99
	PP (30x45)	ELU	39.46	41.19
	PS (30x35)	ACC	20.45	20.43

Le tableau III.19 représente une comparaison des résultats de calcul des moments résistants des différentes sections de poutres en utilisant le logiciel de calcul « Socotec » et l'application « EXCEL » qu'on a développée au cours de ce travail, à partir de ces résultats, on constate une concordance des valeurs des moments résistants. Ce que nous conduit à conclure que les résultats évalués à partir de notre implémentation est justes.

Vu que le logiciel « Socotec » ne considère pas la contribution de l'armature de montage à la résistance de la section, nos calculs aussi sont faites en admettant la même hypothèse et ce là pour vérifier l'exactitude de nos calcul.

Les résultats obtenus pour les différentes sections des poteaux sont mentionnés dans le tableau III.20.

Tableau III.20 : Moment résistant des poteaux considérés

Niveau	location	Sens	Effort normal [KN]	Moment résistant [KN.m]	Moment résistant par « Socotec » [KN.m]	Moment résistant par « ETABS » [KN.m]
RDC	3.74	x-x	2511.2	310.55	303.61	374.84
		y-y		386.47	377.91	487.52
Niveau1	0	x-x	2207.85	336.43	331.41	391.83
		y-y		416.37	413.44	502.35
	5.44	x-x	2158.28	341.91	335.6	391.67
		y-y		425.57	418.74	501.2
Niveau2	0	x-x	1875.87	292.58	297.09	337.14
		y-y		330.54	333.34	392.31
	3.74	x-x	1844.63	294.92	299.43	336.32
		y-y		332.47	335.85	391.65
Niveau3	0	x-x	1623.25	298.9	303.32	330.48
		y-y		336.33	338.88	386.97
	3.74	x-x	1592.01	297.33	303.92	329.65
		y-y		332.47	338.38	386.31
Niveau4	0	x-x	1374.76	287.83	296.55	317.81
		y-y		324.74	330.61	371.69
	3.74	x-x	1343.52	286.26	295.13	315.96
		y-y		322.81	328.86	369.43
Niveau5	0	x-x	1129.33	275.9	273.42	285.56
		y-y		275.28	273.9	307.21
	3.74	x-x	1100.93	274.25	271.63	283.29
		y-y		272.2	271.9	305.4
Niveau6	0	x-x	888.93	253.01	254.56	266.17
		y-y		246.53	252.94	289.36
	3.74	x-x	860.53	249.6	251.35	263.87
		y-y		243.08	249.85	286.16
Niveau7	0	x-x	651.46	224.7	227.67	246.98
		y-y		217.77	223.06	262.6
	3.74	x-x	623.06	221.68	223.86	244.69
		y-y		214.70	218.83	259.4
Niveau8	0	x-x	414.47	191.11	190.58	214.1
		y-y		162.66	162.71	205.1

Le tableau III.16 représente une comparaison des résultats de calcul des moments résistants des différentes sections de poteaux en utilisant trois logiciels de calcul l' « ETABS », « Socotec » et l'application « EXCEL » qu'on a développée au cours de ce travail, à partir de ces résultats, on constate que les moments résistants calculés à partir des courbes d'interaction sont très proches des moments déterminés par le « Socotec », voir il y'a une concordance entre les deux résultats, cependant les moments évalués à partir de l'« ETABS » sont un peu écartés des deux résultats précédents, ce qui peut être expliqué par la différence des codes de calcul utilisés.

En effet les résultats de « Socotec » sont calculés en admettant les hypothèses prescrites dans le règlement de calcul de béton armé aux états limites 'BAEL' ce qui est le cas pour notre étude, contrairement à l'ETABS où on a utilisé les hypothèses de l'Eurocode 2' étant donné qu'il n'existe pas le règlement 'BAEL' sur ce logiciel.

C'est pour cette raison, qu'il y a lieu d'utiliser pour le ferrailage des éléments de structure, soit le logiciel « Socotec » ou bien développer des feuilles « Excel » comme ce qui a été fait dans cette étude, pour pouvoir faire le ferrailage et les différentes vérifications suivant les règlements en vigueur.

