



République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique

Université Hassiba Ben Bouali de Chlef

Faculté de Sciences et Sciences de l'Ingénieur
Département de Génie Civil

SOUTENANCE DE MEMOIRE DE MAGISTER

Spécialité : Génie Civil

Option : Matériaux et structures

Présenté par

Mr. HENNI CHEBRA ZOUBIR

Thème

**Etude de la stabilité des poteaux en béton armé des
constructions auto stables dimensionnées selon le
règlement parasismique Algérien (RPA-99- version 2003)**

Soutenu Publiquement le : 08-03-2012

Devant les membres de jury:

Mr LAMRI Belkacem	Maître de Conférences "A" (U.H.B.B – Chlef)	Président
Mr KASSOUL Amar	Maître de Conférences "A" (UHBB – Chlef)	Rapporteur
Mr BOUGARA Abdelkader	Maître de Conférences "A" (U.H.B.B – Chlef)	Examineur
Mr OUAZIR Abderahmane	Maître de Conférences "B" (U.B.B – Mostaganem)	Examineur
Mr AIT ATHMANE Hacem	Maître de Conférences / "B" (U.H.B.B – Chlef)	Examineur
Mr RICHA Brahim	Docteur directeur du CTC Ain Defla	Invité

REMERCIEMENTS

Je tiens tout d'abord à remercier et en premier lieu **ALLAH**, le **Tout Puissant et Miséricordieux** qui m'a donné la force, la volonté et le courage pour mener à bonne fin ce travail.

Je remercie **mes très chers parents** pour toute l'aide et le soutien qu'ils m'ont offerts tout au long de mes études.

J'adresse mes vifs remerciements à toutes celles et à tous ceux qui m'ont apportés leur aide pour la réalisation de cette étude, et à toutes celles et à tous ceux qui m'ont encouragé tout au long de mon travail de près ou de loin.

Mes remerciements les plus particuliers vont tout d'abord:
A mon directeur de mémoire **Dr A. KASSOUC** – Maître de Conférences à l'université de Hassiba Benbouali de Chlef, pour sa patience et son effort dans l'élaboration de ce travail.

Je tiens à remercier monsieur **B. LAMRI**, Maître de Conférences à l'université de Hassiba Benbouali de Chlef, d'avoir accepté de présider ce jury, ainsi que monsieur **A. OUAZIR**, Maître de Conférences à l'université de de Mostaganem, et monsieur **A. BOUGARA**, Maître de Conférences à l'université de Hassiba Benbouali de Chlef, à monsieur **H. AIT ATHMANE**, Maître de Conférences à l'université de Hassiba Benbouali de Chlef, d'avoir accepté d'examiner ce travail, et à notre invité monsieur **B. RICHA**, docteur directeur du CTC Ain Defla.

Mes remerciements vont également au Chef de département du génie civil **B. BOULEKBECHÉ** et aux collègues étudiants en post graduation: **YOUCIFI**, **TAMAHLoulTE**, **Kahli**, **ADJoudJ** et **ARABAT**.

J'exprime ma profonde gratitude à **M. GUIDOUNE** pour son précieux aide.
Je tiens enfin à exprimer mes remerciements à **BENABDELMALEK Nadja** pour ses encouragements.

Je saisi cette occasion pour dire à toute personne du Département de Génie Civil, de trouver ici l'expression de ma profonde gratitude pour tout signe ou parole d'encouragement qui m'a été adressé et qui m'a permis de fournir l'effort nécessaire pour terminer ce travail.

Résumé

L'impact essentiel des codes de conception des structures, est d'assurer de n'importe quel moyen les stabilités locale des éléments structuraux et globale de la structure entière, par l'exigence de certaines recommandations réglementaires et des dispositions constructives assez spéciales. La conception générale des structures suppose la détermination des forces d'équilibre interne (moments, efforts normales, cisaillements, etc.) de la structure, sous charge donnée et la confirmation que la structure, sous ces conditions, est stable. Donc, il est fondamental d'être sûr qu'une structure, légèrement écartée de sa position d'équilibre par des forces, des imperfections géométriques, des contraintes résiduelles, aura tendance à revenir à sa position initiale dès la suppression de la perturbation.

Cette caractéristique requise de stabilité élastique est devenue de notre jour de plus en plus critique avec l'utilisation croissant du béton armé et les aciers à haute résistance dans la construction des structures élancées.

L'objectif de travail vise en premier lieu, la maîtrise de la théorie et les méthodes de la stabilité de forme des structures en béton armé, avec leur apparition dans les codes de conception des structures en béton armé. En second lieu, il traite la mise en évidence de la stabilité de forme d'un ensemble de structure en béton armé contreventé par des portiques auto stables avec nœuds déplaçables. Ces structures sont dimensionnées selon le règlement parasismique Algérien RPA99/V2003 et le code de béton Algérien CBA93.

Mots clés : Poteau, stabilité de forme, flambement, élancement, charge critique, nœuds déplaçables, structures auto stable, béton armé, courbe d'interaction.

Abstract

The essential impact of structural design codes, is to ensure any means the local stability of structural elements and overall the entire structure, by the requirement of some regulatory recommendations and constructive rather special provisions. The overall design of structures requires the determination of the internal balance of forces (moments, axial force, shear, etc.). Of the structure under given load and confirmation that the structure under these conditions is stable. So it is essential to be sure that a structure, slightly away from its equilibrium position by forces, geometric imperfections, residual stresses will tend to return to its original position upon removal of the disturbance.

This feature required of elastic stability of our day has become increasingly critical with the increasing use of reinforced concrete and high strength steels in the construction of slender structures.

The aim of work is first, the mastery of the theory and methods of the form stability of reinforced concrete structures, with their appearance in the design codes of concrete structures. Second, it deals with the identification of the stability of a set of reinforced concrete structure braced by gantry self stable with sway nodes. These structures are designed according to the Algerian seismic regulations and code RPA99/V2003 and CBA93.

Key words: Column, stability, buckling, slenderness, critical load, sway frame, structure braced by gantry self stable, reinforced concrete, interaction curve.

ملخص

الأثر الأساسي من رموز التصميم الهيكلي ، هو التأكد من أي وسيلة للاستقرار المحلي من العناصر الهيكلية الشاملة والهيكل بأكمله، التصميم الشامل للهياكل يتطلب تحديد التوازن الداخلي. من خلال اشتراط بعض التوصيات التنظيمية والأحكام الخاصة ببناء نوعا ما ولذلك. الهيكل تحت حمولة معينة ، وتأكيد أن هيكل في ظل هذه الظروف غير المستقرة. (لحظات، وقوة محورية، القص، الخ) للقوات فمن الضروري التأكد من أن هيكل، بعيدا بعض الشيء عن موقف التوازن من جانب القوات، وعيوب هندسية، وتؤكد المتبقية سوف تميل إلى العودة إلى موقعها الأصلي على إزالة الاضطراب

وقد أصبحت هذه الميزة المطلوبة الاستقرار مرونة في أيامنا الحاسمة على نحو متزايد مع تزايد استخدام الخرسانة والفولاذ عالي القوة في بناء هياكل نحيلة

الهدف من العمل هو الأول ، التمكن من نظرية وأساليب استقرار شكل هياكل الخرسانة المسلحة، مع ظهورها في رموز تصميم الثاني ، انها تتعامل مع التعرف على استقرار مجموعة من هيكل الخرسانة المسلحة التي استعدت مستقر النفس. المنشآت الخرسانية جسرية مع العقد المنقولة وقد صممت هذه الهياكل حسب لوائح الزلزالي الجزائرية ورمز ملموسة CBA93 RPA99/V2003 الجزائرية

TABLE DES MATIERES

Remerciements.....	I
Résumé.....	III
Table des matières.....	V
Liste des figures.....	X
Liste des tableaux.....	XIV
Liste des symboles.....	XV

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE.....	2
----------------------------	---

CHAPITRE 1

NOTIONS DE BASE SUR LA STABILITE DES CONSTRUCTIONS

1.2. DEFINITIONS	5
1.1. INTRODUCTION	5
1.3. ELANCEMENT	7
1.3.1. Élancement mécanique	7
1.3.2. Élancement normalisé	7
1.3.4. Influence de l'élancement sur le mode de rupture des poteaux	9
1.4. FLAMBEMENT DES POTEaux EN BETON ARME	9
1.4.1. Description du phénomène	9
1.4.2. Expérience	10
1.4.3. Longueur de flambement	11
1.5. CHARGE CRITIQUE	12
1.5.1. Effort critique de flambement	12

1.5.2. Charge critique d'Euler P_C	14
1.5.3. Contrainte critique d'Euler	16
1.6. CONCLUSION	17

CHAPITRE 2

IMPORTANCE DE L'ETUDE DE LA STABILITE DANS LA CONCEPTION DES POTEAUX EN BETON ARME

2.1. INTRODUCTION	19
2.2. NOTIONS SUR LES POTEAUX EN BETON ARME DANS LES BATIMENTS	19
2.3. PATHOLOGIE DES POTEAUX ENDOMMAGES PAR LES SEISMES	21
2.3.1. Poteaux fragiles	21
2.3.2. Poteaux courts	23
2.4. VISION DE QUELQUES CODES CONCERNANT LA STABILITE DE FORME	26
2.4.1. Vision du Code ACI 318-08	26
2.4.2. Vision de l'Eurocode 2 (EN 1992-1-1, 2004)	27
2.4.2.1. Méthode générale	27
2.4.2.2. Méthodes simplifiées	27
2.4.3. Vision des Règles Parasismiques Algériennes (RPA-99 / Version 2003)	28
2.4.4. La norme britannique BS 5400	28
2.4.5. La norme américaine AISC – LRFD de l'American Institute of Steel Construction	29
2.4.6. Le code Canadien CSA S161	30
2.4.7. La norme japonaise AIJLSD -90	30
2.5. CONCLUSIONS	30

CHAPITRE 3

APPROCHES ET TRAVAUX SUR LA STABILITE

3.1. INTRODUCTION	33
3.2. APPROCHES UTILISEES DANS L'ETUDE DE LA STABILITE	33
3.2.1. Méthode de faessel	33
3.2.2. Méthode de Robinson et Fouré	36
3.2.3. Méthodes dites simplifiées	41
3.2.4. Méthode du 2ème ordre des différences finies (CEB)	45
3.2.4.1. Principe de la méthode	45
3.2.4.2. Descriptif de la méthode	46
3.2.4.3. Principe de l'arrêt des calculs	49
3.2.5. Méthode proposée par Bažant	50
3.2.5.1. Description de la méthode	51
3.2.5.2. Présentation de la méthode avec prise en charge du phénomène de Déchargement	54
3.3. TRAVAUX SUR LA STABILITE	55
3.3.1. Effet du béton tendu sur la capacité portante	55
3.3.2. Effet du déchargement des fibres sur la capacité Portante	57
3.3.2.1. Localisation des fibres subissant le déchargement	58
3.3.2.2. Localisation du point correspondant à la capacité portante d'une colonne dans le plan N-M	59
3.3.2.2.1. Diverses définitions de la courbe d'interaction	59
3.3.2.3. Localisation dans le plan N-M de la capacité portante	61
3.3.3. Evaluation de méthodes simplifiées pour déterminer la capacité portante	69
3.3.3.1. Première méthode simplifiée dite « Courbure »	69
3.3.3.2. Résultats et analyses	71
3.3.3.3. Conclusions	73
3.4. CONCLUSION	73

CHAPITRE 4

APPROCHE D'ESTIMATION DE LA STABILITE DES POTEAUX DES BATIMENTS EN BETON ARME

4.1. INTRODUCTION	75
4.2. LOIS DE COMPORTEMENT SELON LE CODE CBA 93	75
4.2.1. Loi de comportement de béton	75
4.2.2. Loi de comportement de l'acier	76
4.3. COMPORTEMENT DES POTEAUX EN FLEXION COMPOSEE	77
4.3.1. Notion sur la flexion des poteaux	77
4.3.2. Sollicitations	78
4.3.3. Les excentricités	79
4.3.4. Conditions	80
4.3.5.1. Les équations d'équilibres de bases	81
4.3.6.2. Dispositions constructives du règlement parasismique Algérien (RPA 99/v 2003)	82
4.4. DIAGRAMME D'INTERACTION	83
4.4.1. Méthode d'esquisse	83
4.4.2. Modes de ruptures	83
4.4.2.1. Rupture par traction $\epsilon_s > \epsilon_{su}$	84
4.4.2.2. Rupture équilibrée $\epsilon_s = \epsilon_{su}$	84
4.4.2.3. Rupture par écrasement du béton	85
4.4.2.4. Zones de stabilité	85
4.5. DEVELOPEMENT DE LA METHODE DE STABILITE SELON L'ACI 318-08	86
4.5.1. Caractéristiques géométriques	86
4.5.1.1. Rigidités des sections	87
4.5.1.2. Rayon de giration	87
4.5.1.3. Longueurs libres et utiles des éléments comprimés	88
4.5.1.4. L'élancement	89
4.5.2. Critères d'application de la méthode	89
4.5.2.1 Critère d'un portique à nœuds déplaçables	89

4.5.2.2. Conditions aux limites d'application de la méthode	90
4.5.2.3. Amplification du moment du premier ordre	90
4.5.5.4. Condition de stabilité	91
4.5.5.5. Résumé des étapes de la méthode d'analyse de la stabilité	91
4.5.6. L'organigramme de la méthode	95
4.6. Conclusion	101

CHAPITRE 5

ANALYSE ET DISCUSSION DE LA STABILITE DES POTEAUX DES STRUCTURES A NŒUDS DEPLAÇABLES

5.1. INTRODUCTION	103
5.2. IDENTIFICATION DES BATIMENTS ETUDIES	103
5.3. ANALYSE DE L'EFFET DE LA CHARGE CRITIQUE SUR LA STABILITE	111
5.4. ANALYSE DE L'EVOLUTION DE L'ELANCEMENT DES POTEAUX	114
5.5. ANALYSE ET DISCUSSION DE LA STABILITE DES POTEAUX DES STRUCTURES IDENTIFIEES	118
5.5.1. Structure BN1	118
5.5.2. Structure BN2	120
5.5.3. Structure BN3	123
5.5.4. Structure BN4	127
5.5.5. Structure BN5	132
5.7. CONCLUSION	139

CONCLUSIONS GENERALES ET RECOMMANDATIONS

Conclusion générale	141
---------------------------	-----

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Références bibliographiques	144
-----------------------------------	-----

Liste des figures

Figure 1.1 : <i>Différent cas d'équilibre d'un corps solide</i>	6
Figure 1.2 : <i>Rupture du poteau en fonction de l'élanement</i>	9
Figure 1.3: <i>Schéma descriptif du phénomène</i>	10
Figure 1.4: <i>Flambement d'un poteau en béton armé</i>	11
Figure.1.5 : <i>Poteau encastré-libre</i>	11
Figure.1.6 : <i>Poteau bi articulé</i>	11
Figure 1.7: <i>Poteau encastré articulé</i>	12
Figure 1.8: <i>Poteau bi-articulé</i>	13
Figure 1.9: <i>l'influence des déformations sur l'équilibre statique</i>	14
Figure 1.10: <i>Les différentes formes géométriques des sections de poteaux</i>	15
Figure 2.1: <i>Exemple de poteaux élancés dans une structure (Bâtiment situé au sud Hay Chorfa – Chlef)</i>	20
Figure 2.2: <i>Domage du poteau due à un effort axial de compression très élevé et à un moment fléchissant cyclique avec un faible effort de cisaillement</i>	21
Figure 2.3: <i>Pathologie des poteaux endommagés par le séisme de Boumerdes (rupture fragile)</i>	22
Figure 2.4 : <i>Domage du poteau dû à un effort axial de compression très élevé et effort de cisaillement élevé</i>	23
Figure 2.5 : <i>Pathologie des poteaux endommagés par le séisme de Boumerdes (poteau court)</i>	24
Figure 2.6 : <i>Effondrement des poteaux courts par cisaillement de ce parking (Northridge, Californie, 1994)</i>	25
Figure 2.7 : <i>Effondrement des poteaux d'un Hôpital par l'instabilité de forme (flambement) (Northridge, Californie, 1994)</i>	25
Figure 2.8 : <i>Le poteau élancé du RDC est effondré par l'instabilité de forme, par contre, le poteau court du 1^{er} étage est effondré par cisaillement</i>	26
Figure 2.9 : <i>Forme de la courbe d'interaction, M–N, pour un poteau complètement enrobé en béton</i>	29
Figure 3.1 : <i>Diagramme contrainte – déformation du béton (coef. fluage $\beta = 2$)</i>	34
Figure 3.2 : <i>Détermination de l'état de contraintes dans la section médiane</i>	36

Figure 3.3: Moments d'extrémité pour le cas des poteaux de portiques articulés ou encastrés aux extrémités	37
Figure 3.4: Détermination de la déformé	37
Figure 3.5: Différents cas de position du sommet	39
Figure 3.6: Courbe de déformé et détermination des rapports d'excentricités	39
Figure 3.7: La droite de la méthode de P.Faessel	41
Figure 3.8: Courbe des limites de l'équilibre stable et instable	41
Figure 3.9: Schéma de la méthode des différences finies du CEB	45
Figure 3.10 : Sollicitations extérieures	46
Figure 3.11: Courbe moment-courbure	47
Figure 3.12 : Recherche de $y_{k,\alpha,l}$	47
Figure 3.13 : Recherche de la pente $y'_{k,\alpha,n-l}$	48
Figure 3.14 : La flèche $y_{k,l,N=0}$	49
Figure 3.15 : Représentation du type de moment maximum	50
Figure 3.16 : Etat initial	51
Figure 3.17 : Etat itératif	52
Figure 3.18 : Premier cas	53
Figure 3.19 : Second cas	53
Figure 3.20 : Illustration du déchargement	54
Figure 3.21 : Représentation de la loi σ - ε pour le béton tendu ($f_c = 90\text{N/mm}^2$)	56
Figure 3.22 : Représentation de différents chemins de déchargement (pointillés)	57
Figure 3.23 : Zone B, lieu influençant la capacité portante en déchargement	58
Figure 3.24 : Construction des points de la courbe d'interaction	60
Figure 3.25 : Diagrammes d'interaction réduits, $f_c=90\text{N/mm}^2$	60
Figure 3.26 : Courbes d'interaction modifiées, $f_c=90\text{N/mm}^2$	60
Figure 3.27 : Position des maxima sur les trajectoires (Colonnes de 250x250mm $f_c=70\text{N/mm}^2$, $e=21\text{mm}$).....	62
Figure 3.28 : Courbe « force – Raccourcissement de la colonne » B-1/36-O (Hauteur 4380mm, 180x180mm, $e=5\text{mm}$)	64
Figure 3.29 : Rotation de l'extrémité de la colonne; raccourcissement = Δx	66

Figure 3.30: Courbes « Raccourcissement - flèche » B-1/36-O (Hauteur 4380mm, 180x180mm, $e=5\text{mm}$)	67
Figure 3.31 : Courbes « Force – raccourcissement » B-1/36-O (Hauteur 4380mm, 180x180mm, $e=5\text{mm}$)	67
Figure 3.32 : Courbes « Force – raccourcissement de la colonne » A-1/18-O (Hauteur 3780mm, 180x180mm, $e=10\text{mm}$)	68
Figure 3.33 : Courbes « Raccourcissement de la colonne - flèche » A-1/18-O (Hauteur 3780mm, 180x180mm, $e=10\text{mm}$)	69
Figure 3.34 : Courbes d'interaction avec une trajectoire de colonne et la courbe obtenue par la méthode simplifiée de la courbure	70
Figure 3.35 : Analyse de la méthode simplifiée de la courbure	71
Figure 3.36 : Analyse de la résistance du béton sur les colonnes de hauteur $L = 4780\text{ mm}$	73
Figure 4.1 : Diagramme contrainte – déformation du béton pour le CBA93	75
Figure 4.2 : Diagramme contrainte – déformation de l'acier pour le CBA93	76
Figure 4.3: Poteau d'une structure	77
Figure 4.4 : Poteau soumis à la flexion composée	78
Figure 4.5 : Schémas de flexion composée cas d'une section partiellement comprimée	80
Figure 4.6 : Schémas de flexion composée cas d'une section entièrement comprimée	81
Figure 4.7 : Diagramme d'interaction avec les modes de rupture	85
Figure 4.8 : Diagramme d'interaction avec les zones de stabilité	86
Figure 4.9 : Structure rigide (Nœuds déplaçables)	88
Figure 4.10 : Conditions aux limites d'application de la méthode	90
Figure 5.1 : Les plans et les coupes nécessaires du bâtiment ($N=1$) (BN1)	104
Figure 5.2 : Les plans et les coupes nécessaires du bâtiment ($N=2$) (BN2)	106
Figure 5.3 : Les plans et les coupes nécessaires du bâtiment ($N=3$) (BN3)	107
Figure 5.4 : Les plans et les coupes nécessaires du bâtiment ($N=4$) (BN4)	109
Figure 5.5 : Les plans et les coupes nécessaires du bâtiment ($N=6$) (BN5)	110
Figure 5.6 : Comparaison entre l'effort normal (P_u) et la charge critique d'Euler (P_c) du poteau D3 du bâtiment (BN5)	112
Figure 5.7 : Comparaison entre l'effort normal (P_u) et la charge critique d'Euler (P_c) du poteau D3 du bâtiment (BN4) ($N=4$)	113

Figure 5. 8 : Comparaison entre l'effort normal (P_u) et la charge critique d'Euler (P_c) du poteau D2 du bâtiment (BN3) ($N=3$)	113
Figure 5. 9 : Comparaison entre l'effort normal (P_u) et la charge critique d'Euler (P_c) du poteau B3 du bâtiment (BN2) ($N=2$)	114
Figure 5.10 : Comparaison entre l'effort normal (P_u) et la charge critique d'Euler (P_c) du poteau C3 du bâtiment (BN1) ($N=1$)	114
Figure 5.11 : L'évolution de l'élançement du poteau D3 du bâtiment (BN5) ($N=6$) de chaque étage par rapport à l'élançement limite (normalisé)	115
Figure 5.12 : L'évolution de l'élançement du poteau D3 du bâtiment (BN4) ($N=4$) de chaque étage par rapport à l'élançement limite (normalisé)	116
Figure 5.13 : L'évolution de l'élançement du poteau D2 du bâtiment (BN3) ($N=3$) de chaque étage par rapport à l'élançement limite (normalisé)	117
Figure 5.14: L'évolution de l'élançement du poteau C3 du bâtiment (BN1) ($N=2$) de chaque étage par rapport à l'élançement limite (normalisé)	117
Figure 5.15 : L'évolution de l'élançement du poteau B3 du bâtiment (BN2) ($N=1$) de chaque étage par rapport à l'élançement limite (normalisé)	118
Figure 5.16 : Etat de stabilité du poteau B3 de la structure STR1 ($n = 1$) pour les cas durable et accidentel.	120
Figure 5.17: Etat de stabilité du poteau C2 du bâtiment (BN2) ($n = 2$) pour les cas durable et accidentel	122
Figure 5.18 : Etat de stabilité du poteau D2 de la structure BN3 ($n = 3$) pour les cas durable et accidentel	126
Figure 5.19 : Etat de stabilité du poteau D3 de la structure BN4 ($n = 4$) pour les cas durable et accidentel	131
Figure 5.20 : Etat de stabilité du poteau D3 de la structure NB5 ($n = 6$) pour les cas durable et accidentel	138

Liste des tableaux

Tableau 1.1 : <i>L'élanement normalisé λ_n dans quelques codes</i>	8
Tableau 1.2 : <i>Longueur de flambement l_f en fonction des liaisons aux appuis</i>	12
Tableau 1.3 : <i>Charges critiques selon les liaisons d'extrémités des poteaux</i>	16
Tableau 3.1 : <i>Différentes valeurs du rapport $\frac{e_1}{e_2}$</i>	40
Tableau 4.1 : <i>Rigidités des sections d'après ACI</i>	87
Tableau 4.2 : <i>Rayon de giration pour des sections de formes de base</i>	87
Tableau 5.1 : <i>Les données géométriques des éléments du bâtiment (N=1) (BN1)</i>	105
Tableau 5.2 : <i>Les données géométriques des éléments du bâtiment (N=2) (BN2)</i>	106
Tableau 5.3 : <i>Les données géométriques des éléments du bâtiment (N=3) (BN3)</i>	107
Tableau 5.4 : <i>Les données géométriques des éléments du bâtiment (N=4) (BN4)</i>	109
Tableau 5.5 : <i>Les données géométriques des éléments du bâtiment (N=6) (BN5)</i>	111
Tableau 5.6 : <i>Etat de stabilité de chaque niveau du bâtiment (BN3)</i>	123
Tableau 5.7 : <i>Etat de stabilité de chaque niveau de la structure (NB4) n = 4</i>	127
Tableau 5.8 : <i>Etat de stabilité de chaque niveau de la structure (NB5) n = 6</i>	132

Liste des symboles

A_c	Surface de la section du béton
A_g	Section brute du béton
A_s	Surface totale des armatures
EI	Rigidité en flexion
E_c	Module d'élasticité du béton
E_s	Module d'élasticité de l'acier
e_a	Excentricité accidentelle
e_{tot}	Excentricité totale
e_1	Excentricité du premier ordre
e_2	Excentricité du second ordre
f_{bc}	Résistance caractéristique en compression du béton, mesurée sur cylindre
f_{c28}	Résistance à la compression du béton à 28 jours
f_e	Limite d'élasticité des armatures
I_g	Moment d'inertie de la section transversale du béton
I_s	Moment d'inertie de l'acier
k	Coefficient dépend de l'état de liaison des extrémités du poteau
l_e	Longueur efficace (utile)
l_u	Longueur libre du poteau
M	Moment fléchissant
M_c	Moment amplifié
P	Effort normal
P_c	Charge critique
P_u	Charge ultime
Q	Indice de stabilité pour un portique
r	Rayon de giration
λ	Élancement géométrique
λ_n	Élancement normalisé
ζ_c	Contrainte critique du béton
ζ'_s	Contrainte des armatures comprimées

ζ_s	Contrainte des armatures tendues
ε'_s	Déformation des armatures comprimées
ε_s	Déformation des armatures tendues
ε_{bu}	Déformation ultime du béton
ε_{su}	Déformation ultime des armatures
ρ	Pourcentage des armatures
δ_{ns}	Facteur d'amplification du moment du portique à nœuds fixes
i	Rayon de giration

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION

L'impact essentiel des codes de conception des structures [1], [2] est d'assurer de n'importe quel moyen les stabilités locale des éléments structuraux et globale de la structure entière, par l'exigence de certaines recommandations réglementaires et des dispositions constructives assez spéciales. La conception générale des structures suppose la détermination des forces d'équilibre interne (moments, efforts normales, cisaillements, etc.) de la structure, sous charge donnée et la confirmation que la structure, sous ces conditions, est stable. Donc, il est fondamental d'être sûr qu'une structure, légèrement écartée de sa position d'équilibre par des forces, des imperfections géométriques, des contraintes résiduelles, aura tendance à revenir à sa position initiale dès la suppression de la perturbation ; cette caractéristique requise de stabilité élastique est devenue de nos jours de plus en plus critique avec l'utilisation croissant du béton armé et les aciers à haute résistance dans la construction des structures élancées [3].

Auparavant jusqu'aux années soixante, les normes présentaient des règles de dimensionnement et de vérification se fondant sur le concept de contrainte admissible. Les contraintes étaient alors calculées aux sections les plus sollicitées et le dimensionnement était jugé satisfaisant dès que les dites contraintes étaient inférieures à une valeur admissible prédéterminée. Cette technique est largement critiquée, car elle postule un comportement élastique linéaire fragile des matériaux constitutifs de la structure. En effet, la plupart des matériaux présentent un comportement ductile qui peut être exploité avant que la structure n'atteigne son maximum de capacité portante. De plus, plusieurs matériaux, et en particulier le béton, présentent un comportement non linéaire en phase élastique [4]. La considération du comportement non linéaire des matériaux ou/et de leur phase plastique conduit à une approche plus réaliste que le calcul en contrainte admissible, et permet généralement un dimensionnement plus fiable et plus économique des structures. Parmi les matériaux couramment utilisés dans la construction, le béton armé est un de ceux dont le comportement est le plus complexe. Par ailleurs, en plus du comportement unilatéral et de la non-linéarité matérielle du béton un autre type de non-linéarité est à considérer dans le dimensionnement au flambement des structures élancées en béton armé : la non-linéarité géométrique due aux grands déplacements. En effet ces derniers engendrent des effets du second ordre qui se traduisent par l'apparition de flèches importantes générant des moments de flexion préjudiciables pour la stabilité des structures [4].

Aujourd'hui, on définit les bâtiments en deux grandes classes qui sont les bâtiments à nœuds fixes et à nœuds déplaçables, contreventés ou non. Les structures à nœuds fixes,

contreventées où les forces horizontales n'induisent pas de déplacement des nœuds, ce qui confère aux nœuds le caractère non déplaçable. Dans ce cas, les poteaux sont traités comme s'ils étaient isolés. Ce type de structure a fait l'objet d'une étude explicite ultérieurement [5], [5], où plusieurs conclusions ont été exhortées pour les praticiens de conception des structures. Ce travail va faire la suite de cette étude, par la considération des nœuds déplaçables dans les bâtiments en béton armé. Dans ce type de structure, le déplacement des nœuds induit des efforts supplémentaires dans la structure, et donc une étude complète doit être envisagée. En effet, l'objectif de travail vise en premier lieu, la maîtrise de la théorie et les méthodes de la stabilité de forme des structures en béton armé, avec leur apparition dans les codes de conception des structures en béton armé. En second lieu, il traite la mise en évidence de la stabilité de forme d'un ensemble de structure en béton armé contreventé par des portiques auto stables avec nœuds déplaçables. Ces structures sont dimensionnées selon le règlement parasismique Algérien RPA99/V2003 [1] et le code de béton Algérien CBA93 [6].

Pour la réalisation de ces objectives, ce mémoire est organisé en cinq chapitres liés entre eux. Le premier chapitre donne des notions de base sur la stabilité des constructions, où les définitions, les Formes d'équilibre élastique stable et instable, l'élançement, le flambement etc. seront largement clarifiés. Le deuxième chapitre, montre l'importance de l'étude de la stabilité de forme dans la conception des poteaux en béton armé par des exemples de construction moderne en Algérie, et la pathologie d'endommagement des poteaux durant les secousses sismiques. En fin de ce chapitre, on présente la vision de quelques codes concernant la stabilité de forme. Le chapitre trois sera consacré pour les différentes approches qui traitent le problème de la stabilité des poteaux et quelques travaux récents sur la stabilité des éléments structuraux en béton armé. Dans le chapitre quatre on développe la méthodologie où l'approche de la stabilité utilisé dans l'analyse des structures auto stables considérées dans le mémoire. Dans ce contexte, les étapes de la méthode d'amplification du moment du premier ordre, pour les nœuds déplaçables, préconisé par le code Américain ACI 318-08[7] sera largement expliquée. Le dernier chapitre, sera réservé à l'analyse et la discussion de la stabilité des poteaux des structures à nœuds déplaçables de cinq bâtiments contreventés par portiques auto stables (a nœuds déplaçables). En fin du mémoire, des conclusions et des recommandations concernant la stabilité des poteaux des structures à nœuds déplaçables, dimensionnées par les codes Algérien en vigueur seront exhortés.

CHAPITRE 1:NOTIONS DE BASE SUR LA STABILITE DES CONSTRUCTIONS

1.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre on va clarifier les notions de base de la stabilité des constructions. D'abord, on commence par la définition de la stabilité qui sera illustrée par des exemples sur les formes d'équilibre élastique stable et instable. Ensuite, on essaye de donner les différentes expressions explicitant de l'élançement, le flambement et la Charge et la contrainte critique d'Euler. Enfin, on expose la notion du Flambement des poteaux en béton armée.

1.2. DEFINITIONS

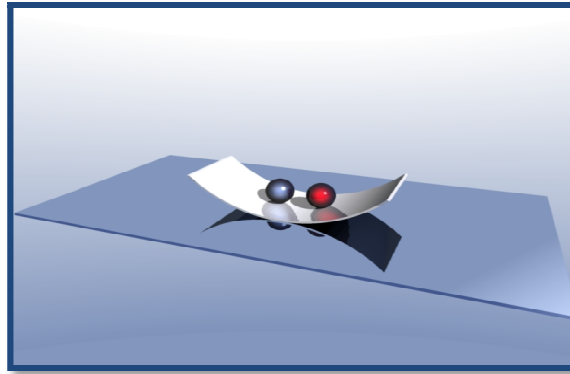
D'une manière générale, on peut définir la stabilité comme la capacité d'un système physique à revenir à l'équilibre lorsqu'il est perturbé légèrement.

Pour un système mécanique, on peut adopter la définition donnée par Dirichlet : « L'équilibre d'un système mécanique est stable si, lorsque l'on déplace les points du système de leur position d'équilibre d'une quantité infinitésimale et en leur donnant à chacun d'eux une faible vitesse initiale, les déplacements des différents points du système restent, pendant le déplacement, contenus dans des limites imposées faibles » [8].

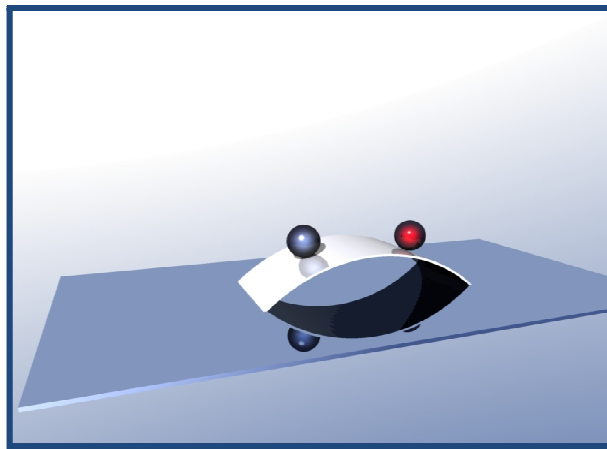
Par exemple si on considère un système élastique conservatif, initialement en état d'équilibre sous l'action d'un ensemble de forces, le système s'écartera de cet état d'équilibre seulement s'il subit une force perturbatrice temporaire. Si l'énergie fournie au système par cette force perturbatrice est W , on a alors :

$$W = T + V = \text{constante} \quad \text{avec : } T : \text{l'énergie cinétique du système}$$
$$V : \text{l'énergie potentielle}$$

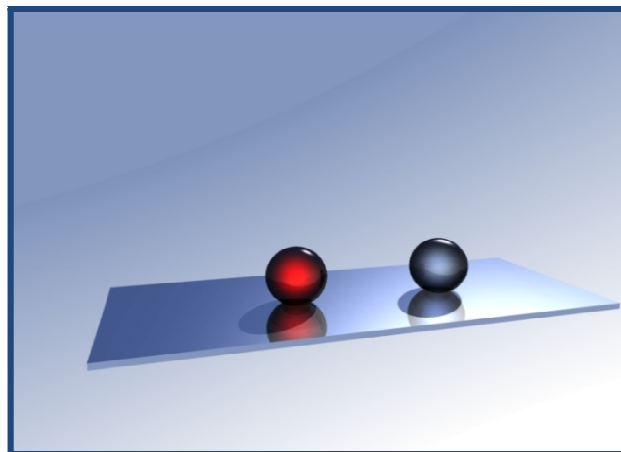
Pour des corps rigides, la stabilité peut être illustrée par l'exemple d'une bille sur un support courbé [8] (Figure 1.1). Si la bille repose sur une surface concave, l'équilibre est stable (Figure 1.1- *a*) ; si l'on donne à la bille une vitesse initiale faible, elle commencera à osciller, mais restera à proximité de son état d'équilibre. D'un autre côté, si le système n'est pas dans une configuration de V minimum (énergie potentielle), alors le fait de lui donner une impulsion va conduire très rapidement à de grands déplacements, on dit que le système est instable (Figure 1.1- *b*). C'est le cas lorsque la bille repose au sommet d'une surface convexe ou au point d'inflexion horizontal d'une surface. Si la bille repose sur un plan horizontal, l'équilibre est dit neutre (Figure 1.1- *c*).



(a) Billes en équilibre stable



(b) Billes en équilibre instable



(c) Billes en équilibre neutre

Figure 1.1 : Différent cas d'équilibre d'un corps solide

1.3. ELANCEMENT

1.3.1. Élancement mécanique

L'élancement est l'un des paramètres essentiels qui caractérise le comportement du poteau [7]. Cet élancement est reconnu par l'élancement mécanique λ , exprimé par :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \quad (1.1)$$

Avec :

L_f : longueur de flambement

i : rayon de giration définie par la relation suivante:

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}} \quad (1.2)$$

Où :

I : moment d'inertie de flexion dans la direction considérée

S : aire de la section droite du poteau.

En général, si la valeur de ce facteur est faible, le poteau est considéré comme court, et dans ce cas l'effet du second ordre est négligeable.

Pour les valeurs élevées de l'élancement, le poteau est considéré élancé, et l'effet du second ordre sera pris en compte dans la conception.

Autre expression pour λ est donné par [ACI] [7] :

$$\lambda = \frac{kl_f}{r} \quad (1.3)$$

Ou :

L_f : longueur de flambement

K : Coefficient dépendant de l'état de liaison des extrémités du poteau

r : Rayon de giration

1.3.2. Élancement normalisé

Dans l'analyse des constructions en béton l'élancement mécanique est limité par un élancement normalisé défini par les codes de construction. Le tableau 1.1 illustre les élancements préconisés par quelques codes de conception.

Tableau 1.1 : L'élançement normalisé λ_n dans quelques codes

N°	Codes	Paramètre	Nœuds déplaçables	Nœuds fixes	
1	ACI 318-08 [7]	λ	22	$34 - 12\mu_0 \geq 40$	
2	Eurocode 2 (2002) [2]	λ	$14 \frac{AB}{\sqrt{n}}$	$20 \frac{ABC}{\sqrt{n}}$; $A = \frac{1}{1 + 0,2\phi_{ef}}$ $B = \sqrt{1 + 2\omega_t}$ $C = 1,7 - \mu_0$	
3	BAEL 91[21]	Forfaitaire artB.8.4.1	λ	$\lambda \leq 70$	$L_f \leq 15.h$ Ou $L_f \leq 20e_0$
		Etude du flambement	λ	$\lambda > 70$	$L_f > 15.h$ Ou $L_f > 20e_0$

Pour la formule de l'eurocode 2, on utilise les notations suivantes :

$$n = Pu / (f_{cd}A_c)$$

f_{cd} = résistance à la compression du béton

f_{yd} = limite élastique de l'acier (tous deux réduits par la division avec un facteur de matériau approprié).

Φ_{ef} = coefficient efficace de fluage ; s'il n'est pas connu, $A = 0,7$ peut être utilisé.

$$\omega_t = (f_{yd}A_{st}) / (f_{cd}A_c)$$

$B = 1,1$ peut être utilisé si ω_t n'est pas connu.

1.3.4. Influence de l'élancement sur le mode de rupture des poteaux

Généralement, la rupture ou la défaillance d'un poteau est produite suivant la grandeur de l'élancement (kl_u / r).

Dans un poteau court, le moment secondaire est pratiquement négligeable, mais si nous traçons la courbe d'interaction moment-charge pour la section la plus sollicitée d'un poteau élancé, articulé a ses extrémités, on constate que la rupture peut intervenir de deux façons sous une charge croissante P , initialement excentrée de e , à chaque extrémité [9](figure 1.2).

a) Rupture par écrasement du béton comprimé ou plastification de l'acier tendu, consécutive à l'augmentation de la charge. Ce type de rupture intervient normalement au (point B) dans les ossatures ou les poteaux ne peuvent avoir un déplacement latéral.

b) Instabilité du poteau élancé qui peut intervenir lorsque le poteau n'est pas empêché de se déplacer latéralement (point C).

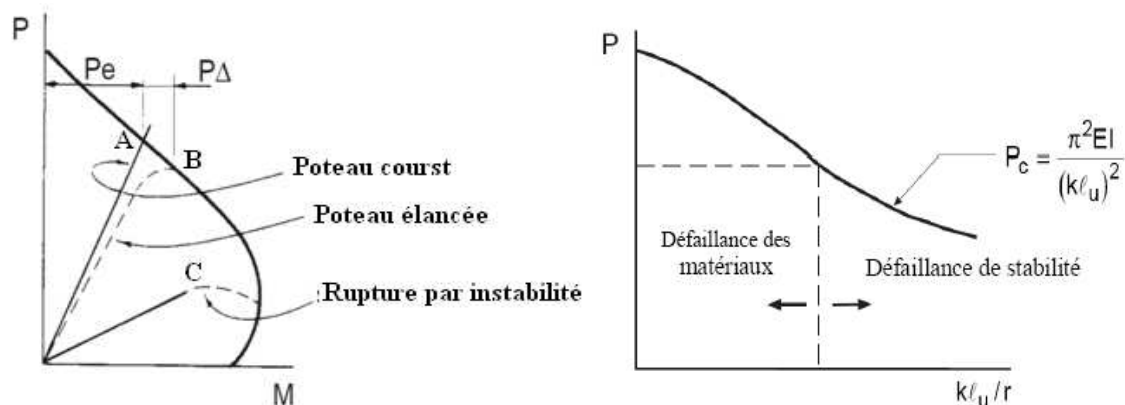


Figure 1.2 : Rupture du poteau en fonction de l'élancement [9]

1.4. FLAMBEMENT DES POTEAUX EN BETON ARME

1.4.1. Description du phénomène

Le flambement est en fait une sollicitation composée de compression et de flexion, mais dont l'étude est différente de la flexion composée parce que les méthodes sont différentes, et que le flambement est un phénomène rapidement destructif. En effet, dans le cas du flambement, les déformations ne peuvent plus être supposées infiniment petites et

négligées. De même, les forces extérieures ne sont plus proportionnelles aux déformations et, dans certains cas, de grandes déformations peuvent être causées par des accroissements de charge infinie. Tous ces phénomènes sont connus sous le nom d'instabilité élastique. Le risque de flambement d'un élément étant lié aux dimensions de cet élément, on dit que le flambement est un phénomène d'instabilité de forme [10].

1.4.2. Expérience

Considérons une pièce élancée (poteau figure 1.3) telle que sa longueur soit très supérieure à sa plus grande dimension transversale, de ligne moyenne rectiligne, de section droite constante, articulée à ses deux extrémités, et soumettons le à un effort normal de compression centré.

On observe successivement deux types de sollicitation :

- Pour un effort P inférieur à une limite P_c , le poteau est comprimé, il reste rectiligne et se raccourcit.
- Lorsque P atteint P_c , le poteau fléchit brusquement et se rompt. On observe que la flexion se produit dans le plan perpendiculaire à la direction de plus faible moment quadratique de la section de la poutre. Pour le schéma ci-contre par exemple, la flexion se produit dans le plan (A, x, y) , perpendiculaire à (G, z) (rotation de la poutre autour de l'axe z).

La valeur P_c (ou F_c) de l'effort de compression à partir de laquelle se produit le flambement s'appelle charge critique d'Euler [10].

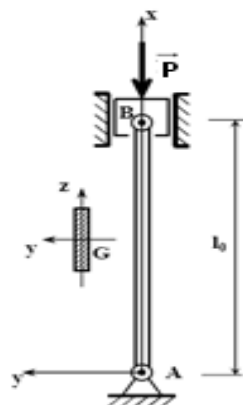


Figure.1.3: Schéma descriptif du phénomène. [10]

- $P < P_c$: compression simple, le poteau reste droit, il est dit en équilibre stable.
- $P = P_c$: le poteau peut rester droit ou fléchir (flamber) avec une flèche égale à B , il est dit en équilibre neutre. A noter que $B = y_{maxi}$ est en général petit.
- $P > P_c$: il y a instabilité en position droite (équilibre instable) avec une forte tendance au flambement. B augmentera très rapidement avec un léger accroissement de N .

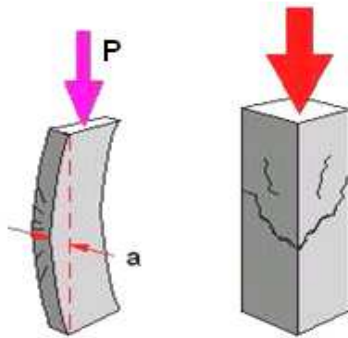


Figure 1.4 : Flambement d'un poteau en béton armé [11]

1.4.3 Longueur de flambement

On appelle longueur de flambement L_f la longueur de la déformée (d'onde) comprise entre deux points d'articulation du poteau. Dans le cas d'une structure, nous trouvons rarement des éléments comportant deux articulations aux extrémités (figures 1.5, 1.6, 1.7).

La longueur de flambement L_f est en fonction des conditions aux limites en déplacements imposées aux poteaux. Pour les conditions de liaisons usuellement rencontrées, les expressions de la longueur de flambement L_f sont résumées dans le tableau 1.2 [4] :

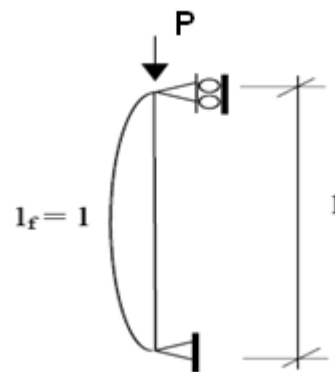
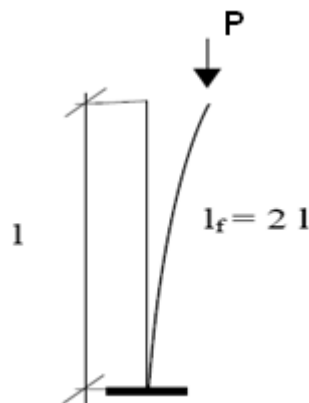


Figure.1.5 : Poteau encasturé-libre [4].

Figure.1.6 : Poteau bi articulé [4].

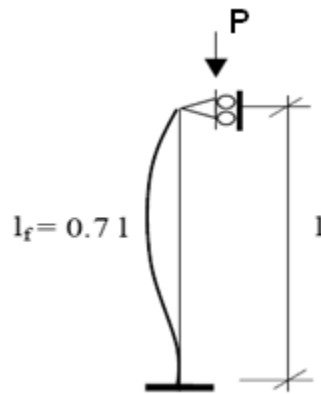


Figure.1.7 : Poteau encastré articulé [4].