III.3.2. Etablissement d'abaques pour des sections rectangulaires en béton armé :

Il s'agit d'établir des diagrammes d'interaction moment-effort normal, formant des abaques permettant un dimensionnement ou une vérification rapide des sections droites dont la forme et la distribution des armatures sont fixées à l'avance.

Divers paramètres peuvent influencer la résistance des sections en béton armé notamment la résistance des matériaux aciers et béton ainsi que le ferrailage de la section transversale.

On se propose dans ce qui suit de construire des abaques d'interaction en faisant varier deux paramètres essentiels, dans un premier lieu on fait varier la résistance caractéristique du béton en considérant des résistances allant de 20MPa à 60MPa avec un pas de 5 MPa

Le deuxième cas envisagé est la construction de ces abaques en considérant des pourcentages géométriques différents des armatures.

Et ce dans le but de montrer l'incidence de la variation de ces derniers sur l'allure des diagrammes d'interaction et permettre un dimensionnement ou une vérification rapide des sections.

III.3.2.1. Abaques d'interaction en fonction de la résistance du béton :

La figure (III.13) présente les résultats obtenus par la variation de la valeur de la résistance caractéristique du béton ; en considérant une section de dimensions 45x45 ferrillée symétriquement avec deux nappes d'armature de section identique ($A=A'=6.02\text{cm}^2$). l'enrobage est de 2.5 mm.

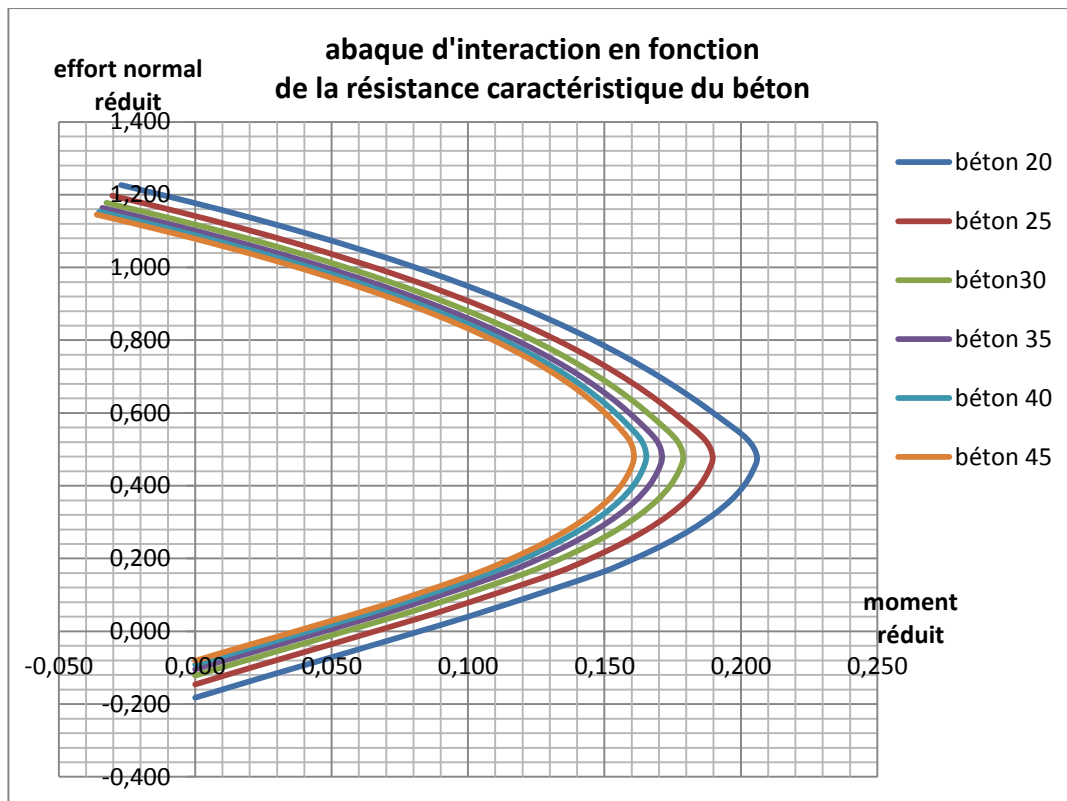


Figure III.13 : Abaque d'interaction en fonction de la résistance caractéristique du béton.