A et B sont sur la même verticale			Déplacement de B en tête de poteau	
$l_f = l_0$	$l_f = \frac{\sqrt{2}}{2} l_0$	$l_f = \frac{l_0}{2}$	$l_f = 2 l_0$	$l_f = l_0$

Tableau 1.2 : Longueur de flambement l_f en fonction des liaisons aux appuis [4]

En pratique, on envisage l_{fy} et l_{fz} pour déterminer les conditions de flambement dans les deux directions.

1.5. CHARGE CRITIQUE

1.5.1. Effort critique de flambement

L'effort limite à partir duquel se manifestent les grandes déformations allant jusqu'à l'instabilité est appelé effort critique de flambement, note P_{cr} .

Considérons un poteau dont la ligne moyenne n'est pas rigoureusement rectiligne, mais possède une excentricité initiale $e_0(x)$

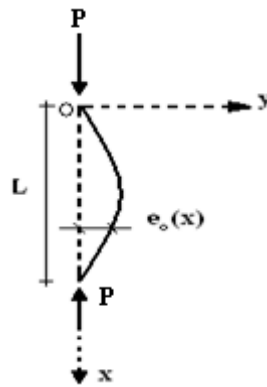


Figure.1.8 : Poteau bi-articulé [9]

Cette excentricité initiale engendre en tout point un moment $Pe_0(x)$; et une excentricité supplémentaire qui elle-même engendre à son tour un moment supplémentaire P_y , etc [9].

Si la somme de toutes ces excentricités supplémentaires convergent vers une limite finie, on va vers un équilibre, si non on a une instabilité de forme dite de flambement [9].

$$\frac{1}{r} = \frac{y'''}{(1+y'^2)^{3/2}} = \frac{-M}{EI} \quad (1.4)$$

En négligeant le terme y'^2 devant l'unité, on trouve :

$$M = -EIy'' = Py \quad (1.5)$$

Soit :

$$y'' + \frac{P}{EI}y = 0 \quad (1.6)$$

Cette équation différentielle du deuxième ordre a pour solution :

$$y = y_0 \sin\left(\sqrt{\frac{P}{EI}}x\right) \quad (1.7)$$

Les conditions aux limites, A savoir déformée nulle aux deux extrémités pour $x = 0$ et $x = L$, entraînent :

$$\sin \pi L = 0 \quad \text{soit} \quad L\sqrt{\frac{P}{EI}} = \pi \quad \text{ou} \quad P = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \quad (1.8)$$

L'effort d'équilibre final vaut donc :

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \quad (1.9)$$

1.5.2. Charge critique d'Euler P_c

Modélisons le poteau (figure 1.9) par sa ligne moyenne AB et supposons que sous l'influence des efforts en A et B , cette ligne moyenne prenne une très légère courbure (figure 1.8).

Si x et y sont les coordonnées d'un point courant G de la fibre moyenne, y est la déformée de cette fibre.

Habituellement, en ce qui concerne l'équilibre statique, on considère que les déformations sont petites et que la fibre moyenne n'a pas bougé après déformation. Dans ce qui suit, nous allons au contraire prendre en compte l'influence des déformations sur l'équilibre statique et considérer le moment secondaire qu'elles provoquent. Ce moment de flexion dans la section vaut :

$$M_z(x) = -P \cdot y \quad (1.10)$$

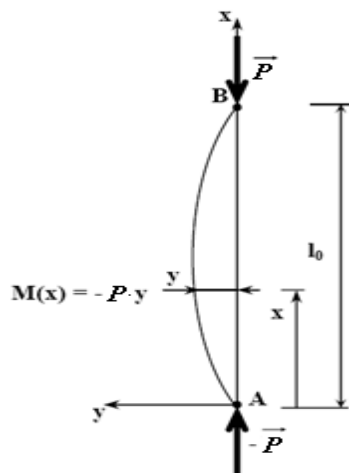


Figure 1.9 : l'influence des déformations sur l'équilibre statique [11].

Utilisons la formule suivante:

$$EI_{GZ} y'' = M_z(x)$$

$$y'' + \frac{P}{EI_{GZ}} y = 0 \quad \text{Équation différentielle du 2}^{\text{ème}} \text{ ordre}$$

La résolution de (l'équation 1.10) permet de trouver P provoquant la déformée, c'est-à-dire la charge critique d'Euler P_c au-delà de laquelle le flambement se produit :

$$P_c = \frac{\pi^2 EI_{GZ}}{l_0^2} \tag{1.11}$$

Dans le cas du poteau bi-articulée étudiée ($l_f = l_0$)

Et I_{GZ} le moment quadratique le plus faible (ce n'est pas toujours le cas)

Remarque :

- Le flambement se produit suivant un axe perpendiculaire à l'axe du moment quadratique le plus faible [11]. Pour les deux sections représentées, $I_y < I_z$, le flambement se produit dans le plan (x, z)
- Pour les cinq sections représentées (Figure.1.9), toutes de même aire, celle du triangle équilatéral (f) résiste mieux au flambement (21% plus résistante que la section circulaire).

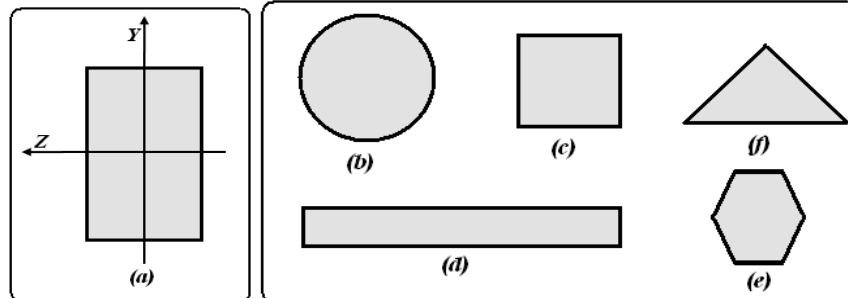
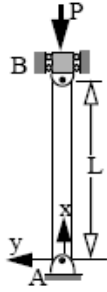
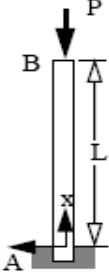
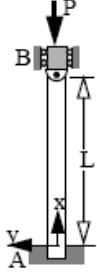
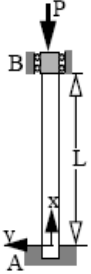


Figure.1.10 : Les différentes formes géométriques des sections de poteaux [10].

Selon les différents types de liaison des extrémités des poteaux, le tableau 1.3 résume les différentes charges critiques obtenues [12].

Tableau 1.3 : Charges critiques selon les liaisons d'extrémités des poteaux [12].

<p>Cas</p>	<p>1.</p>  <p>Poteau articulé aux deux extrémités</p>	<p>2.</p>  <p>Poteau encastré à une extrémité et libre à l'autre</p>	<p>3.</p>  <p>Poteau encastré et articulé</p>	<p>4.</p>  <p>Poteau encastré aux deux extrémités</p>
<p>Charge critique</p>	$\frac{\pi^2 EI}{L^2}$	$\frac{\pi^2 EI}{4L^2} = \frac{\pi^2 EI}{(2L)^2}$	$\frac{20,13EI}{L^2} = \frac{\pi^2 EI}{(0,7L)^2}$	$\frac{4\pi^2 EI}{L^2}$ $= \frac{\pi^2 EI}{(0,5L)^2}$
<p>Longueur effective</p>	L	$2L$	$0,7L$	$0,5L$
$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_{eff}^2}$				

1.5.3. Contrainte critique d'Euler

La force critique d'Euler P_c correspond une contrainte critique, qui peut prendre le nom de contrainte critique limite ou admissible, donnant un élément de sécurité vis-à-vis du flambement [10].

Pour un poteau comprimé de section S , la contrainte critique σ_c est définie par la relation :

$$\sigma_c = \frac{P_c}{S} \tag{1.12}$$

Ou :

$$P_c = \frac{\pi^2 E I_{Gz \text{ ou } y}}{l_f^2 S}$$

On sait que

$$i_{z \text{ ou } y} = \sqrt{\frac{I_{Gz \text{ ou } y}}{S}} \quad (1.13)$$

Le rayon de giration, l'élancement est définie par :

$$\lambda_{z \text{ ou } y} = \frac{l_{fz \text{ ou } y}}{i_{z \text{ ou } y}} \quad (1.14)$$

La contrainte critique s'exprime alors sous la forme :

$$\sigma_c = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \quad (1.15)$$

Supposons que le poteau soit parfaitement rectiligne, que l'effort P soit centré et que le matériau soit parfaitement homogène. Soit $\sigma = \frac{P}{S}$ la contrainte dans le poteau :

- si $\sigma_c < \sigma_e$ (limite élastique) : il y aura ruine par flambement dès que σ atteindra la valeur σ_c .
- si $\sigma_c > \sigma_e$: le poteau se ruine par écrasement (ou compression simple sans flambement) dès que σ atteindra la valeur σ_e . Dans ce cas, il n'y a aucun risque de flambement. Le dimensionnement se fait en compression simple.

Dans ce cas, l'élancement critique peut être exprimée d'une autre forme qui dépend seulement des caractéristiques du matériau, ou :

$$\lambda_c = \pi \sqrt{\frac{E}{\sigma_e}} \quad (1.16)$$

1.6. CONCLUSION

Ce chapitre a met l'accent sur les différentes notions de la stabilité. Ces notions comme le flambement, la longueur de flambement, l'élancement géométrique et normalisé ainsi que la charge critique sont éclairés d'une manière explicite afin de les utilisés dans le reste de notre étude.

**CHAPITRE 2 : IMPORTANCE DE L'ETUDE
DE LA STABILITE DANS LA CONCEPTION
DES POTEAUX EN BETON ARME**

2.1. INTRODUCTION

Actuellement en Algérie, malgré que les structures à contreventements mixtes (voiles-portiques), sont très utilisées dans la construction des bâtiments en zone sismique III, Les bâtiments à contreventement en portique auto stable restent indispensable dans les zones de moyennes sismicité. Dans ce type de constructions, la ruine des poteaux d'un bâtiment a un impact nécessairement catastrophique, car elle entraîne la chute d'un étage, qui engendre souvent l'effondrement total de la structure. Il est donc nécessaire pour la sécurité d'éviter à tout prix la ruine des poteaux. Ceux-ci sont potentiellement le siège de plusieurs modes de ruine, parmi eux la rupture par l'instabilité de forme (flambement) [1]. En conséquence, le concept de stabilité a une grande importance dans l'analyse des structures.

La stabilité de l'ensemble est la capacité de la structure entière à conserver son équilibre (non glissement, non renversement) sous l'action des différentes charges. Elle est assurée par, les liaisons des divers éléments constitutifs de la structure, le contreventement et l'ancrage au sol. Ainsi, il est demandé que la stabilité de forme et la résistance des éléments soient largement garanties par les éléments structuraux [1]. Or, l'instabilité de forme d'un élément élancé d'une structure est généralement due au manque de rigidité, avant que la résistance de leur matériau soit atteinte [1]. D'ici, le concept de stabilité a une grande importance dans l'analyse des structures, où il a été largement recommandé dans les codes de conception des constructions.

L'objectif principal de ce chapitre est de montrer l'importance de l'étude de la stabilité de forme dans la conception des poteaux en béton armé par :

- des figures des poteaux dans les bâtiments, nouvellement construits ;
- la pathologie d'endommagement des poteaux durant les secousses sismiques ;
- la présentation de la vision de quelques codes concernant la stabilité de forme ;

2.2. NOTIONS SUR LES POTEAUX EN BETON ARME DANS LES BATIMENTS

Un poteau est un élément généralement vertical, rarement incliné, la longueur, est grande par rapport aux deux autres. Il est destiné principalement à transmettre les charges gravitaires de la structure. Généralement, Les poteaux et les poutres travaillent en flexion composée [13].

Généralement, il est habituel de considérer :

- Les poteaux de bâtiments courants dont les extrémités ne sont pas susceptibles de déplacements horizontaux, et qui sont calculés en prenant forfaitairement en compte l'effet des moments résiduels et du flambement.
- Les poteaux de bâtiments dont les extrémités peuvent se déplacer horizontalement qui sont calculés au flambement et en flexion composé.
- les poteaux de portiques.
- les pylônes, piles, colonnes qui sont en général des éléments de grande hauteur, alors que les poteaux de bâtiments ou portiques ont des longueurs courantes variant de 2,50 m à 6 m.

Dans le cas général, les extrémités des poteaux sont encastrees, articulées ou partiellement encastrees suivant la raideur des éléments situés a leurs extrémités (dalles, poutres dans une direction ou deux directions) [13].



Figure 2.1 : *Exemple de poteaux élancés dans une structure
(Bâtiment situé au sud Hay Chorfa – Chlef)*

Dans la pratique actuelle de construction des bâtiments civils (Mosquées, Musées, rez de chaussée des bâtiments d'habitation, hôtels, etc.....) et industriels en béton armé, et pour des raisons pratiques la hauteur des poteaux du RDC dépasse deux fois la hauteur du premier étage (figure 2.1).

Généralement cette hauteur dépasse 6 mètres même dans les zones de forte sismicité (figure 2.1). La conception des poteaux de ces constructions nécessite la considération de la stabilité de forme d'une manière très détaillée afin de mieux tenir compte de ce paramètre.

2.3. PATHOLOGIE DES POTEaux ENDOMMAGES PAR LES SEISMES

Généralement, les dommages des poteaux provoqués par un séisme sont de deux types [14] :

- Dommages causés par le moment fléchissant cyclique avec un faible effort de cisaillement sous une charge axiale de compression très élevée conduisant aux phénomènes de poteaux fragiles.
- Dommages dus à un effort de cisaillement cyclique avec un faible moment fléchissant sous une charge axiale de compression très élevée conduisant aux phénomènes de poteaux courts.

2.3.1. Poteaux fragiles

Ce type de dommages se manifeste par l'échec dans la base et le sommet du poteau (Figure 2.2). Il se produit dans les poteaux ayant un coefficient d'élanement moyen à élevé.

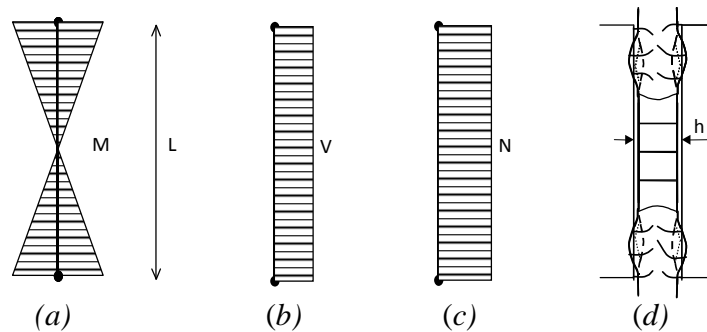


Figure 2.2 : Dommage du poteau due à un effort axial de compression très élevé et à un moment fléchissant cyclique avec un faible effort de cisaillement [14].

- (a)- diagramme du moment fléchissant cyclique – (b)- diagramme de l'effort tranchant
(c)- diagramme de l'effort axial de compression – (d)- la forme du dommage

Le moment fléchissant élevé combiné avec la force axiale à ces points, mène à l'écrasement de la zone de compression du béton, qui sera manifesté d'abord par l'éclatement du béton de l'enrobage des armatures. Plus tard le noyau du béton diminue et s'écrase (Figure 2.2). Ce

phénomène est habituellement accompagné par le flambement des barres d'aciers comprimées et la rupture des cadres. Dans ce type de dommages, la cause principale de l'échec est l'espacement très large des cadres dans les régions critiques du poteau. Ici, le poteau perd sa rigidité et sa capacité de supporter les charges verticales. En conséquence, il y a une redistribution des contraintes dans la structure, car le poteau est raccourci en raison de l'éclatement du béton [14].



(a)- cisaillement des poteaux de l'étage intermédiaire



(b)- Destruction de l'extrémité du poteau

Figure 2.3 : Pathologie des poteaux endommagés par le séisme de Boumerdes (rupture fragile)
[15].

2.3.2. Poteaux courts

Le second type de dommages des poteaux est le type de cisaillement, qui est manifesté par des fissures formées dans la zone la plus faible du poteau en forme de **X** (Figure 2.4). Il se produit dans les poteaux avec un élancement modéré à faible rapport.

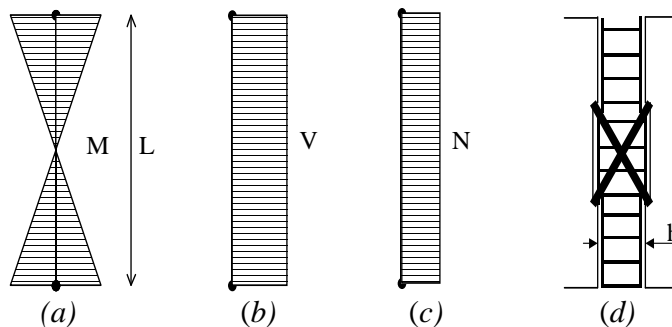


Figure 2.4 : Dommage du poteau dû à un effort axial de compression très élevé et effort de cisaillement élevé

- (a)- diagramme du moment fléchissant cyclique (b)- diagramme de l'effort tranchant
 (c)- diagramme de l'effort axial de compression (d)- la forme du dommage en X [14].

La forme finale ultime de ce type de dommages est l'échec explosif où l'éclatement de la surface extérieure du béton sans dommages des armatures, puis l'écrasement du béton, rupture des cadres et flambement des armatures. Les poteaux courts mènent habituellement à l'effondrement spectaculaire du bâtiment (Figure 2.5). Ce phénomène se produit habituellement dans les poteaux du rez-de-chaussée, où, en raison des grandes dimensions de la section transversale des poteaux, où le coefficient de l'élancement est petit. Comme, Il se développe également dans les poteaux qui ont été conçus en tant que poteaux courts, où il a été réduit en poteaux courts en raison de la construction adjacente de maçonnerie qui n'a pas été mentionnée dans la conception [14].



(a)- Poteaux courts en raison de la construction adjacente de maçonnerie



(b)- Destruction par cisaillement du poteau court

Figure 2.5 : Pathologie des poteaux endommagés par le séisme de Boumerdes (poteau court) [15].

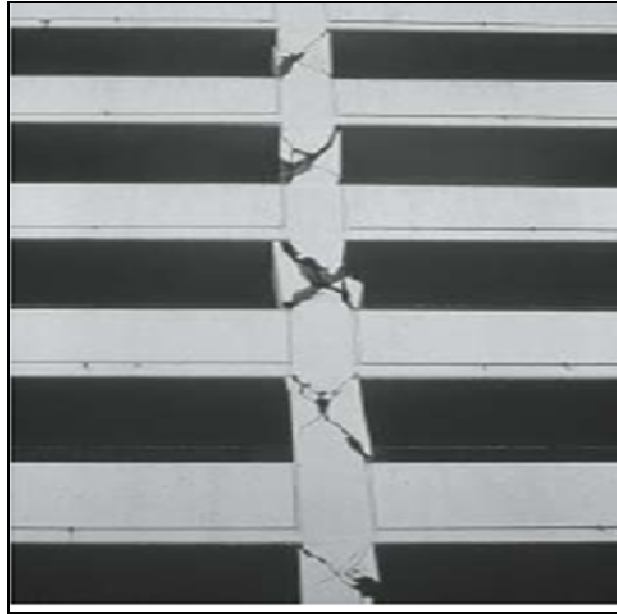


Figure 2.6 : Effondrement des poteaux courts par cisaillement de ce parking (Northridge, Californie, 1994).



Figure 2.7 : Effondrement des poteaux d'un Hôpital par l'instabilité de forme (flambement)

(Northridge, Californie, 1994) [16].



Figure 2.8 : *Le poteau élancé du RDC est effondré par l'instabilité de forme, par contre, le poteau court du 1^{er} étage est effondré par cisaillement [16].*

2.4. VISION DE QUELQUES CODES CONCERNANT LA STABILITE DE FORME

Aujourd'hui, la majorité des codes de conception des constructions en béton armé exigent la prise en compte de la stabilité d'une manière très explicite. Dans ce qui suit, on expose la vision réglementaire de quelques codes de conception concernant la stabilité de forme.

2.4.1. Vision du Code ACI 318-08

Le code ACI 318-08 [7] contient des dispositions détaillées régissant la stabilité de forme des poteaux. Il propose la méthode d'amplification du moment du premier ordre pour la justification de la stabilité de forme dans les poteaux. Le principe de cette méthode est basé sur la position du couple critique effort normal ultime et le moment critique amplifié par rapport au diagramme d'interaction de la section considérée du poteau.

Dans le code ACI, une approche fondamentale est approuvée, dans lequel l'effet du déplacement latéral est expliqué directement dans l'analyse des portiques. En raison de la complexité croissante de l'approche de l'amplification du moment, et à cause de la disponibilité universelle des ordinateurs dans les bureaux d'études, il existe un intérêt croissant pour l'analyse du

second ordre, formulée dans le code ACI, dans lequel l'effet de ces déplacements latéraux sera calculé directement.

2.4.2. Vision de l'Eurocode 2 (EN 1992-1-1, 2004)

Vu l'importance de la stabilité de forme dans la conception des poteaux, l'Eurocode 2 [2] propose de nombreuses méthodes afin de tenir compte de ce point d'une manière détaillée. Dans la suite, on essaye d'exposer le principe de ces méthodes.

2.4.2.1. Méthode générale

Le principe de cette méthode est basé sur l'analyse non linéaire, y compris la non-linéarité géométrique c.-à-d, des effets du second ordre et le comportement non-linéaire adéquat des matériaux. Elle est utilisée à l'état limite ultime (ELU) et à l'état limite de service (ELS), à condition que les équations d'équilibre des forces et les relations de compatibilité des déformations soient satisfaites. L'analyse peut être du premier ou second ordre. Cette méthode peut être utilisée pour les éléments élancés, dans lesquels les effets du second ordre ne peuvent pas être négligés.

2.4.2.2. Méthodes simplifiées

Pour les bâtiments courants, l'Eurocode 2 [2] propose une approche de calcul qui suppose que les poteaux sont des éléments isolés, cela donne une forme simplifiée à la déformation de l'axe du poteau. Selon cette méthode [2], le calcul du flambement d'un poteau en béton, compte tenu des sollicitations du second ordre, doit pouvoir garantir que, sous les combinaisons d'actions les plus défavorables à l'état limite ultime, la perte d'équilibre statique n'intervient pas et que la résistance critique soumise à des moments de flexion ainsi qu'à des efforts normaux est suffisante.

Ceci peut être effectué en déterminant deux paramètres importants : l'élanement critique pour savoir s'il faut prendre en considération les sollicitations du second ordre et l'excentricité totale du poteau pour calculer le moment total de dimensionnement. Ces méthodes regroupent deux approches :

-Approche basée sur la rigidité nominale :

Dans une analyse du second ordre basée sur la rigidité, des valeurs nominales de la rigidité en flexion devraient être utilisées, tenant compte des effets de fissurations, de la non-linéarité des matériaux et du fluage sur le comportement global. Ce modèle peut être utilisé pour estimer la

rigidité nominale des éléments de compression élancés avec la section transversale arbitraire, et ce, en fonction de plusieurs paramètres.

-Approche basée sur la courbure nominale :

Cette méthode est principalement appropriée aux éléments isolés avec l'effort normal constant et une longueur utile l_0 définie. La méthode donne un moment nominal du second ordre en fonction de la courbure maximale.

2.4.3. Vision des Règles Parasismiques Algériennes (RPA-99 / Version 2003) [1].

Contrairement aux codes ACI et Eurocode 2 le code parasismique Algérien RPA-99/ V2003 [1], exige une vérification implicite de la stabilité dans le choix du pourcentage des armatures transversales ($\rho_h = A/t.b$) dans les poteaux, en imposant que :

- si $\lambda_g \geq 5$ $\rho_h = 0,3\%$
- si $\lambda_g \leq 5$ $\rho_h = 0,8\%$
- si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs limites précédentes

où λ_g est l'élancement géométrique du poteau, défini par :

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec :

a et b , dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée,
 l_f longueur de flambement du poteau.

2.4.4. La norme britannique BS 5400 [17]

La méthode de calcul développée dans cette norme est plutôt empirique, déduite d'une méthode déjà appliquée aux poteaux en acier. On utilise des coefficients partiels de calcul pour les sollicitations ainsi que pour les matériaux.

On considère également une distribution plastique des contraintes dans la section mixte, conduisant à une courbe d'interaction $M-N$. Pour tenir compte dans les calculs les effets de longue durée dans le béton, des caractéristiques géométriques réduites sont proposées pour la partie en béton de la section, considérée non-fissurée. Comme dans la norme européenne Eurocode 2, on tient compte, dans les poteaux remplis de béton, de l'augmentation de la résistance du béton en raison de son confinement.

2.4.5. La norme américaine AISC – LRFD de l'American Institute of Steel Construction

La méthode utilisée dans ce code est celle du facteur de charge, qui implique que les charges soient multipliées par un facteur de charge, L.F. (plus grand que 1,0) et les résistances nominales des éléments par un facteur de réduction, Φ (moindres que 1,0).

La méthode s'apparente à celle proposée par l'ACI, avec en fait peu de différences. La ruine est supposée atteinte dans le béton pour une déformation maximale de 0,03%. On utilise une courbe $M(N)$ de la forme montrée dans la (Figure 2.9), où M_n est la valeur de la capacité portante en flexion de l'élément (en absence de la force axiale), N_n – la valeur de la capacité portante en compression. Une relation pour le facteur de réduction, Φ , est appliquée, afin d'obtenir la courbe de dimensionnement $M_d(N_d)$, avec des valeurs plus réduites de Φ pour les sections dans lesquelles un confinement du béton apparaît.

On peut observer que cette méthode est assez conservatrice, car le facteur de réduction utilisé est le même que dans le cas des poteaux en béton armé; également, la même excentricité minimale est fixée pour les poteaux mixtes et pour les poteaux en béton armé [18].

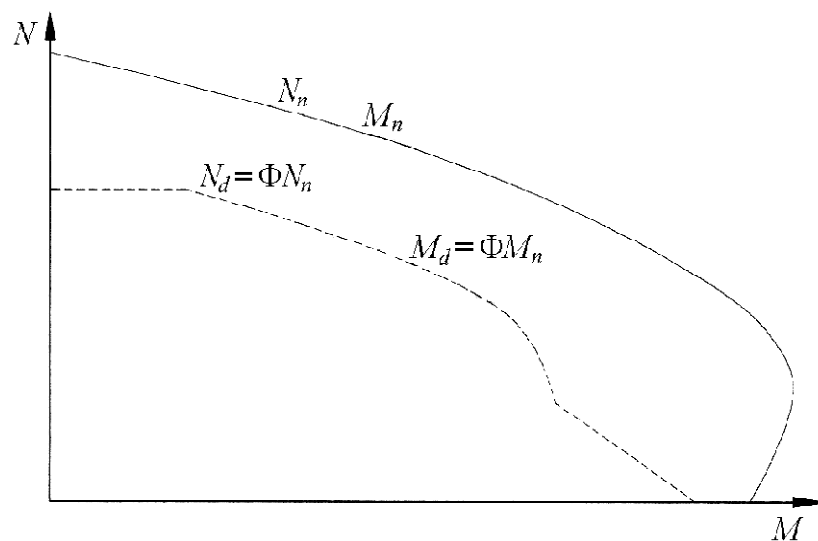


Figure 2.9 : *Forme de la courbe d'interaction, M–N, pour un poteau complètement enrobé en béton.*

2.4.6. Le code Canadien CSA S161 [19]

Dans le code Canadien CSA S161 la capacité portante du poteau mixte est obtenue en additionnant la capacité portante pour la partie en béton et la capacité portante de la partie en acier, l'ensemble étant multiplié par un facteur de réduction, Φ .

On considère que pour une sollicitation au moment fléchissant et à la compression, le moment est repris intégralement par le composant en acier, qui est dimensionné en conséquence et avec l'effort axial dont on déduit la partie prise par le béton.

Un commentaire s'impose, on néglige la contribution du béton à la rigidité en flexion, EI , de l'élément, en se privant ainsi des possibilités offertes par le béton.

2.4.7. La norme japonaise AIJLSD -90 [20]

Au Japon, les constructions utilisant des éléments à section mixte acier béton sont fréquentes pour des bâtiments avec une grande ou une moyenne hauteur. Pour les projets on utilise une méthode qui est basée sur la résistance du poteau à la charge sismique appropriée, résistance obtenue en additionnant les capacités portantes des composants de la section transversale, soit acier et béton.

On considère une distribution de type plastique-parfait des contraintes, avec un facteur de réduction de la résistance du béton. Ce facteur a des valeurs différentes pour les sections remplies de béton et pour celles enrobées de béton.

La méthode est utilisable pour la situation où on a compression avec moment fléchissant simple ou bi-axial. D'habitude, les poteaux des portiques sont souvent massifs, vu que le projet considère des valeurs importantes des forces latérales. On utilise des coefficients d'amplification des moments pour prendre en compte la déformation des poteaux lorsque ceux-ci sont souples. De plus, la norme impose des valeurs maximales des excentricités de la charge axiale.

2.5. CONCLUSIONS

Dans ce chapitre on a montré explicitement l'importance de l'étude de la stabilité de forme des poteaux élancés sur tous les plans à savoir , leur importance de point de vue réalisation avec des cas réels en cours de construction, et avec des cas pathologiques archivés des séismes passés dans différentes régions en Algérie et dans le monde. Comme, on a donné une vision de leur aspect dans quelques codes de conceptions dans le monde.

On a montré aussi l'importance de la stabilité de forme dans plusieurs codes de conceptions dans le monde. En conséquence, le traitement d'un sujet pareil s'avère très important afin de mieux comprendre ce comportement des structures dimensionnées par les codes Algérien en vigueur vis-à-vis a la stabilité.

CHAPITRE 3 : APPROCHES ET TRAVAUX SUR LA STABILITE

3.1. INTRODUCTION

Dans une étude ultérieure [5], plusieurs approches d'analyse de la stabilité ont été citées. Ces méthodes ont été divisées en trois catégories :

Les méthodes de stabilité des éléments isotropes, à savoir : la méthode des équations différentielles, les méthodes énergétiques (approximative, approximations successives, du coefficient de Rayleigh, Rayleigh-Ritz et la méthode de Galerkin).

Les méthodes numériques à savoir : (méthode des éléments finis, méthode des différences finis).

Les méthodes itératives telle que la méthode de Vianello, la méthode de Newmark et la méthode de Vianello-Newmark et en deuxième lieu on trouve les méthodes de stabilité des éléments en béton armé à savoir la méthode d'Engesser, la méthode de Ritter, la méthode d'El-Metwaly et la méthode de Bažant

Dans la suite de cette étude on développe d'autres méthodes intéressantes de la stabilité.

3.2. APPROCHES UTILISEES DANS L'ETUDE DE LA STABILITE

3.2.1. Méthode de Faessel

La méthode de FAESSEL [22] est utilisée pour une excentricité égale à chaque extrémité. Elle s'applique exclusivement à des poteaux en béton armé de section constante, articulés aux deux extrémités. On suppose que jusqu'à l'apparition du flambement, le poteau reste dans le même plan et que les excentricités sont égales aux deux extrémités de la pièce.

L'hypothèse fondamentale de la méthode est que la déformation du poteau peut être assimilée à une courbe géométrique définie avant.

La courbe choisie pour représenter la déformée est une demi-onde de sinusoïde dont l'équation s'écrit :

$$y - y_0 = f \sin \frac{\pi}{l} \quad (3.1)$$

y est l'ordonnée de la déformée,

y_0 l'ordonnée de la fibre moyenne avant déformation,

f la flèche a mi-hauteur,

l la longueur entre articulations.

L'équation ci-dessus devient dans la section médiane

$$e = e_0 + f \tag{3.2}$$

En désignant par :

e_0 l'excentricité initiale (avant application de la force extérieure),
 e l'excentricité de la force extérieure a l'état d'équilibre.

La courbure de déformation est la dérivée seconde de $(y - y_0)$ par rapport à x , soit en valeur absolue, dans la section médiane

qui entraîne

$$\frac{1}{r} = f \frac{\pi^2}{l^2}$$

$$e = e_0 + \frac{l^2}{\pi^2} \frac{1}{r} \tag{3.3}$$

La loi contrainte-déformation du béton adoptée par P. FAESSEL est celle de P. Desayi et S. Krishnan (figure 3.1) [22].

$$\frac{\sigma'_b}{\sigma'_j} = \frac{\varepsilon'_b}{\varepsilon'_u} \frac{2}{1 + \left(\frac{\varepsilon'_b}{\varepsilon'_u}\right)^2} \tag{3.4}$$

La loi contrainte-déformation de l'acier est la loi idéalisée des aciers naturels (figure.3.1)

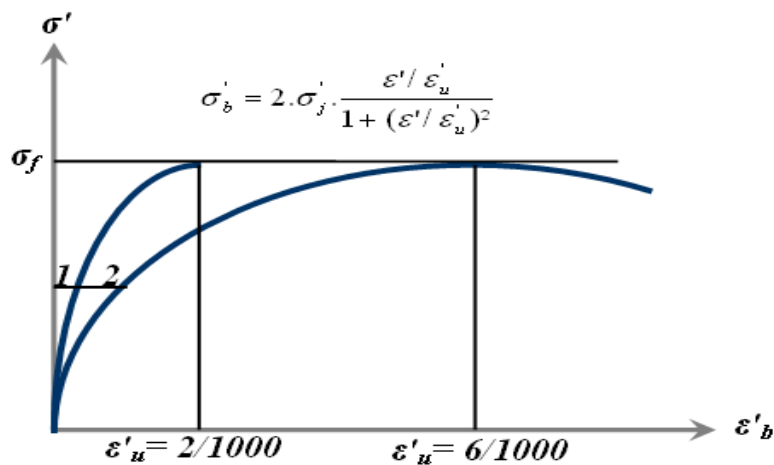


Figure 3.1 : Diagramme contrainte – déformation du béton (coef. fluage $\beta = 2$) [22].

La sécurité au flambement peut être vérifiée en recherchant un état de contraintes dans la section médiane tel que l'effort normal interne C soit au moins égal à l'effort normal P et que l'excentricité interne soit au moins égale à l'excentricité externe définie par l'équation (3.7) (figure 3.2 – b):

La flèche f est calculée alors à partir des déformations réelles ε_a et ε_b des fibres extrêmes de la section de hauteur h

Avec

$$\frac{1}{r} = \frac{\varepsilon_a + \varepsilon_b'}{h} \quad (3.5)$$

on la valeur de

$$f = \frac{1}{r} \frac{l^2}{\pi^2} \quad (3.6)$$

En traçant la droite (Δ)

$$e = e_0 + \frac{l^2}{\pi^2} \frac{1}{r} \quad (3.7)$$

D'une part et en se donnant plusieurs valeurs pour ε_b' d'autre part, il est possible de déterminer ε_a ; en portant $\frac{h}{r}$ en abscisse et e en ordonnée, on obtient le diagramme ci-dessous qui permet d'avoir un équilibre stable à partir du point A (figure 3.2).

Pour une valeur bien déterminée de ε_b' , on calcul $\frac{l}{r}$. La résultante C des compressions, correspondant au diagramme de déformation, à une excentricité interne e_i

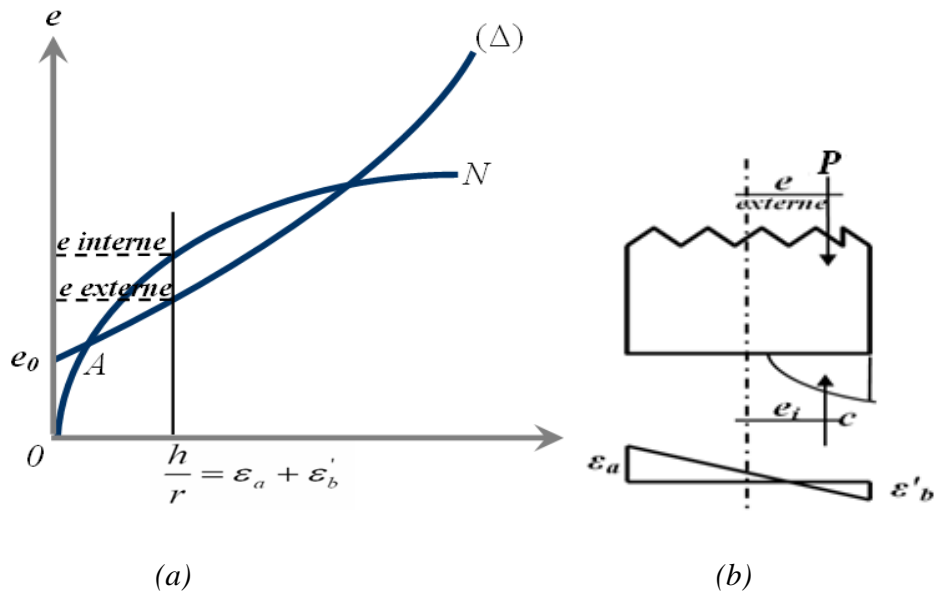


Figure 3.2 : Détermination de l'état de contraintes dans la section médiane [22].

Il faut vérifier que $C \geq N$ et $e_0 + \frac{1}{r} \frac{l^2}{\pi^2}$

Nous rappelons que e_0 est l'excentricité initial, mais il est conseillé d'admettre une excentricité accidentelle de $h_t/30$ avec un minimum de 2 cm, dans le cas d'une charge théoriquement centrée (h_t est la hauteur totale de la section dans le plan où l'on étudie le flambement).

La remarque la plus importante à faire à propos de cette méthode de calcul est celle relative au calcul du rayon de courbure à partir de l'allongement de l'acier sans jamais tenir compte du béton tendu compris entre deux fissures.

Cette hypothèse nous conduit certainement à des résultats qui vont trop largement dans le sens de la sécurité.

3.2.2. Méthode de Robinson et Fouré

Cette méthode est considérée pour le cas des poteaux avec des moments différents à chaque extrémité [I.T.B.T.P., nov. 1975]. C'est le cas de poteaux de portiques simples avec une articulation ou un encastrement en pied ou bien encore de poteaux de rive d'une ossature à étages multiples (figure.3.3) [22].

S'agissant de structures hyperstatiques, l'étude du flambement de tels poteaux est un problème très complexe puisqu'il faut tenir compte, d'une part, de l'influence des encastremements du poteau sur l'évolution de sa déformée sous charge croissante, et

d'autre part, de la possibilité de redistribution des moments entre poutre et poteaux, par suite de la fissuration et du comportement non élastique du béton

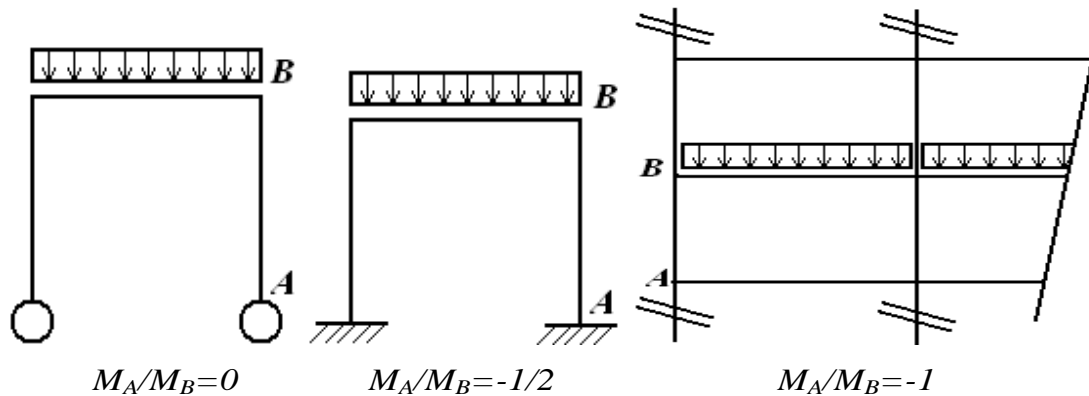


Figure 3.3 : Moments d'extrémité pour le cas des poteaux de portiques articulés ou encastrés aux extrémités [22].

La première étape de la résolution de ce problème a été l'étude des modèles isostatiques correspondants ; la recherche expérimentale a été effectuée sous la direction de M. Robinson et Fourré [22].

La déformée est supposée sinusoïdale pour des poteaux de section constante (béton et acier).

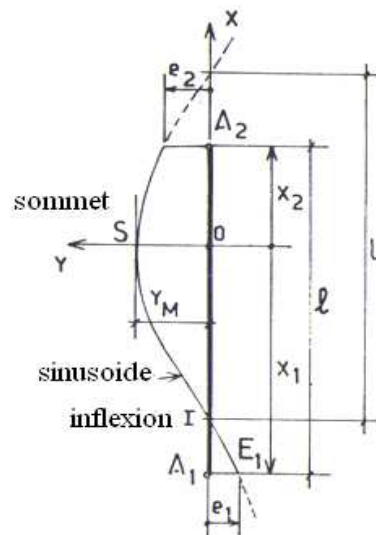


Figure 3.4 : Détermination de la déformée [22].

La sinusoïde, dont un arc représente la déformée, admet pour axe la ligne d'action de la charge qui passe par les articulations d'about. En prenant pour origine

des abscisses, décomptées sur l'axe, un sommet de la sinusoïde, l'équation est donnée par :

$$y = y_M \cos \frac{\pi x}{L} \tag{3.8}$$

L est la demi-longueur d'onde

y_M est l'ordonnée du sommet.

En appelant e_1 et e_2 les excentricités de la charge aux abouts respectivement inférieur et supérieur du poteau de longueur l , on a

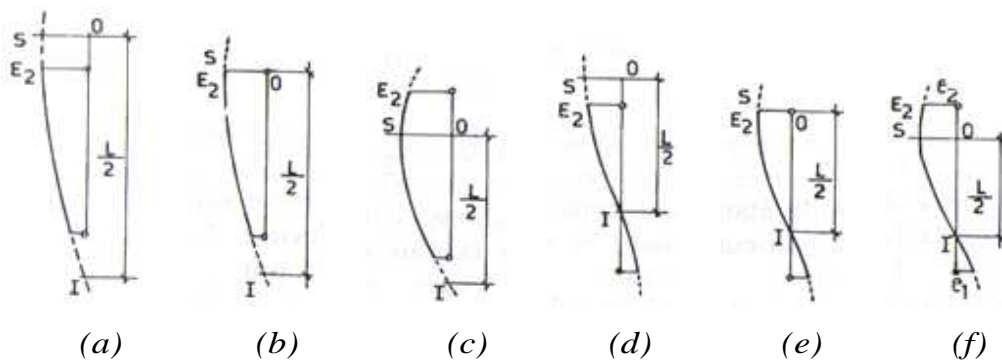
$$e_1 = y_M \frac{\cos \pi x_1}{L} \tag{3.9}$$

$$e_2 = y_M \frac{\cos \pi x_2}{L} \tag{3.10}$$

La sinusoïde étant déformée d'équilibre, si la force extérieure équilibre la force intérieure dans la section la plus sollicitée, le poteau tout entier est en équilibre (sous réserve de l'intégrité de toutes les sections) ; la section la plus sollicitée est celle où l'excentricité de la charge et de la force interne sont maximales.

En effet, lorsque les excentricités de tête et de pied sont de même signe, la déformée est un arc de demi-onde qui ne contient pas de point d'inflexion ; si ces excentricités sont inégales, et en supposant pour fixer les idées $e_2 > e_1$, on observe que :

- Sous faible charge cet arc ne contient pas de sommet (figure 3.5a) ;
- La charge croissant, le sommet de la demi-onde coïncide avec l'extrémité supérieure du poteau (figure 3.5b), puis, si la rupture ne survient pas, le sommet passe dans la longueur du poteau (figure 3.5c).



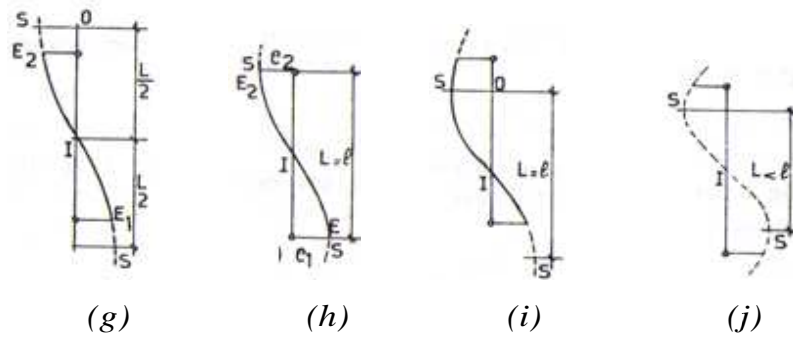


Figure 3.5 : Différents cas de position du sommet [22].

Par contre, la déformée contient un point d'inflexion, si les excentricités sont de signes contraires ; la position du sommet peut varier comme indique (figure.3.5):

- En (d) (e) (f) si $|e_2| > |e_1|$
- En (g) (h) (i) si $|e_2| = |e_1|$

L'étude de l'équation (3.17) nous permet d'obtenir une courbe, parallèle à l'axe des abscisses, d'ordonnée e_2 , lorsque $1/r$ varie de 0 à $(1/r)^*$ puis d'ordonnée croissante (avec une tangente à une courbe en un point à l'infini, d'une pente de L^2/π^2 et d'ordonnée à l'origine \bar{e}) lorsque $1/r$ est supérieur à $(\frac{1}{r})^*$ (figure.3.6 a)

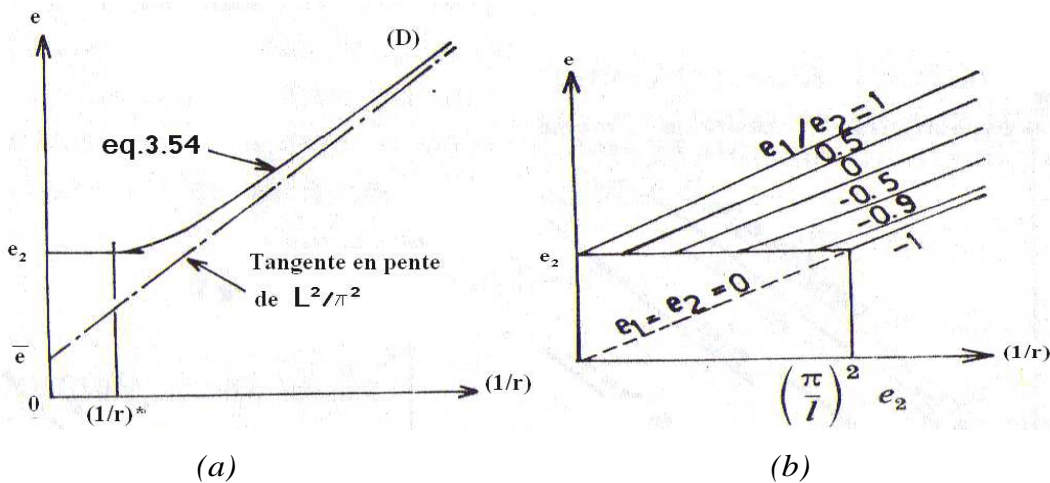


Figure 3.6 : Courbe de déformé et détermination des rapports d'excentricités [22].