A partir de diagramme d'interaction développé, on peut clairement noter que la courbe de résistance caractéristique de 20MPa enveloppe les courbes de résistance plus élevée. L'augmentation de la résistance entraine une augmentation de la contrainte limite dans le béton ce qui engendre une diminution des efforts normaux réduits et par conséquent une diminution des moments réduits qui sont en fonction de ces derniers.

L'augmentation de la résistance du béton a un effet favorable sur la capacité portante des sections en béton armé.

III.3.2.2. Abaques d'interaction en fonction des pourcentages géométriques des armatures :

On considère la même section que le paragraphe précédent, mais cette fois-ci on opte pour une résistance de 25 MPa, et on fait varier la section d'armature à travers la modification des pourcentages géométriques des aciers en débutant avec une valeur de zéro jusqu'à la valeur 0.02 avec un pas de 0.001 pour chaque nappe. La figure (figure III.14) présente l'abaque d'interaction obtenue.

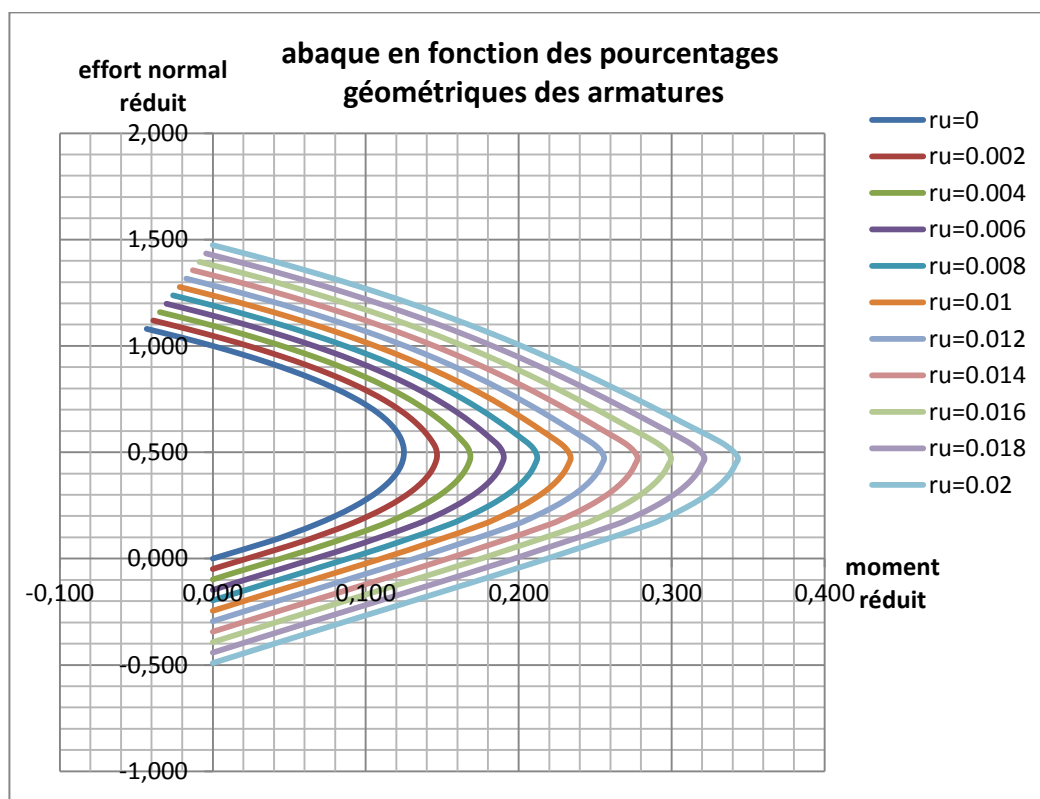


Figure III.14 : Abaque d'interaction en fonction de ferrailage.