Lorsque $e_1 = e_2 = e_0$ l'équation (3.17) devient

$$\frac{1}{r} = \frac{4e}{l^2} \left(\arccos \frac{e_0}{e} \right)^2 \tag{3.11}$$

En ne prenant que les deux premiers termes du développement en série pour l'étude de l'équation (3.17) on obtient le tableau suivant, pour différentes valeurs du rapport $\frac{e_1}{e_2}$ (figure.3.6-b)

e_1/e_2	-1	-0.5	0	0.5	1
$(1/r)^*$	$(\pi^2/l^2)e_2$	$(4\pi^2/9l^2)e_2$	$(\pi^2/4l^2)e_2$	$(\pi^2/9l^2)e_2$	0
\bar{e}	0	(e_2/π)	$(2e_2/\pi)$	$(3e_2/\pi)$	$(4e_2/\pi)$

Tableau 3.1 : Différentes valeurs du rapport $\frac{e_1}{e_2}$ [22].

On remarque ainsi que lorsque $\frac{e_1}{e_2} = 1 = e_0$

L'équation de P Faessel s'écrit $e = e_0 + \frac{l^2}{\pi^2} \frac{1}{r}$

Et peut être représentée par la droite Δ dans le système de coordonnées choisi. La théorie ci-dessus conduit à une asymptote de pente l^2/π^2 également, mais d'ordonnée à l'origine $4e_0/\pi$, légèrement plus grande ; on peut en déduire que l'hypothèse simplificatrice de la déformée, en une demi-onde de sinusoïde complète, conduit à des charges critiques légèrement supérieures

(figure3.7).

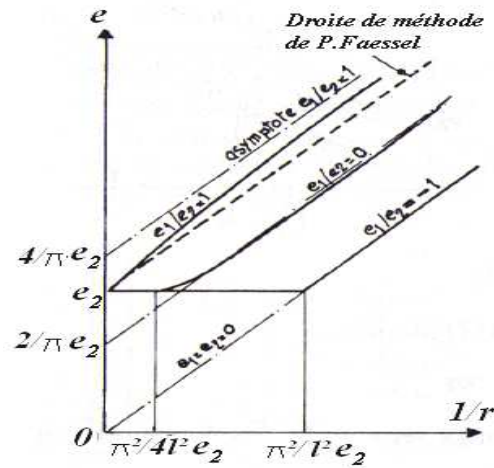


Figure 3.7 : La droite de la méthode de P.Faessel [22].

Pour une charge donnée, les conditions d'équilibre sont trouvées à l'intersection des courbes (C) et (N) en notant que les points E et E' représentent respectivement les limites de l'équilibre stable et instable (figure 3.8).

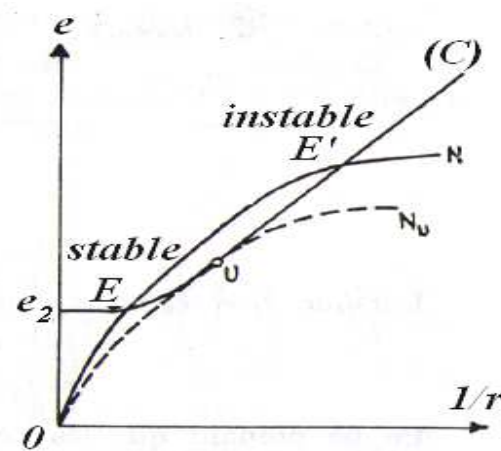


Figure 3.8: Courbe des limites de l'équilibre stable et instable [22].

3.2.3. Méthodes dites simplifiées [23]

Ces méthodes consistent, pour un effort normal fixé, de déterminer un moment sollicitant de calcul qui devra être plus petit que le moment résistant correspondant mais également plus grand

que le moment agissant réel. Dans le cas où ce moment serait plus grand que le moment résistant, alors la structure ne serait pas stable.

Le calcul du moment se représente de la manière suivante (équation 3.12) :

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2 \quad [\text{Nmm}] \quad (3.12)$$

M_{Ed} = moment de calcul [Nmm]

M_{0Ed} = moment comprenant : le 1^{er} ordre et les imperfections [Nmm]

M_2 = moment du second ordre calculé par une des deux méthodes [Nmm]

- Analyse du second ordre basée sur une rigidité nominale Cette technique se base sur la détermination de la rigidité EI de l'élément élancé. Et ce, en fonction de plusieurs paramètres

$$EI = K_c E_{cd} I_c + K_s E_s I_s \quad (3.13)$$

E_{cd} = module d'élasticité du béton [N/mm²] ($E_{cd} = E_{cm} * \gamma_{cE}$)

I_c = inertie de la section droite de béton [mm⁴]

E_s = module d'élasticité de l'acier [N/mm²]

I_s = inertie des armatures par rapport au centre de gravité [mm⁴]

Avec pour

$$\rho \geq 0.002$$

K_s = coefficient tenant compte de la contribution des armatures

K_c = coefficient tenant compte des effets de la fissuration, du fluage,...

$$K_c = \frac{K_1 K_2}{1 + \varphi_{ef}}$$

$$K_1 = \sqrt{\frac{f_{ck}}{20}}$$

$$K_2 = n \frac{\lambda}{170} \leq 0.2$$

n = effort normal relatif : $N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd})$

λ = coefficient d'élançement

f_{ck} = résistance caractéristique du béton [N/mm²]

φ_{ef} = coefficient de fluage effectif []

Et pour

$$\rho \geq 0.01$$

K_s = coefficient tenant compte de la contribution des armatures

$$K_s = 0$$

K_c = coefficient tenant compte des effets de la fissuration, du fluage,...

$$K_c = \frac{0.3}{1 + 0.5\varphi_{ef}}$$

Sur la base de ce cette rigidité EI, on peut calculer le moment de second ordre M_2 .

$$M_2 = \frac{\beta M_{0Ed}}{\frac{N_B}{N_{Ed}} - 1} \quad (3.14)$$

M_{0Ed} = moment de premier ordre [Nmm]

β = coefficient qui dépend de la distribution des moments du premier et du second ordre $\left(\frac{\pi^2}{c_0}\right)$

c_0 = 8 pour un moment de premier ordre constant, 9.6, pour une distribution parabolique, 12 pour une distribution triangulaire, dans les autres cas on peut le prendre égal à 1

N_{Ed} = effort normal agissant de calcul [N]

N_B = charge de flambement « eulérienne » basée sur la rigidité nominale EI de la formule 2.41 [N]

- Méthode basée sur une courbure nominale Dans cette méthode, l'essentiel se trouve dans la détermination du moment de second ordre M_2 qui est calculé par :

$$M_2 = N_{Ed}e_2 \quad (3.15)$$

$$e_2 = \frac{l_0^2}{c} \left(\frac{1}{r} \right) \quad \text{Excentricité du second ordre [mm]} \quad (3.16)$$

$$\frac{1}{r} = K_r K_\phi \frac{1}{r_0} \quad ; \text{ Détermination de la courbure [mm}^{-1}\text{]} \quad (3.17)$$

$$\frac{1}{r_0} = \frac{\varepsilon_{yd}}{0.45d}$$

$$K_r = \frac{n_u}{n_u n_{bal}} \leq 1 \quad \text{Coefficient de réduction dépendant de l'effort normal}$$

$$K_\phi = 1 + \beta \phi_{ef} \geq 1 \quad \text{Coefficient de fluage}$$

N_{Ed} = effort normal fixé [N]

e_2 = excentricité de second ordre [mm]

l_0 = longueur de flambement [mm]

c = coefficient dépendant de la distribution des courbures

$1/r$ = courbure [mm⁻¹]

n = effort normal relatif : $N_{Ed} / (A_c \cdot f_{cd})$

n_{bal} = valeur de n correspondant au moment résistant maximal

$$n_u = 1 + \omega$$

$$\omega = A_s \cdot f_{yd} / (A_c \cdot f_{cd})$$

A_s = surface d'acier [mm²]

A_c = surface de béton [mm²]

f_{yd} = limite d'élasticité des aciers [N/mm²]

f_{cd} = résistance du béton [N/mm²]

ϕ_{ef} = coefficient de fluage effectif []

$$\beta = 0.35 + f_{ck} / 200 - \lambda / 150$$

λ = coefficient d'élanement

3.2.4. Méthode du 2ème ordre des différences finies (CEB)

3.2.4.1. Principe de la méthode

Cette méthode est qualifiée de « générale » car elle permet l'étude de la trajectoire complète (P-Δ) d'un poteau en prenant en compte les effets du premier et du second ordre. Pour étudier cette trajectoire, la hauteur de la colonne doit être divisée en segments afin d'approcher la déformée réelle que prend la colonne. Cette technique est présentée dans le CEB Manual on Buckling (CEB, 1977). Les éléments de base de cette technique sont les courbes M-Ψ. La figure 3.9 présente le schéma complet de cette méthode [24].

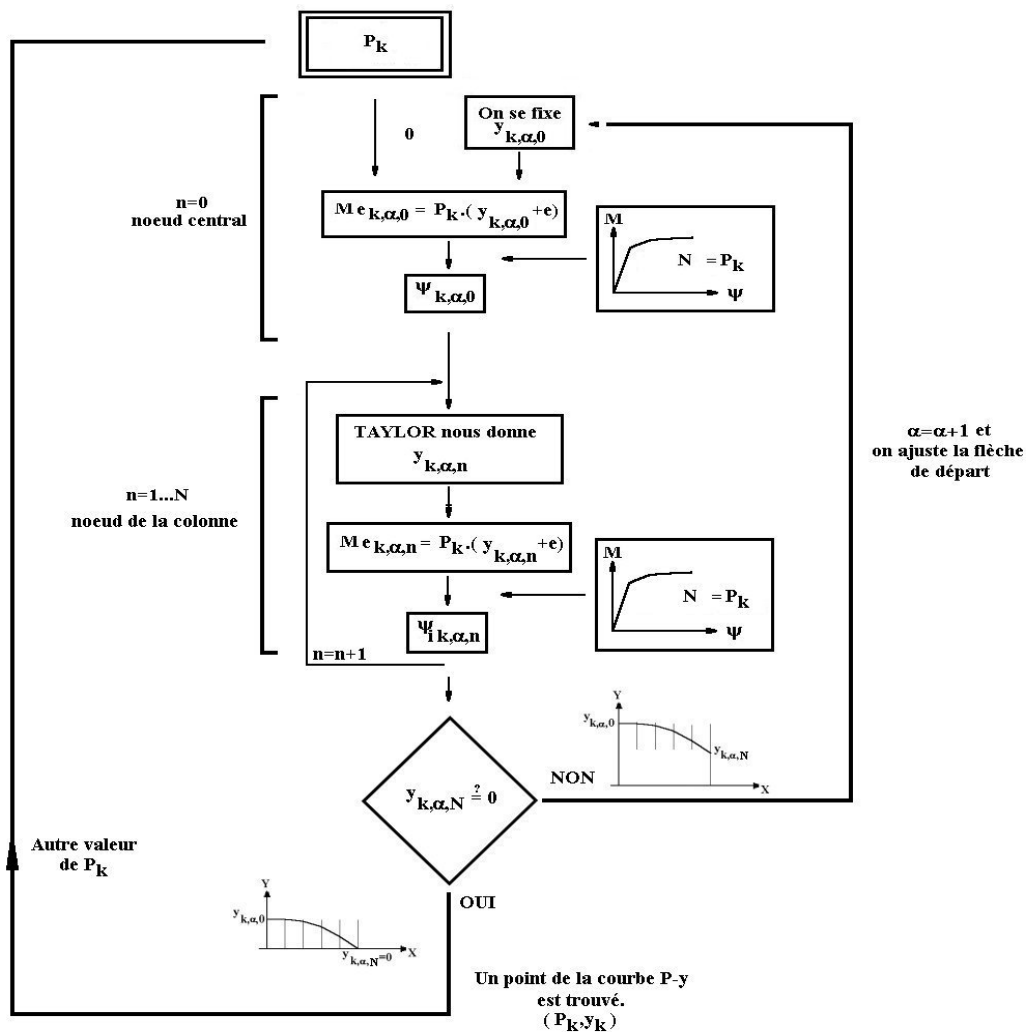


Figure 3.9 : Schéma de la méthode des différences finies du CEB [24.]

3.2.4.2. Descriptif de la méthode

A chaque itération en vue d'obtenir un couple de valeurs (P_k, y_k) de la trajectoire $(P-\Delta)$, la méthode du CEB requiert que l'on se donne une valeur de la charge (P_k) . Cette valeur reste constante pendant tout le temps nécessaire à l'obtention de la convergence. Les étapes vers la convergence sont indicées α .

A la première étape ($\alpha=0$) de la recherche de la convergence, fixons-nous par hypothèse que la flèche dans la section centrale (au noeud $n=0$) vaut $y_{k,\alpha,0}$. Grâce à la flèche, nous pouvons connaître le moment extérieur induit par la charge P_k (Figure 3.10).

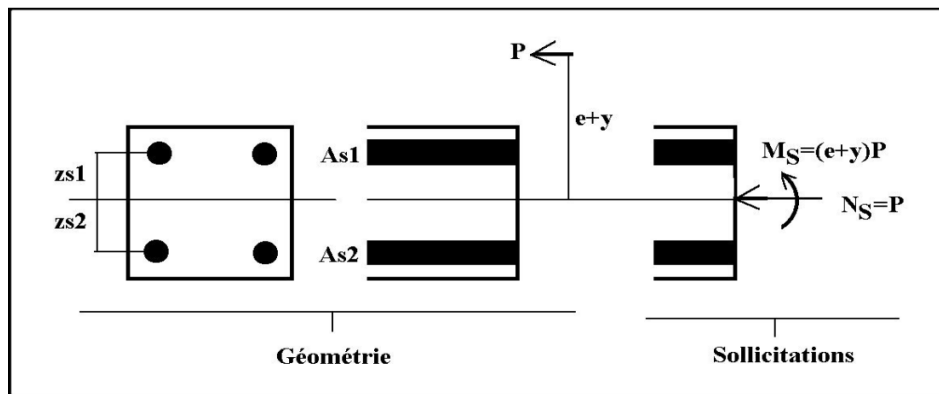


Figure 3.10 : Sollicitations extérieures [23].

Ce moment vaut :

$$M_S = M_{e_{k,\alpha,0}} = P_k (y_{k,\alpha,0} + e) \quad (3.18)$$

A ce stade, toutes les sollicitations externes de la section centrale sont définies mais nous ne disposons d'aucune information sur la courbure au noeud 0.

La figure 3.11 représente le diagramme complet de la relation moment courbure pour une charge donnée P_k

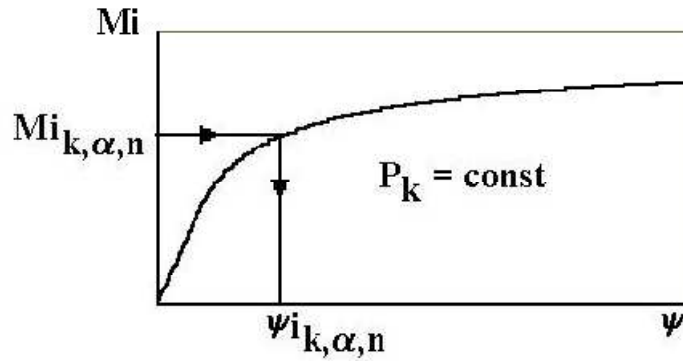


Figure 3.11: Courbe moment-courbure [23].

Grâce à celui-ci et sachant que le moment interne $M_{i_{k,\alpha,n}}$ doit être égal au moment extérieur $M_{e_{k,\alpha,n}}$, nous pouvons obtenir la valeur de la courbure au nœuds central $n=0$, $\psi_{i_{k,\alpha,0}}$. On a donc déterminé dans la section centrale la valeur de ψ_k en équilibre avec y_k et P_k .

La méthode a pour but d'obtenir la déformée complète de proche en proche en s'imposant la condition qu'aux nœuds d'extrémités (articulations), la valeur de la flèche soit nulle.

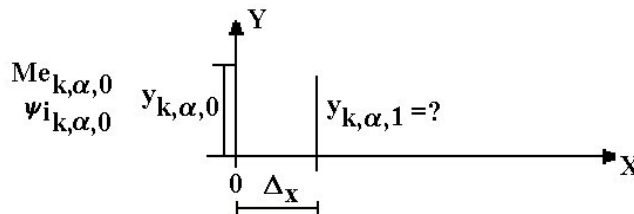


Figure 3.12 : Recherche de $y_{k,\alpha,1}$ [23].

Ceci s'obtient par l'intermédiaire d'un développement en série de Taylor limité au 2ème ordre de la déformée (Figure 3.13):

$$y_{k,\alpha,n} = y_{k,\alpha,n-1} + y'_{k,\alpha,n-1} + y''_{k,\alpha,n-1} \frac{dx^2}{2} + o(dx^3) \tag{3.19}$$

$y_{k,\alpha,n}$ est la flèche (inconnue) au nœuds n

$y_{k,\alpha,n-1}$ est la flèche (connue) au nœuds n-1

$y'_{k,\alpha,n-1} = \theta_{k,\alpha,n-1}$ est la pente au nœuds n-1

$y''_{k,\alpha,n-1} = \psi_{k,\alpha,n-1}$ est la courbure (connue) au nœuds n-1

Δx est la distance entre deux nœuds successifs (constante)

La valeur de $\theta_{k,\alpha,n-1}$ se détermine comme représenté à la Figure 3.13.

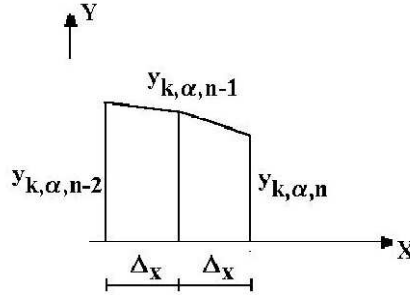


Figure 3.13 : Recherche de la pente $y'_{k,\alpha,n-1}$ [23].

$$\theta_{k,\alpha,n-1} = \frac{1}{2} \left(\frac{y_{k,\alpha,n-1} - y_{k,\alpha,n-2}}{\Delta x} + \frac{y_{k,\alpha,n} - y_{k,\alpha,n-1}}{\Delta x} \right) = \frac{y_{k,\alpha,n} - y_{k,\alpha,n-2}}{2\Delta x} \quad (3.20)$$

$$y_{k,\alpha,n} = y_{k,\alpha,n-1} + \frac{y_{k,\alpha,n} - y_{k,\alpha,n-2}}{2} + \psi_{k,\alpha,n-1} \frac{dx^2}{2} \quad (3.21)$$

$$y_{k,\alpha,n} = 2y_{k,\alpha,n-1} - y_{k,\alpha,n-2} + \psi_{k,\alpha,n-1} dx^2 \quad (3.22)$$

Cette équation (3.22) permet de déterminer $y_{k,\alpha,n}$. On calcule ensuite $M_{k,\alpha,n} = (e + y_{k,\alpha,n}) P_k$ et, par l'intermédiaire de la relation $M-\psi$, la valeur de $\psi_{k,\alpha,n}$. Cette procédure est répétée pour tous les nœuds jusqu'aux nœuds $n=N$.

Nous devons vérifier si le dernier nœud a bien une valeur de flèche nulle (Figure 3.14). Comme le système part d'une valeur arbitraire de y_k , il est probablement inévitable de devoir modifier la valeur initiale de $y_{k,\alpha,0}$ pour obtenir une flèche nulle en ce nœud N.

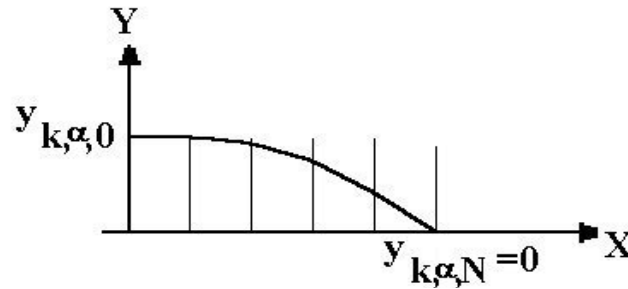


Figure 3.14 : La flèche $y_{k,l,N}=0$ [23].

On recommence la procédure itérative en modifiant la valeur de $y_{k,\alpha,0}$, jusqu'à obtenir $y_{k,\alpha,N} \approx 0$. Lorsque la convergence est satisfaite nous avons obtenu un point (P_k, y_k) de la courbe charge flèche. Reprenant une nouvelle valeur de charge, nous recherchons un autre point de la courbe.

Cette méthode permet d'obtenir la partie de la courbe ascendante du diagramme flèche-charge jusqu'au maximum. Mais, pour la partie descendante de la relation $P-\Delta$, il est nécessaire de diminuer la charge et de prendre comme flèche minimale la valeur de la flèche de l'étape précédente afin d'obtenir une convergence vers un nouveau point. Sinon, nous risquons de converger vers une valeur de flèche plus petite que celle du maximum.

3.2.4.3. Principe de l'arrêt des calculs

Le dernier couple de valeurs (P_k, y_k) de la trajectoire prise par une colonne sous l'action d'une force de compression est celui pour lequel le moment à mi-hauteur de la colonne correspond au maximum de la relation Moment-Courbure à effort normal imposé.

Ce moment maximum correspond soit au dernier point de la relation parce que celle-ci est strictement croissante jusqu'à la rupture matérielle (point triangulaire sur la figure 3.15), soit à un maximum global (point carré sur la figure 3.15).

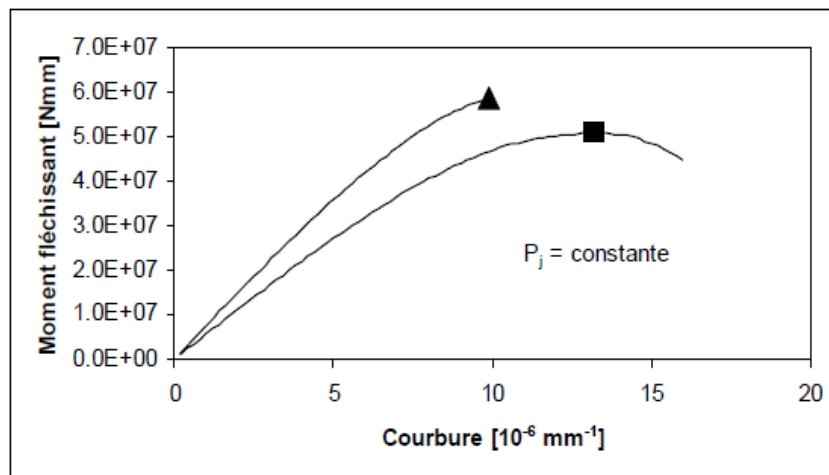


Figure 3.15 : Représentation du type de moment maximum[23].

En conclusion, le dernier point de la trajectoire de chargement à flèche transversale croissante ne peut dépasser le maximum d'une relation moment-courbure. De plus, ces maximums correspondent précisément aux valeurs qui constituent la courbe d'interaction N-M.

3.2.5. Méthode proposée par Bažant [25]

Bažant et al [25, 26] ont proposé une méthode fournissant des résultats pratiquement identiques à ceux fournis par la formulation CEB « classique » de la « colonne-modèle ». Comme dans la méthode de la colonne-modèle, son approche est basée sur une hypothèse importante : la déformée prise par le poteau, lors de son chargement, est de forme sinusoïdale.

Cette méthode se distingue cependant de la méthode « CM » par deux particularités importantes. Qui sont :

- La non-génération des relations complètes Moment – Courbure ($M-\psi$) à effort normal constant (d'où un gain en temps de calcul) ;
- La détermination d'un point de la courbe Charge – Flèche ($P-\Delta$) ne s'effectue plus à effort normal donné.

Cette méthode permettra suite de faire une étude sur l'opportunité de tenir compte de deux éléments physiques ignorés dans les méthodes précédente à savoir :

- Le déchargement de certaines fibres lors de la mise en charge du poteau ;
- L'influence de la résistance à la traction du béton et des effets de (tension-stiffening)

3.2.5.1. Description de la méthode

les étapes du processus :

- a) Le premier point de la relation $P-\Delta$ a comme coordonnées $(0\text{kN}; 0\text{mm})$. Ceci correspond à un champ de déformations nul et, donc, l'intégration du champ de contraintes résultant est également nulle. (Figure 3.16).

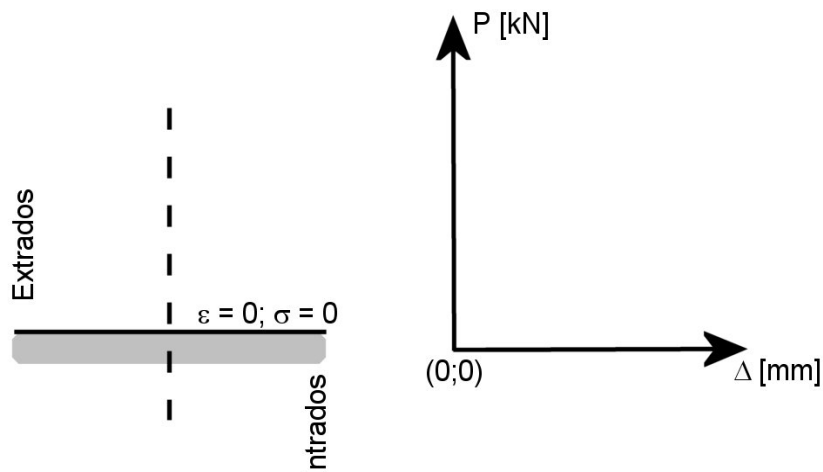


Figure 3.16 : Etat initial [25].

b)- Les points suivants de la relation $P-\Delta$, se déterminent en se fixant deux valeurs à chaque étape :

1. une valeur de la courbure Ψ obligatoirement plus grande que celle ayant permis l'équilibre du point précédent ;
2. la valeur de la déformation de la fibre extrême se trouvant du côté intrados. Cette valeur est initialement prise égale à celle obtenue lors de l'équilibre précédent.

Grâce à ces deux données, nous calculons la nouvelle distribution du champ de déformations (Figure 3.17).

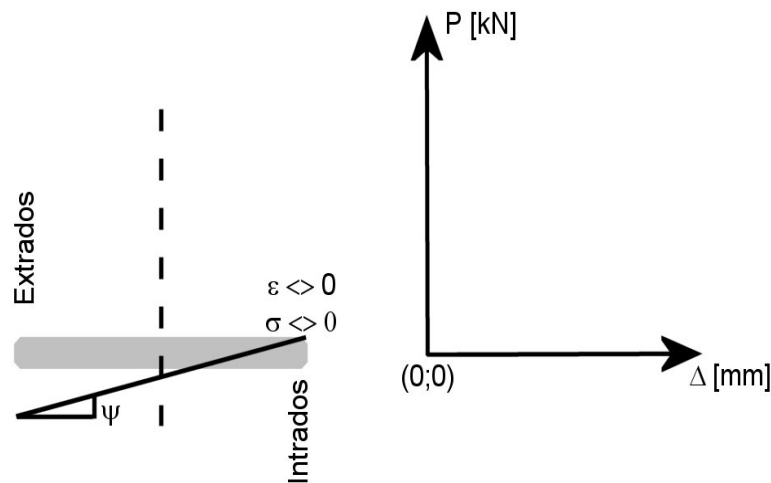


Figure 3.17 : Etat itératif [25].

Nous déterminons ensuite, la distribution de contraintes par l'intermédiaire de la loi de comportement σ - ε du béton sans prendre en compte la décompression locale des fibres. Par intégration de cette distribution des contraintes, nous déterminons l'effort normal et le moment fléchissant (calculé par rapport au centre de gravité de la section). Il ne reste plus qu'à vérifier si l'équation d'équilibre (3.23) est bien satisfaite:

$$M_{interne} = N_{interne} * e_{tot} \quad [\text{Nmm}] \quad (3.23)$$

Avec:

$M_{interne}$ = moment calculé sur base du champ des contraintes [Nmm]

$N_{interne}$ = effort normal calculé sur base du champ des contraintes [N]

$e_{tot} = e_{nom} + e_2$ [mm]

e_{nom} = excentricité de premier ordre [mm]

e_2 = excentricité de second ordre [mm]

Deux cas de figure peuvent se présenter :

1-L'équation (3.23) n'est pas vérifiée. Nous sommes donc amenés à augmenter la valeur de la déformation à l'intrados et, nous recalculons une nouvelle distribution de déformations, ..., et ainsi de suite jusqu'à ce que l'équation (3.23) soit satisfaite (Figure 3.18)

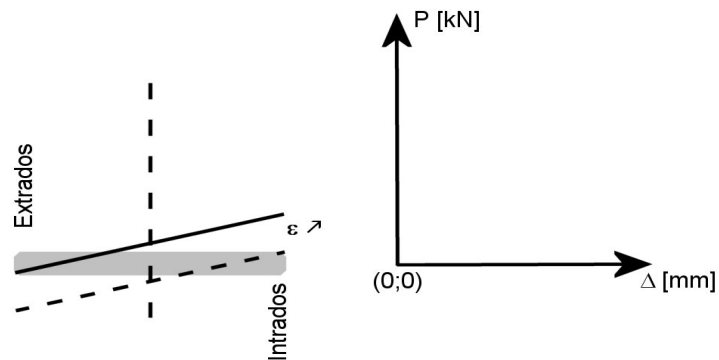


Figure 3.18 : Premier cas[25].

2-L'équation (3.23) est vérifiée.

Dans ce cas, nous connaissons la valeur de la force $P = N_{interne}$ et la flèche $\Delta = e_2$, ce qui constitue un état de la courbe P- Δ (Figure 3.19).

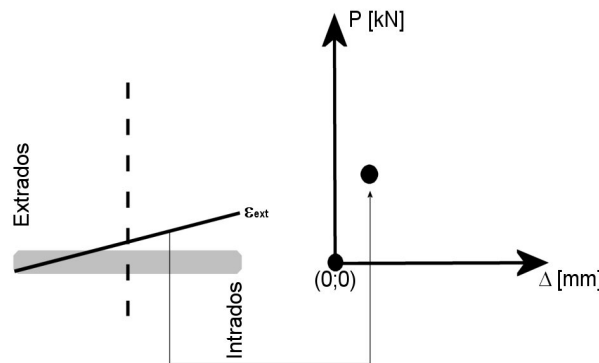


Figure 3.19 : Second cas [25].

La flèche Δ prise par la colonne se calcule (équation 3.25) grâce à l'hypothèse d'une déformée sinusoïdale

$$\Delta = \frac{L^2}{\pi^2} \psi. \tag{3.24}$$

Δ = flèche totale [m]

L = longueur de la colonne [m]

Ψ = courbure [m-1]

c)-L'équilibre obtenu, nous retournons au début du point b) pour continuer la recherche pas-à-pas de la courbe P- Δ . Ces itérations s'arrêteront, d'une part, dès que l'équilibre ne sera pas vérifié, et,

d'autre part, dès que nous aurons atteint une valeur de déformation au moins de 0.9% pour le béton (valeur choisie excessivement grande pour une loi de béton non fretté).

Notons que la méthode suppose que le chargement s'effectue en imposant courbure et déformation du béton à l'intrados de la colonne strictement croissantes, ce qui est le cas de nos essais.

3.2.5.2. Présentation de la méthode avec prise en charge du phénomène de déchargement

Replaçons-nous dans le cas où nous venons d'obtenir un couple de valeurs (P, Δ) . Pour cet état, la distribution de déformations est connue (droite R représentée sur la figure 3.16).

La nouvelle distribution de déformations prise en compte pour le nouveau pas de calculs (fonction des éléments du point 4.5.2.1-b) en augmentant la courbure mais en gardant la déformation à l'intrados constante, est la droite notée (S) sur la (figure 3.20). Ceci implique les constats suivants :

- Dans la zone F, toutes les fibres subissent une décompression ;
- Dans la zone E, toutes les fibres subissent une mise en traction ;
- Dans la zone D, les fibres sont en zone fissurée.

Pour la zone F, on fait l'hypothèse classique supposant que tout déchargement d'une fibre s'effectue non pas en revenant suivant la loi de comportement du béton mais en sens inverse du chargement tout en suivant une droite parallèle à la tangente à l'origine (hypothèse simplificatrice).

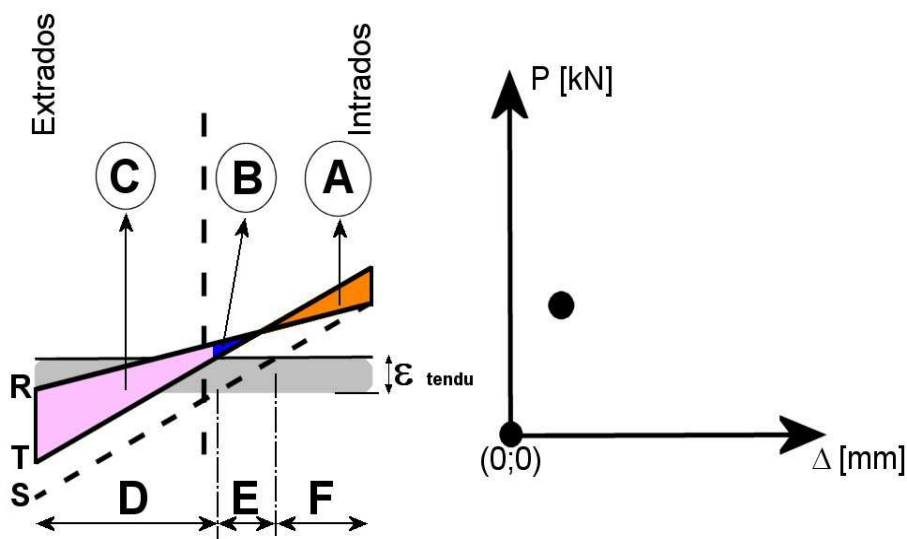


Figure 3.20 : Illustration du déchargement [25].

Dans le cas où il n'y a pas d'équilibre pour la distribution de déformation associée à la droite (S), nous augmentons la valeur de la déformation à l'intrados (comme déjà expliqué plus haut) afin d'obtenir la droite (T). Dans ce cas de figure, nous avons à la fois des fibres comprimées dont la déformation est plus élevée qu'à l'équilibre précédent (zone A) et des fibres en situation de déchargement (zone B).

Les fibres de la zone A suivront donc la loi constitutive σ - ε courbe intrinsèque du béton tandis que celles de la zone B sont en déchargement. On procède de la sorte jusqu'à l'obtention d'un nouvel équilibre.

Remarque importante sur le déchargement

Dans la formulation classique de la « colonne modèle », il est nécessaire de connaître les relations Moment – Courbure à effort normal constant. A partir de celles-ci, il est impossible de prendre en compte l'état du champ de déformation de l'équilibre précédent.

En revanche, le modèle proposé par Bažant le peut sans problème, car il ne considère que l'étude d'une seule section (centrale) en faisant l'hypothèse que la déformée de la colonne est de forme sinusoïdale.

3.3. TRAVAUX SUR LA STABILITE

3.3.1.Effet du béton tendu sur la capacité portante

Lors des simulations numériques des essais réalisés au laboratoire de l'ULB [23]. Nous avons montré que les fibres à l'extrados du béton commençaient à se décompresser.

Cette décompression se présente avant l'obtention du maximum de capacité portante de l'élément structural. Au niveau du champ des déformations, nous obtenons une zone localisée où les contraintes de traction induites sont présentes. D'où la nécessité de prendre en compte ce phénomène sachant que la résistance à la traction d'un béton peut tout au plus avoisiner le dixième de la résistance à la compression du béton (pour les BHP, c'est nettement moins que le 1/10ème).

Les lois pour simuler le béton tendu peuvent être de deux catégories :

- élastique-fragile : il s'agit d'une approche minimaliste qui consiste en une partie linéaire croissante dont la pente correspond au module d'élasticité du béton comprimé jusqu'à la

valeur ϵ_{lim} donnée par la formule 6.1. Ensuite la contrainte est nulle pour les déformations plus grandes comme représenté sur la Figure 3.21. La valeur de f_{ctm} dépend uniquement ici de la résistance à la compression du béton (fib, 1999).

$$\epsilon_{lim} = -\frac{f_{ctm}}{E_{ci}} = -\frac{2.12 \ln\left(1 + \frac{f_{cm}}{10}\right)}{E_{ci}} \tag{3.25}$$

$$E_{ci} = E_{co} \sqrt[3]{\frac{f_{cm}}{f_{cmo}}}$$

f_{cm} = résistance à la compression du béton [N/mm²]

f_{cmo} = 10N/mm²

E_{co} = 21500N/mm²

E_{ci} = module tangent [N/mm²]

ϵ_{lim} = déformation limite []

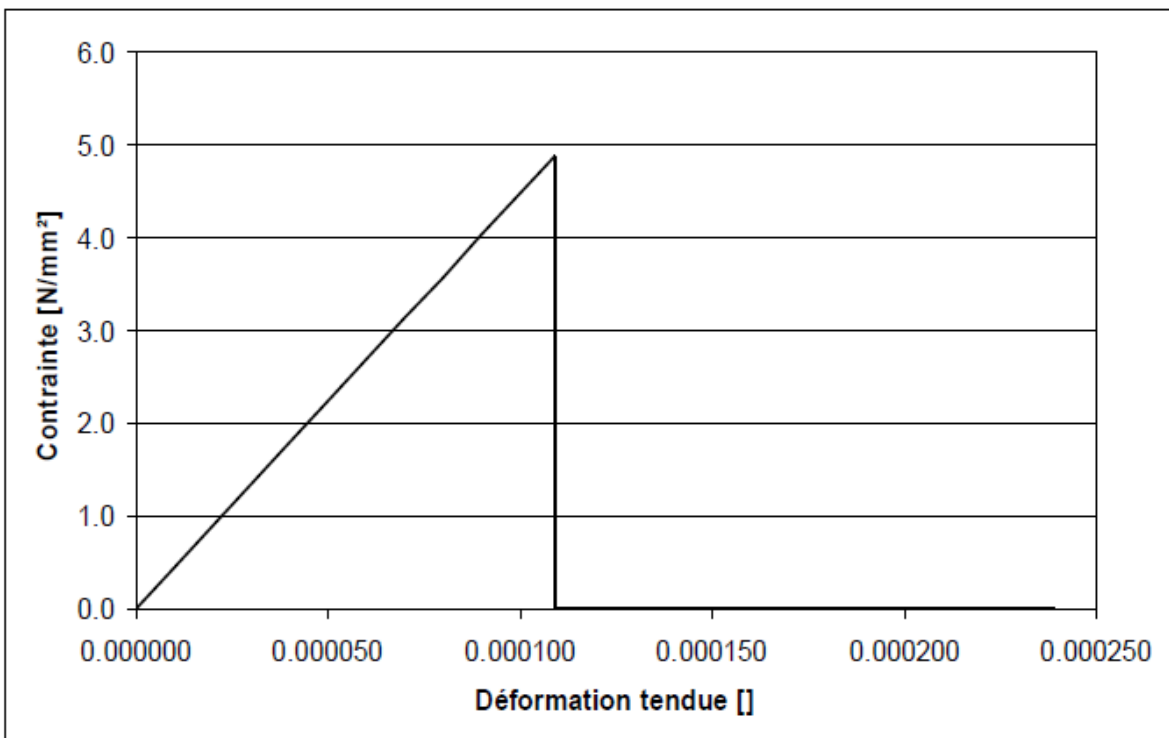


Figure 3.21 : Représentation de la loi σ - ϵ pour le béton tendu ($f_c = 90N/mm^2$) [23].

- Loi présentant un comportement post-critique dans ce cas-ci, après le maximum, une partie d'adoucissement (strain-softening).

Cependant, la contribution du béton tendu lors des calculs est très généralement négligée en bureau d'étude :

« L'effet favorable de la participation du béton tendu peut être pris en compte.

Note : Cet effet est favorable et peut toujours être négligé pour simplifier. »

Au vu de ces deux éléments, la question suivante s'impose d'elle-même :

« De quel ordre est l'influence du béton tendu sur la capacité portante d'une colonne en béton armé ? »

3.3.2. Effet du déchargement des fibres sur la capacité Portante

« L'effet du déchargement local de certaines fibres de béton influence-t-il la capacité portante des colonnes en béton armé ? »

L'étude suivante répond à cette question.

La trajectoire charge-flèche d'une colonne se construit en recherchant successivement les équilibres pour des valeurs croissantes de la courbure dans la section centrale. Pour deux courbures successives, certaines fibres peuvent voir les déformations diminuer par rapport à l'équilibre précédent.

Classiquement, on déduit uniquement la valeur de la contrainte de la valeur de la déformation de la courbe σ - ϵ . Cette approche néglige l'aspect d'un déchargement des fibres du matériau plus réaliste. En fait, pour une fibre particulière, à partir du couple (σ - ϵ) du dernier équilibre sans diminution de la déformation, plusieurs chemins sont possibles (Prat, 1997). Si la déformation de la fibre doit diminuer, nous supposons que le déchargement se fait « élastiquement » en suivant une évolution parallèle à la tangente à l'origine (Figure 3.22) [23].

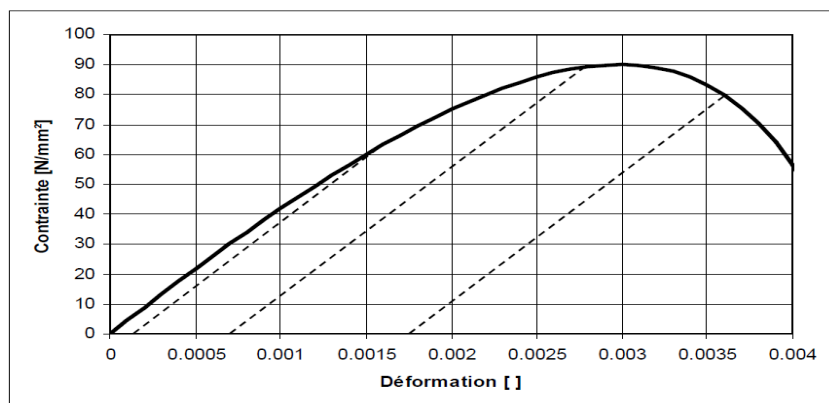


Figure 3.22 : Représentation de différents chemins de déchargement (pointillés) [23].

C'est ce chemin de déchargement qui sera admis dans la suite de ce chapitre.

3.3.2.1. Localisation des fibres subissant le déchargement

Avec le modèle numérique de la colonne-modèle présenté par Bažant, la déformation de la fibre située à l'intrados augmente ou reste constante pour chaque équilibre déterminé. Regardons à la Figure 3.23 où se localisent les fibres présentant un déchargement local des déformations.

Débutons le raisonnement à partir d'une distribution de déformations (courbure fixée) pour laquelle nous avons satisfait aux conditions d'équilibre (Droite R). Maintenant, cherchons un nouvel équilibre pour une distribution de déformations correspondant à une plus grande courbure (Droite S) dont le point d'extrémité correspond à la déformation de l'équilibre précédent à l'intrados. Tant que l'équilibre n'est pas trouvé, cette droite se déplace vers le haut (droite T) en accroissant la valeur de la déformation à la fibre extrême de l'intrados.

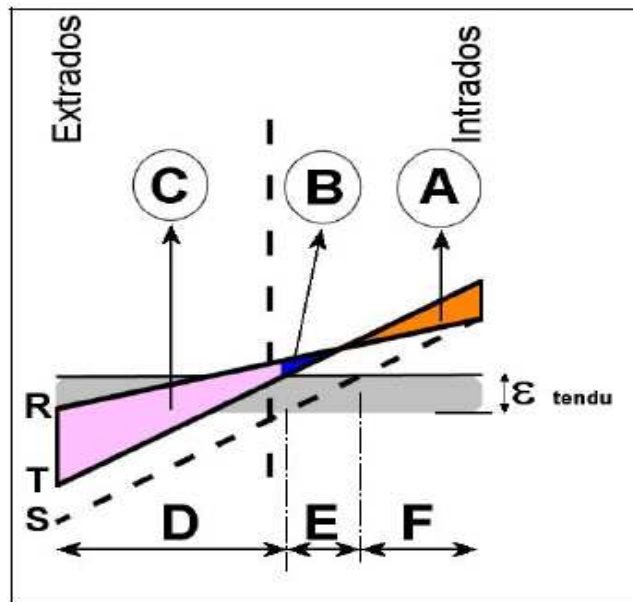


Figure 3.23 : Zone B, lieu influençant la capacité portante en déchargement [23].

Si le champ de déformations lié à la droite T fournit l'équilibre recherché, nous avons trois zones de fibres au comportement différent :

- La zone A, où les fibres subissent un accroissement de déformation en compression. La contrainte continue de suivre la loi σ - ε ;
- La zone B, où les fibres subissent une diminution de déformation tout en gardant des valeurs de compression (zone où l'effet est analysé) ;

- La zone C, où les fibres subissent des déformations de traction, voire dépassent un niveau de fissuration.