Comme il a été vu précédemment, la courbe correspond au ferrailage maximum enveloppe les courbes de ferrailage inférieur. Chaque fois que le pourcentage des armatures augmente la courbe se déplace vers l'extérieur. La capacité portante de la section s'améliore en augmentant son ferrailage.

III.4.Conclusion :

Les résultats obtenus à partir des programmes développés au cours de ce travail nous ont permis de vérifier avec succès la condition de dimensionnement capacitaire préconisée par le règlement RPA99/version 2003.

La comparaison de nos résultats avec des résultats obtenus par les logiciels « ETABS » et « Socotec », nous permet d'affirmer que la méthode proposée donne des résultats très proches des résultats trouvés par ces logiciels dans le cas des sections rectangulaires sollicitées en flexion simple pour les poutres et en flexion composée (avec effort normal de compression) dans le cas des poteaux, ce qui confirme l'exactitude de notre implémentation et valide nos résultats.

L'utilisation de ce programme, nous a permis ainsi d'élaborer des abaques d'interaction, et cela en faisant varier deux paramètres essentiels, à savoir la résistance caractéristique du béton et le pourcentage géométrique des armatures. Ces abaques permettent de dimensionner ou de vérifier les sections rectangulaires en béton armé soumises à la flexion composée d'une manière facile et très rapide.

Conclusion générale

Conclusion générale :

L'objectif principal de ce travail est la vérification de la procédure de dimensionnement capacitaire établie par le code parasismique algérien (RPA99/Version 2003) pour des portiques des structures en béton armé, ainsi que le développement d'outils garantissant l'évaluation exacte des moments résistants dans les éléments structuraux (poteaux, poutres).

Les notions de dimensionnement capacitaire sont traduites dans le règlement parasismique Algérien (RPA99/Version 2003) à travers une recommandation sur le comportement des nœuds poutres-poteaux. En effet ce comportement doit aboutir à l'apparition des rotules plastiques au niveau des poutres avant la plastification des nœuds des poteaux, ce qui est traduit dans ledit règlement par la condition de dimensionnement des nœuds vis-à-vis des moments fléchissant et qui préconise de majorer les moments résistants développés dans les poteaux par un coefficient α qui est égal à 1.25 par rapport aux moments résistants développés dans les poutres. Et ce afin de garantir un comportement dissipatif dans les zones critiques pour éviter les mécanismes de rupture fragiles.

Afin de vérifier cet article, l'évaluation des moments résistants dans les poutres aussi bien que dans les poteaux a été faite à l'aide d'une implémentation sur « EXCEL » qu'on a développée dans le deuxième chapitre de cette présente étude, établi sur la base des équations d'équilibre des efforts internes des sections transversales y compris les efforts dus à la section d'armature. A travers cette évaluation des moments résistants, on a constaté que le domaine de sécurité des poteaux est décrit par une courbe appelée courbe d'interaction qui permet la vérification et le dimensionnement des sections soumises à la flexion composée.

De l'ensemble des résultats retrouvés dans ce travail, on peut tirer les conclusions suivantes :

- Le traitement de la flexion composée pour les éléments verticaux en béton armé graphiquement semble être la meilleure solution car il permet d'identifier aisément et clairement les zones permises des combinaisons N et M, et d'évaluer précisément les moments résistants des poteaux à partir de l'effort normal sollicitant.

Conclusion générale

- Ainsi que le calcul des moments résistants dans les poutres peut être effectué avec exactitude à travers l'utilisation de notre programmation sous « EXCEL » des sections en flexion simple.
- La comparaison des résultats de calcul des moments résistants des différentes sections et cela en utilisant trois logiciels de calcul différents l'« ETABS », « Socotec » et l'application « EXCEL » qu'on a développée au cours de ce travail, nous a permis de valider notre programmation. Où, on a constaté une bonne concordance entre nos résultats et ceux du programme « Socotec » qui utilise le même règlement appliqué dans nos calcul « BAEL91 », par contre on a observé un écart entre nos résultats et ceux trouvés à partir du logiciel « ETABS » étant donné qu'on ne peut utiliser que le règlement « Eurocode » dans ce dernier (le « BAEL » n'existe pas dans ce logiciel) pour effectuer les calculs.
- Le tracer des diagrammes d'interaction nous a permis d'établir des abaques de dimensionnement et de vérification des sections en fonction de différents paramètres (résistance caractéristique du béton, ainsi que le pourcentage géométriques des armatures).

Perspectives :

La présente étude pourrait être développée et complétée dans les directions suivantes en mettant l'accent sur :

- Le développement des diagrammes d'interaction en flexion composée des sections entièrement comprimées.
- Le développement des diagrammes d'interactions sous un chargement bi-axial (flexion déviée).
- Le développement des diagrammes d'interaction pour d'autres types de section (section circulaire, section en T, L,....etc) et pour des sections creuses (pile de pont).
- Le développement des diagrammes d'interaction à partir d'un calcul non linéaire (en tenant compte de la non linéarité matérielle).

Bibliographie

- [1] **GHANOUM W M.** Size effect on shear strength of reinforced concrete beams. Mémoire de master, école normale supérieure de Cachan, 1998.
- [2] **Règles BAEL 91 modifiées 99.** Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé, suivant la méthode des états limites. Edition EYROLLES, 2000.
- [3] **LEVERE C.** Méthode d'essai de traction directe du béton applicable à des matériaux divers. Annales ITBTP n° 187-188, Juillet-Aout 1963, p691-696.
- [4] **L'HERMITE R.** Influence de la dimension absolue sur la résistance à la flexion, Annales ITBTP n°309-310, 1973, pp39-41
- [5] **KADLECEV V. , SPETLA Z.** Effort of size and shape of test specimens on the direct tensile strength of concrete. Bulletin RILEM n°36, 1967, p175-184.
- [6] **MAZARS J.** Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non - linéaire et à la rupture du béton de structure. Thèse de docteur d'état, université Pierre et Marie Curie (Paris VI), France, 1984.
- [7] **PETERSON P E.** Crack growth and development of fracture zones in plain concrete and similar materials, Report TVBM -1006, Lund institute of Technology, Sweden, 1981.
- [8] **SARGIN M.** Stress-strain relationships for concrete and analysis on the structural concrete section: S.M study n°4, solid Mechanics Division. University of Waterloo.
- [9] **GRELAT A.** Analyse non linéaire des ossatures hyperstatiques en béton armé, Thèse de docteur ingénieur, université de Paris VI, 1978.
- [10] **TERRIEN M.** Emission acoustique et comportement mécanique post critique d'un béton sollicité en traction, II Bulletin de liaison des ponts et chaussées n° 106, 1980, p38.
- [11] **Règlement Parasismique Algérien RPA 99/version 2003** (2003) Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Algérie.
- [12] **Eurocode 8 (2004) Design for Earthquake Resistance, Part 1 :** General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings, European standard EN 1998-1. European committee for standardization (CEN), Brussels.
- [13] **Renaud .H , Lamrault J.** : Précis de calcul béton armé (application). © Bordas, Paris, Dunod, 1989.
- [14] **BARAKA A.** : béton armé I TEC185. Bechar : centre universitaire de Bechar, 2005-2006, 104p.
- [15] **DAVIDOVICI V.** : formulaire du béton armé 1. 2ème édition. Paris : Edition le Moniteur, 1996.

Bibliographie

[16] **Document Technique réglementaire DTR B.C 2.2** « charges permanentes et charges d'exploitation ».CGS, Alger.

[17] **BENYAHIK**. Etude d'une tour (R+12)avec recherche de la position optimale desvoiles .Mémoire de fin d'étude professionnel.Tizi Ouzou : université de Mouloud Mammeri de TiziOuzou,2010, 231p.

[18] **BENYAH K**.Couplage mécano-fiabiliste appliqué au calcul non linéaire des structures. Thèse de magister. Tizi Ouzou : université de Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou, 2013, 160p.