3.3.2.2. Localisation du point correspondant à la capacité portante d'une colonne dans le plan N-M

3.3.2.2.1. Diverses définitions de la courbe d'interaction

Les courbes d'interaction N-M calculées sur base de la section géométrique de béton et d'acier délimitent le domaine d'équilibre possible des colonnes quelle que soit la trajectoire suivie lors du chargement. En dehors du domaine défini par la courbe d'interaction, aucun équilibre n'est possible.

Dans la littérature, deux autres courbes qualifiées aussi d'interaction sont liées aux calculs des trajectoires des colonnes obtenues grâce aux simulations numériques. Ces deux types de courbes sont les suivantes :

- Premier type

Ces courbes dont le mode de construction est donné par MacGregor (MacGregor, 1992), (MacGregor, 1970) et repris par Bažant, permettent de déterminer quel serait le moment de 1^{er} ordre que l'on peut appliquer aux colonnes pour le niveau de charge correspondant à la capacité portante de la colonne obtenue par une méthode générale. Elles sont nommées :

« *slender column interaction diagram* » ou « *reduced interaction diagram* ».

Ces courbes sont construites pour un élancement donné (hauteur fixée), en joignant les points de type « B » indiqué à la Figure 3.24 pour différentes excentricités.

Ces courbes joignent donc les points formés par l'intersection de la droite horizontale passant par le maximum de la trajectoire d'une colonne dans le plan N-M (droite AB sur la Figure 3.24) avec la droite tangente à l'origine de la trajectoire (droite OA sur la Figure 3.24).

Elles permettent de déterminer la charge que l'on peut faire supporter à la colonne avec une excentricité donnée sans effectuer de calcul au second ordre (la connaissance du moment maximum de la trajectoire nécessite quant à lui le calcul au second ordre).

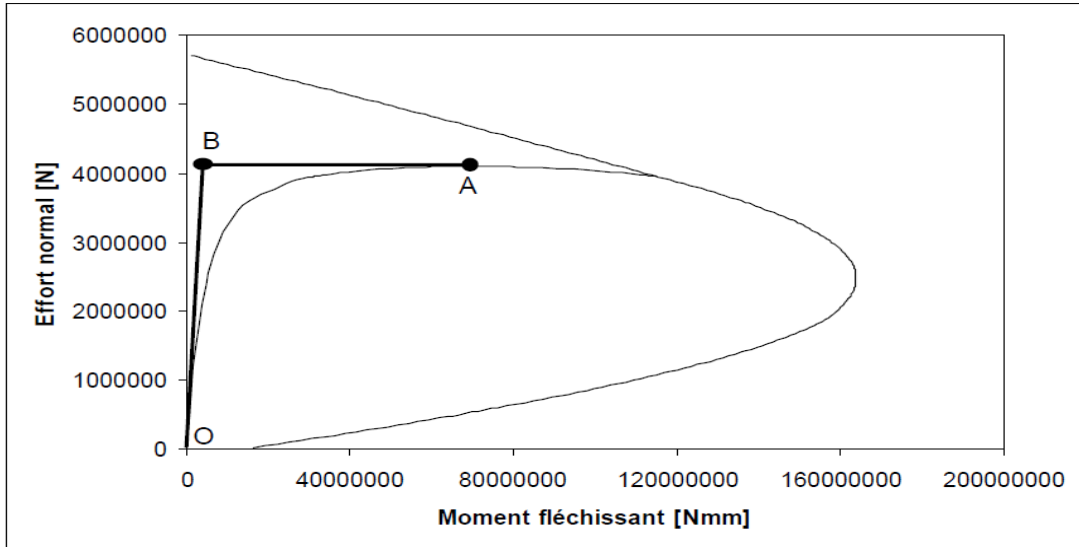


Figure 3.24 : Construction des points de la courbe d'interaction [23].

Nous traçons à la Figure 3.25, les points « B » correspondant à chaque colonne étudiée dont la résistance du béton est 90N/mm^2 et une surface d'acier correspondant à 1% de la surface de béton (250x250mm).

Les droits partants de l'origine des axes (en traits pointillés) représentent les excentricités de premier ordre variant de 1 à 81mm. Nous observons pour les courbes (en traits continus) que les colonnes trapues ($L=780\text{mm}$) se trouvent très proches de la courbe d'interaction de la section et que les courbes d'interaction des colonnes de grand élancement ($L=4780\text{mm}$) s'en écartent de manière significative ;

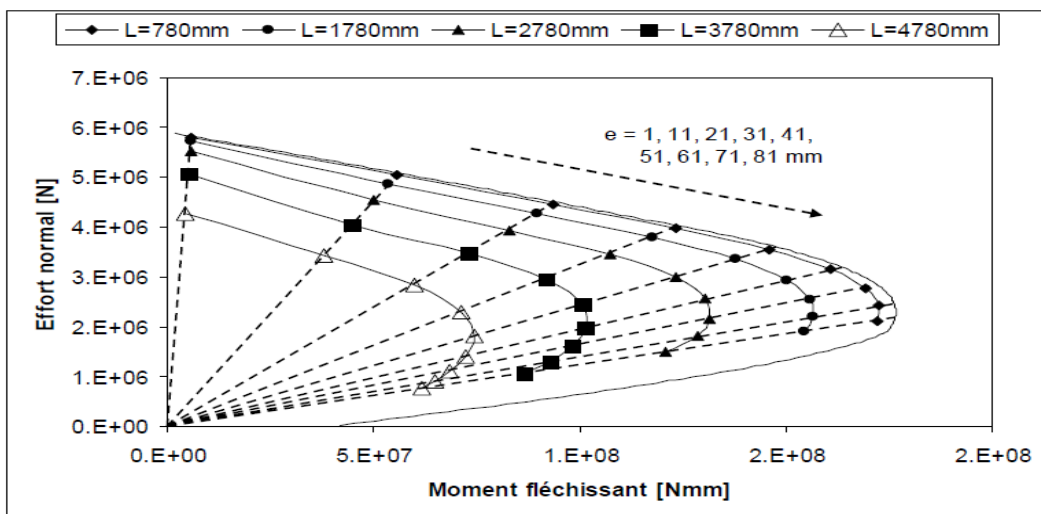


Figure 3.25 : Diagrammes d'interaction réduits, $f_c=90\text{N/mm}^2$ [23].

- Second type

Pour chaque élancement donné, on trace dans le plan N-M une courbe qui joint les maxima (capacité portante) des trajectoires des colonnes.

On observe sur ce type de figure (3.25) que :

- Les courbes établies pour des longueurs de colonnes de 780, 1780, 2780 sont pratiquement accolées à la courbe d'interaction.
- Les courbes les plus éloignées correspondent à des élancements assez importants ($\lambda = 52$ pour $L = 3780$ mm et $\lambda = 66$ pour $L = 4780$ mm).

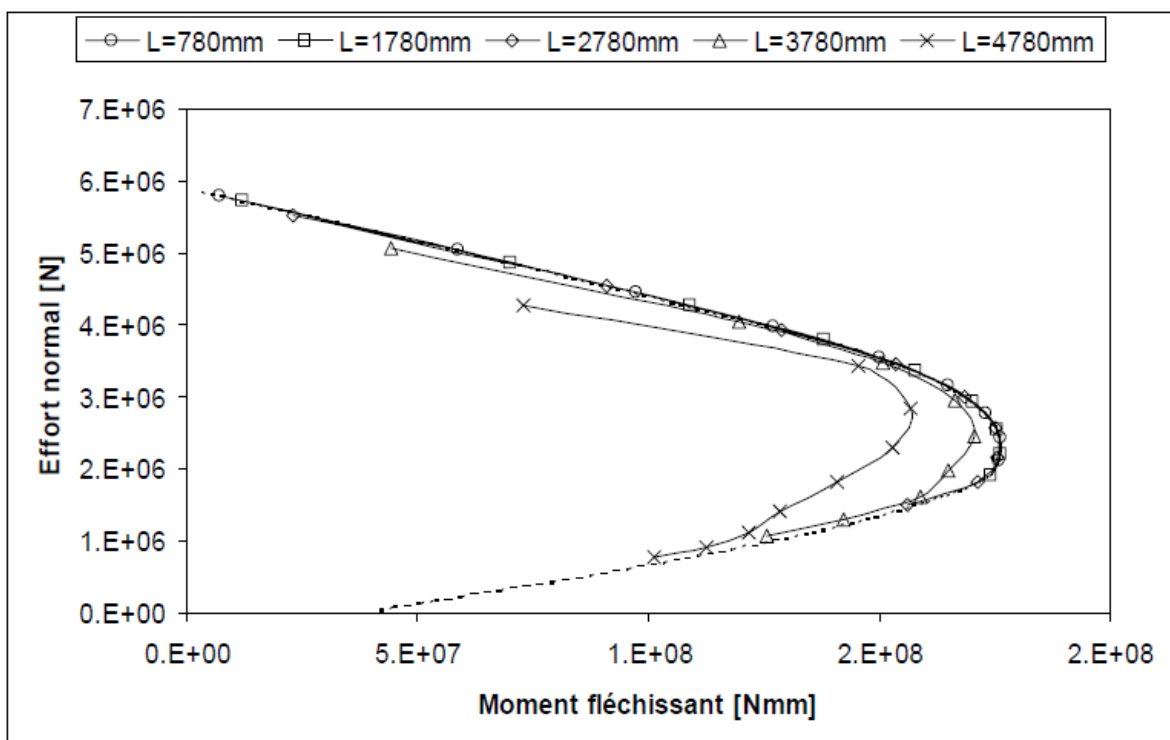


Figure 3.26 : Courbes d'interaction modifiées, $f_c=90\text{N/mm}^2$ [23].

3.3.2.3. Localisation dans le plan N-M de la capacité portante

Comme nous venons de le voir à la Figure 3.26, les maxima des trajectoires des colonnes se positionnent de manière plus ou moins proche de la courbe d'interaction.

Une analyse des résultats des simulations montre que la trajectoire d'une colonne peut présenter trois formes différentes et ainsi intercepter la courbe d'interaction N-M de différentes manières.

La Figure 3.27 montre les trois formes de trajectoires possibles.

- 1) La trajectoire est strictement croissante et le dernier point correspond au maximum de capacité portante. La dérivée en ce point est positive ($\frac{dp}{dm} > 0$, point rond sur la Figure 3.27).
- 2) La trajectoire est strictement croissante et la dérivée du dernier point correspondant au maximum de capacité portante est nulle (point triangulaire sur la Figure 3.27).
- 3) Le maximum de capacité portante de la trajectoire se situe à l'intérieur de la courbe d'interaction ($\frac{dp}{dm} = 0$, point carré sur la Figure 3.27) et le dernier point de la trajectoire qui intercepte la courbe d'interaction présente une pente négative ($\frac{dp}{dm} < 0$).

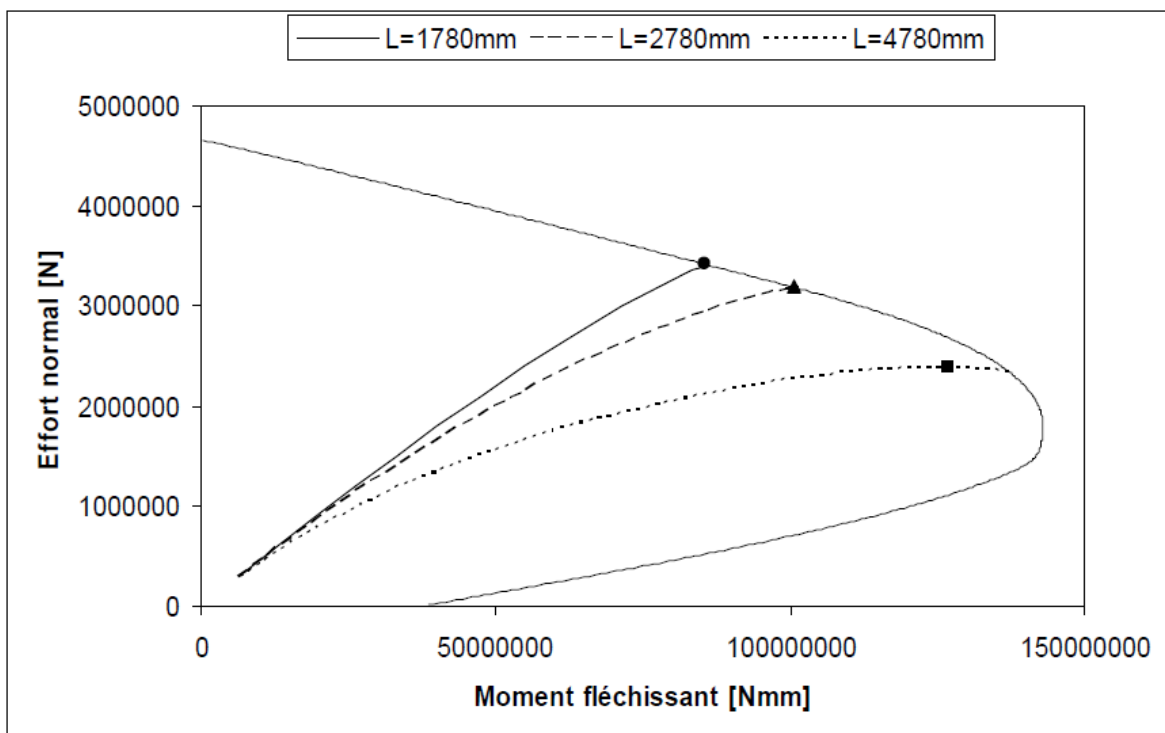


Figure 3.27 : Position des maxima sur les trajectoires
(Colonnes de 250x250mm, $f_c=70\text{N/mm}^2$, $e=21\text{mm}$) [23].

Dans la littérature, nous trouvons une condition permettant de séparer les points stables des points instables situés de part et d'autre du maximum de capacité portante. A ce sujet, Bažant définit la condition correspondant au début de l'instabilité de la colonne par la formule 3.26

$$\frac{dP}{dM} = 0 \quad (3.26)$$

P = effort normal [N]

M = moment fléchissant [Nmm]

Par conséquent, si la dérivée en un point de la trajectoire est positive, le point est stable. Si elle est négative, le point est instable. Pour la valeur nulle, nous sommes en présence d'un équilibre dit « indifférent ».

Les points de formes triangle et carré noirs de la Figure 3.27 correspondent à la condition 3.26 et ces états d'équilibre sont qualifiés d'indifférents [23].

Par contre, pour le point rond noir de la même figure, la dérivée est positive et il se trouve à l'intersection de la courbe d'interaction et de la trajectoire de la colonne. Selon Bažant, un tel point n'est possible que pour des colonnes dont l'élanement est nul. Ce n'est pas le cas ici et ceci est confirmé par Warner et al (Warner et al, 1998).

L'étude numérique nous fournit les populations de colonnes présentant les différentes caractéristiques à la Figure 3.27.

- « Le point rond noir » représente 40% de l'échantillon testé. Ce sont principalement les colonnes de hauteur 780 et 1780mm. La dérivée est positive au point correspondant au maximum de capacité portante et il se trouve sur la courbe d'interaction ;
- Les colonnes de hauteur 2780mm représentent 20% de l'échantillon où l'un des trois points présentés sur la Figure 3.27 est possible en fonction des autres paramètres des colonnes ;
- « le point carré » se rencontre dans 40% de l'échantillon testé. Ce sont principalement les colonnes de hauteur 3780 et 4780mm. La dérivée en ce point (maximum de capacité portante) est nulle. Mais au-delà de ce point, les dérivées sont négatives jusqu'à l'intersection avec la courbe d'interaction.

Comme nous venons de le faire remarquer, certaines trajectoires sont donc caractérisées par une phase post-maximum. Cette phase implique une capacité de la colonne à se déformer au-delà du maximum de capacité portante sans se rompre. Ceci représente de la ductilité structurale.

Cette ductilité est liée aux dimensions de la structure et à l'excentricité de la charge. Elle ne doit pas être confondue avec celle liée à la faculté du matériau de se déformer avant de rompre.

Il faut également savoir que les travaux de Bažant et Cedolin définissent la stabilité par rapport à une autre variable dont nous n'avons pas encore parlé jusqu'à maintenant. Cette variable est le « raccourcissement de la colonne ». Ce terme signifie que lors de la mise en charge d'une colonne, les points d'application des forces se déplacent.

Les essais au laboratoire de l'ULB ont montré que lors de la mise en charge des colonnes par déplacement transversal (flèche) imposé, la courbe « force – raccourcissement de la colonne » (Figure 3.28) présente parfois à la fin de l'essai une partie (BC) de courbe dont la variation de déplacement est négative : le piston, après en être sorti, doit « rentrer » dans le cylindre. Cela veut donc dire que les points d'application des charges se rapprochent jusqu'au point B et qu'ensuite tout en continuant à déformer la colonne, les mêmes points d'application des forces s'écartent.

Note : les courbes à la base des figures précédentes sont celles nommées « force – déplacement du piston » publiées dans le DEA (Germain, 2001). Les coordonnées « déplacement du piston » des courbes du DEA sont ici corrigées par la corrélation du signal de déplacement provenant directement du piston avec le capteur mesurant le rapprochement des points d'application des forces pour obtenir réellement le raccourcissement de la colonne.

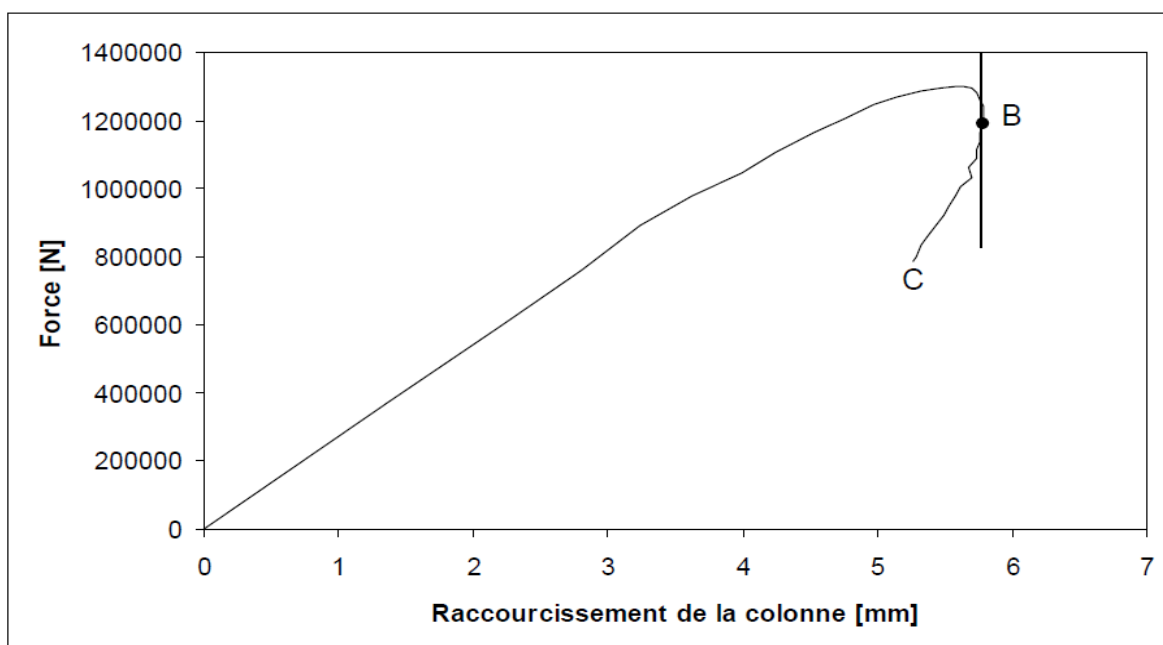


Figure 3.28 : Courbe « force – Raccourcissement de la colonne »
B-1/36-O (Hauteur 4380mm, 180x180mm, $e=5\text{mm}$) [23].

Les points constituant la partie OB, sont des points stables, en opposition à ceux de la courbe BC qui sont instables. Ceci a été démontré par Bažant et Cedolin. La partie BC porte le nom de « snapback » [23].

Bažant présente la formule 3.27 permettant de simuler numériquement le raccourcissement d'une colonne lors de son chargement sous déplacement imposé.

$$u_1 = \frac{L^3}{8\pi^2} \Psi^2 + \frac{eL}{\pi} \Psi \quad (3.27)$$

u_1 = rapprochement des extrémités de la colonne [mm]

e = excentricité [mm]

L = longueur de la colonne [mm]

Ψ = courbure [mm⁻¹]

Travaillant avec la méthode de la colonne modèle, la formulation de l'auteur est donc simple du fait que l'hypothèse de la méthode consiste à prendre une déformée pour la colonne sinusoïdale. Pour évaluer correctement u_1 au droit des appuis, trois contributions d'allongement sont à prendre en compte si on les détermine par rapport à la fibre à mi-hauteur :

- Le raccourcissement dû à la déformée de la colonne :

Au repos, la fibre axiale équivaut à la longueur de la colonne (L). Lors du chargement, la colonne se déforme et la corde reliant les deux extrémités de la dite fibre voit sa longueur devenir plus petite que celle à l'origine (L). Cette contribution est le premier terme de la formule 3.27 ;

- Le raccourcissement dû à la rotation du pied :

La colonne fléchissant, les extrémités se mettent à tourner par rapport à l'axe de l'articulation. Δx comme représenté sur la figure 3.28 représente le raccourcissement. Pour l'équation 3.27, la valeur numérique équivaut au second terme ;

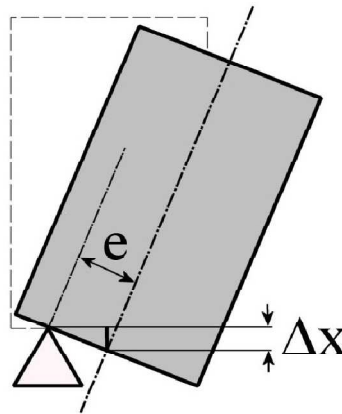


Figure 3.29 : Rotation de l'extrémité de la colonne; raccourcissement = Δx [23].

- Le raccourcissement dû au cumul de la déformation moyenne de toutes les sections : Bažant néglige ce facteur parce qu'il ne connaît le champ de déformations que dans la section centrale de la colonne. A l'aide d'une autre méthode numérique, il est possible de quantifier ce terme.

Avec la méthode des différences finies, nous sommes en mesure de déterminer cette troisième contribution négligée dans la formule 3.27. Ceci est dû au fait que pour réaliser l'analyse de stabilité de la colonne pour une charge donnée, la méthode étudie plusieurs sections de la colonne. Donc en chaque section, le champ de déformations est connu.

Pour la colonne (B-1/36-O) de la Figure 3.28, nous avons établi le diagramme « Raccourcissement de la colonne » en fonction du paramètre de pilotage qu'est la flèche lors de l'essai. Sur la Figure 3.30, nous représentons :

- Le raccourcissement dû à la déformée de la colonne nommé « Arc » ;
- Le raccourcissement dû à la rotation du pied nommé « Rotation » ;
- Le raccourcissement dû à la déformation des sections nommé « Déformation » ;
- La somme des trois termes « Colonne ».

Cette Figure 3.30 représente assez bien ce que nous pouvons observer pour les différentes colonnes testées à l'ULB :

- La contribution due à la rotation est assez faible ;
- La contribution de la déformée est un élément grandissant au fur et à mesure de l'accroissement de flèche. On pouvait s'y attendre !
- La contribution due à la déformation des sections est relativement importante et la négliger serait peu judicieux.

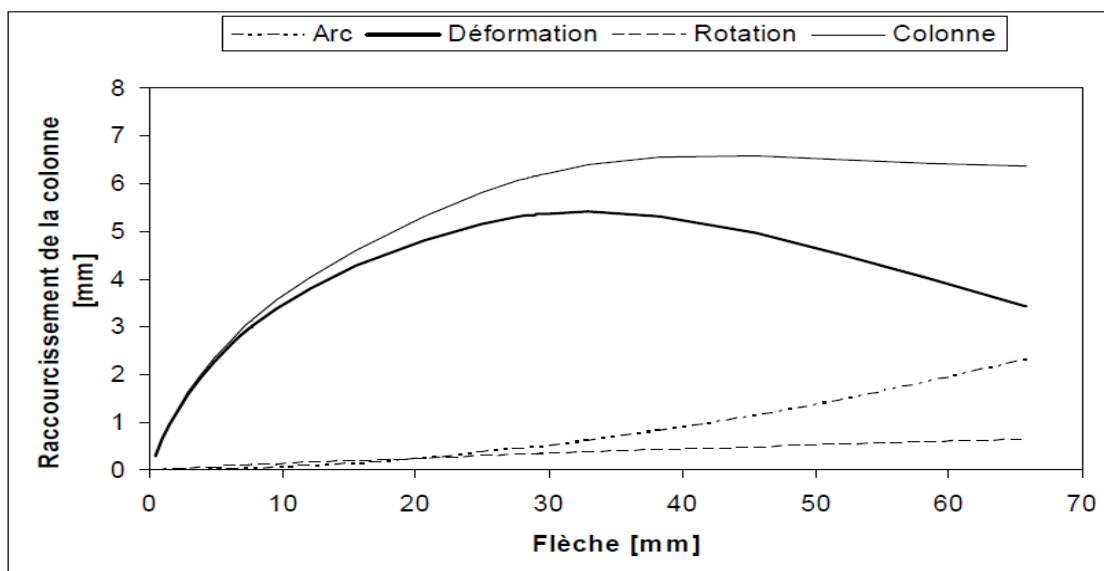


Figure 3.30: Courbes « Raccourcissement - flèche » B-1/36-O (Hauteur 4380mm, 180x180mm, $e=5mm$) [23].

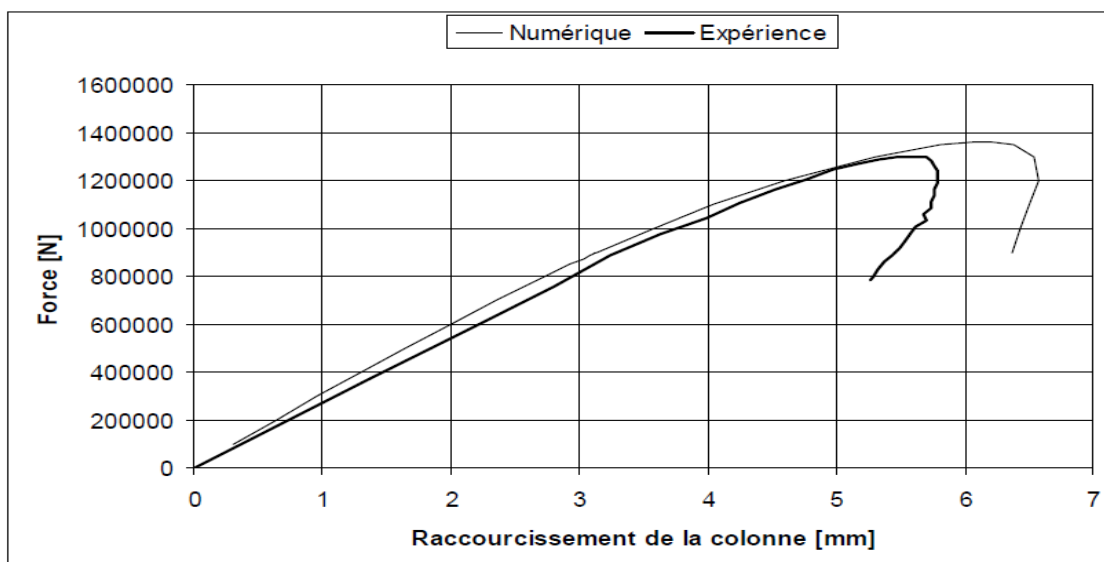


Figure 3.31 : Courbes « Force – raccourcissement » B-1/36-O (Hauteur 4380mm, 180x180mm, $e=5mm$) [23].

La Figure 3.31 compare, en regard de la charge appliquée, les raccourcissements calculés et mesurés pour la colonne B-1/36-O. On observe sur la Figure 3.31 :

- Une bonne correspondance pour la phase ascendante entre l'expérience et la solution numérique ;
- Le point de « snapback » est assez bien retrouvé ainsi que la partie de la courbe où le déplacement du piston est inversé par rapport au début de l'essai.

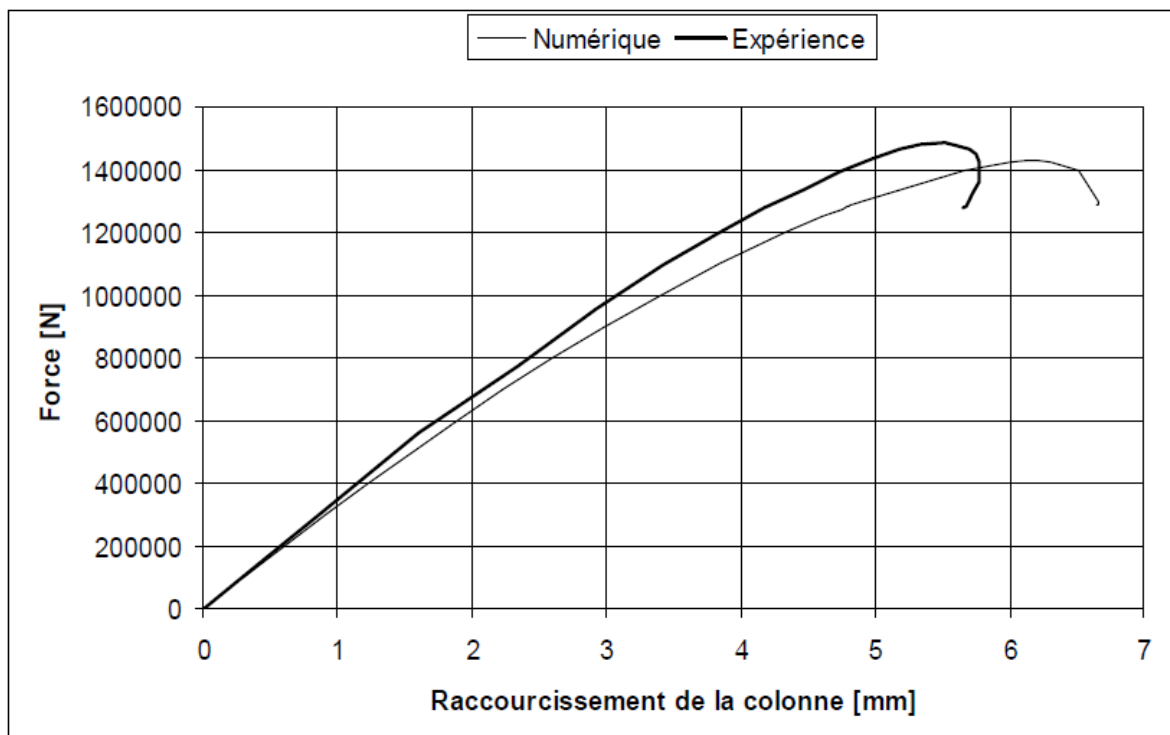


Figure 3.32 : Courbes « Force – raccourcissement de la colonne » A-1/18-O (Hauteur 3780mm, 180x180mm, $e=10\text{mm}$) [23].

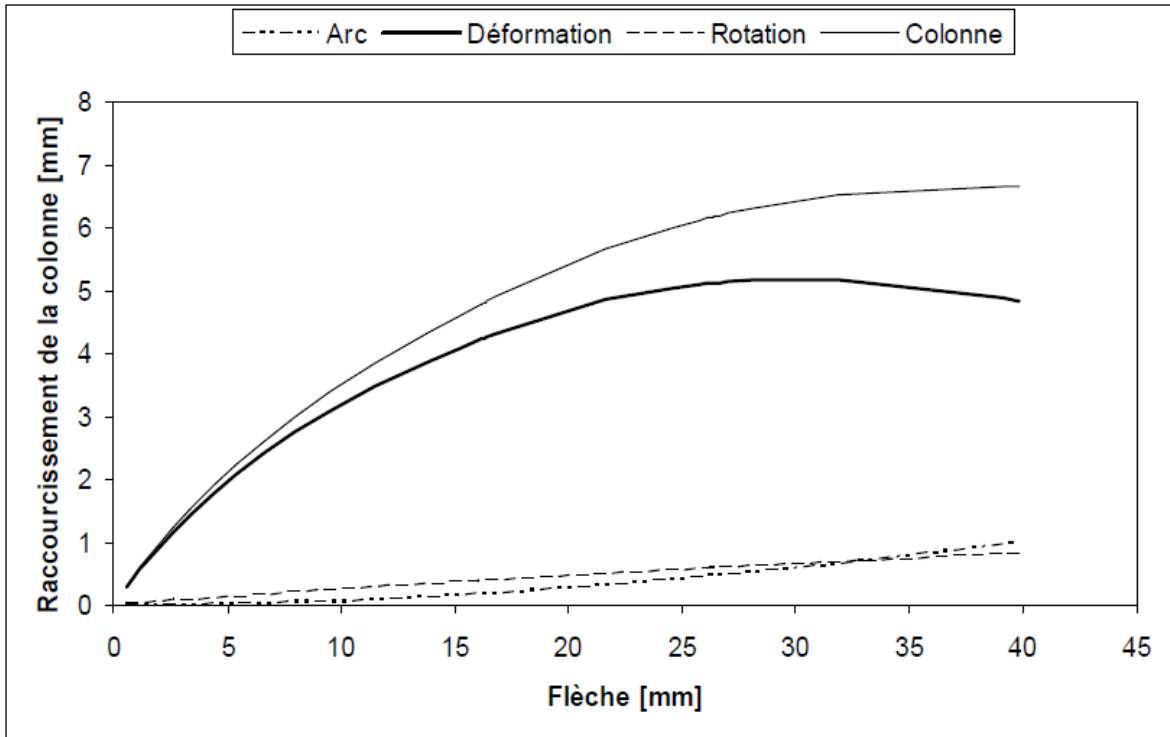


Figure 3.33 : Courbes « Raccourcissement de la colonne - flèche » A-1/18-O (Hauteur 3780mm, 180x180mm, $e=10\text{mm}$) [23].

Les colonnes de hauteur plus petite (colonne A, avec $L = 3780\text{mm}$), se simulent numériquement comme celles présentées ci-dessus (Figure 3.32). La différence est que l'on ne peut pas observer le phénomène de retour du piston par le biais numérique alors que du point de vue expérimental, il est présent tout en étant moins marqué.

Comme nous pouvons l'observer sur la Figure 3.33, la contribution de la déformation des sections est à nouveau l'élément principal dans le raccourcissement de la colonne.

3.3.3. Evaluation de méthodes simplifiées pour déterminer la capacité portante

3.3.3.1. Première méthode simplifiée dite « Courbure »

La prEN 1992-1-1 : 2005[2], en son article 5.8.8.2 met à la disposition du concepteur un outil simple basé sur une estimation de la courbure maximum (estimateur de l'excentricité de second ordre) afin de s'assurer que les efforts à faire reprendre par la colonne sont acceptables.

Cette méthode (dite méthode de la courbure, a été exposée en 1.5.2.2) permet d'obtenir un effort normal maximum pour une excentricité donnée. La question importante est de savoir si cet effort normal est un estimateur sûr et raisonnable de la capacité portante d'une colonne déterminée par la méthode générale des différences finies ?

Pour répondre à cette question, nous procédons en trois étapes distinctes :

- 1) Pour différentes valeurs d'effort normal N_{Ed} , nous calculons les moments M_{Ed} (1.40) correspondants grâce aux formules du chapitre 1.5 et ainsi une série de points sont générés. Ces couples de points (N_{Ed}, M_{Ed}) forment la courbe OY. Celle-ci est ensuite portée sur le plan d'interaction N-M (Figure 3.30). La composante effort normal du point Y, intersection entre la courbe OY et la courbe d'interaction correspond à la charge maximale possible pour les paramètres imposés (excentricité, section, quantité d'acier). Les points se trouvant en dehors de la zone d'interaction ne sont pas acceptables ;
- 2) On détermine ensuite la trajectoire de la colonne calculée avec la méthode des différences finies sur la même Figure 3.34 la capacité portante « exacte » correspond au niveau X ;
- 3) Ce sont les valeurs d'effort normal de X et de Y que nous allons comparer.

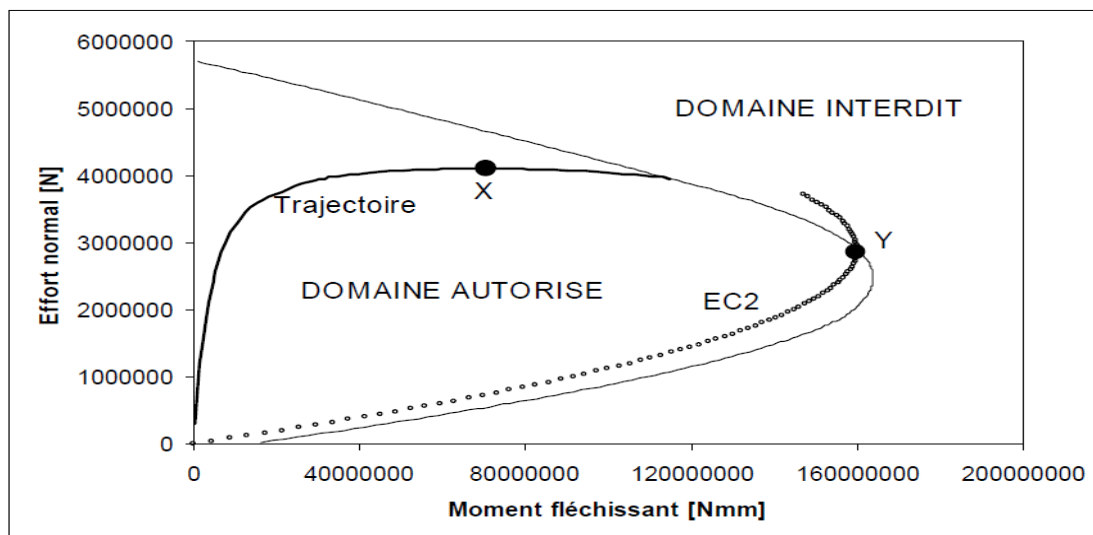


Figure 3.34 : Courbes d'interaction avec une trajectoire de colonne et la courbe obtenue par la méthode simplifiée de la courbure [23].

3.3.3.2. Résultats et analyses

Pour évaluer la méthode du point de vue de la capacité portante, nous utilisons la simulation de 900 colonnes de section carrée (250x250mm) pour lesquelles nous déterminons le point Y (par la méthode simplifiée). Ensuite nous comparons les efforts normaux correspondant à X et à Y.

Pour chaque colonne, une valeur relative (exprimée en %) nommée « Δ_{force} » est calculée suivant la formule 7.9. Cette valeur représente l'écart entre la force maximale et la capacité portante.

$$\Delta_{force} = \frac{Y(force) - X(force)}{X(force)} * 100 \tag{3.28}$$

Les 900 valeurs « Δ_{force} » sont classées dans un histogramme devant nous permettre d'estimer la qualité de la méthode simplifiée (Figure 3.31). L'axe des abscisses est divisé en 13 classes dont la largeur correspond à 5%. Ceci nous donne comme exemple d'intervalles : [-40%, - 35%], [-35%, - 30%], ... , [20%, 25%].

A chaque classe est assigné un compteur qui s'incrémente d'une unité à chaque fois qu'une des 900 valeurs correspond à la plage de l'intervalle. $\Delta_{force} > 0$ indique que la méthode simplifiée surestime la capacité portante « réelle »

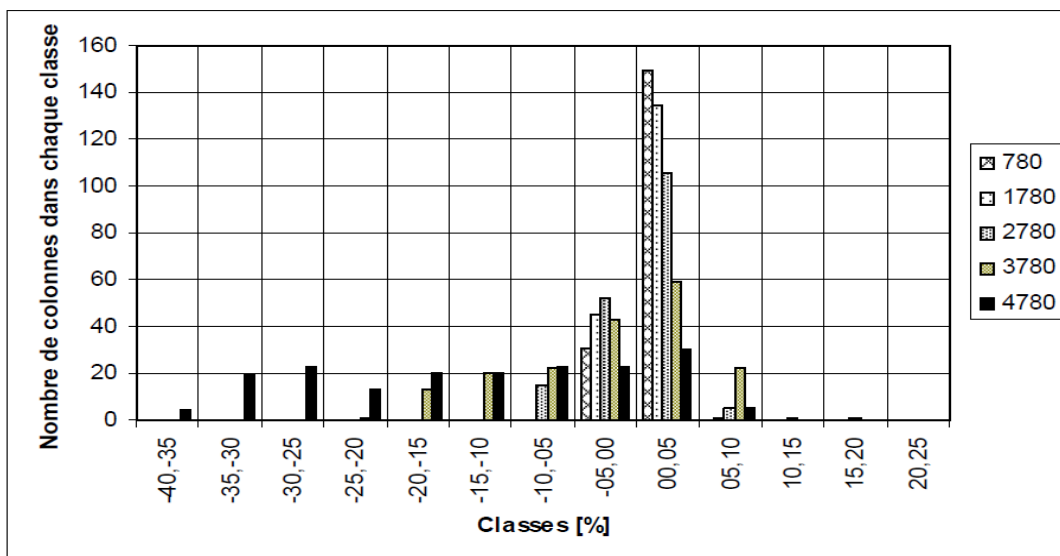


Figure 3.35 : Analyse de la méthode simplifiée de la courbure [23].

De l'histogramme 3.35, on observe ce qui suit :

- 1) 672 colonnes sont réparties dans les intervalles [-5%, 0 %] et [0%, 5%], ce qui représente 74.6% de la population testée ;
- 2) 35 colonnes (3.8%) sont réparties dans l'intervalle [5%, 10%], ..., [15%, 20%] où la méthode simplifiée surestime la capacité portante des colonnes ;
- 3) 228 colonnes (25.6%) sont évaluées du côté de la sécurité (entre [-40, -35] et [-10, -5]);
- 4) Les colonnes trapues (780 et 1780mm) sont toutes situées dans les deux intervalles [-5%, 0%] et [0%, 5%] ;

- Les colonnes de taille intermédiaire (2780mm) se répartissent autour de l'axe zéro.

Certaines capacités portantes sont surévaluées, et ce, jusqu'à 25%. Ces grands écarts apparaissent pour de fortes résistances de béton, de grandes excentricités et de faibles quantités d'acier ;

- Les colonnes de grande hauteur ($L = 4780\text{mm}$) conduisent à des valeurs de Δ_{force} plus étalées. L'étalement va de -40% à +20%. 68% des colonnes se voient créditées d'un effort normal calculé par la méthode simplifiée nettement plus faible que celui calculé par la méthode de référence.

La Figure 3.36 présente un histogramme similaire à celui établi ci-dessus mais ne comportant que les colonnes de longueur 4780mm. Chaque classe est subdivisée en fonction de la résistance du béton.

La résistance du béton ne semble pas jouer un rôle sélectif puisqu'elle est présente dans chaque intervalle [23].

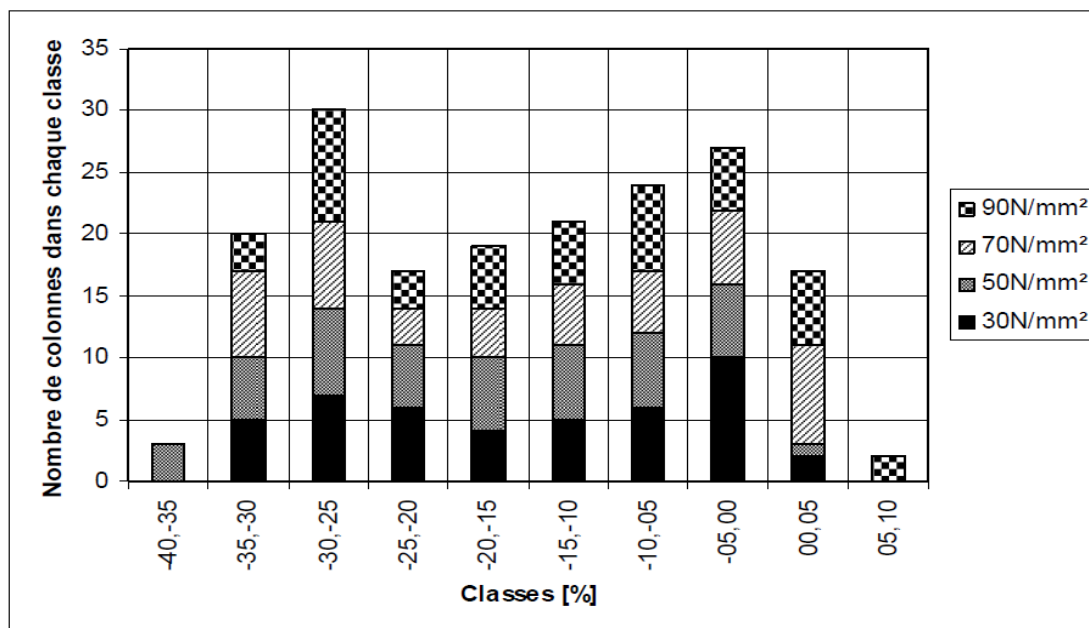


Figure 3.36 : Analyse de la résistance du béton sur les colonnes de hauteur $L = 4780$ mm[23].

La méthode simplifiée proposée est, en général, un estimateur sûr de la capacité portante, mais pas nécessairement un estimateur précis.

3.4. CONCLUSION

Ce chapitre nous a permis une illustration des différents méthodes et approches concernant la détermination de la stabilité des poteaux en béton armé, à savoir les méthodes :

- Méthode de faessel
- Méthode de Robinson et Fouré
- Méthodes dites simplifiées
- Méthode du 2ème ordre des différences finies (CEB)
- Méthode proposée par Bažant

Ensuite, on a présenté quelques résultats des travaux réalisés sur la stabilité des poteaux en béton armé.

Dans la suite de notre étude, on développe la méthode d'amplification des moments adoptée par le code ACI 318-08 pour leur utilisation dans notre analyse.

**CHAPITRE 4 : APPROCHE D'ESTIMATION
DE LA STABILITE DES POTEAUX DES
BATIMENTS EN BETON ARME**

4.1. INTRODUCTION

L'objectif de ce chapitre est de développer l'approche d'estimation de la stabilité des poteaux des bâtiments en béton armé. En premier lieu, on expose les lois de comportement selon le code CBA93 [6]. En second lieu, on établit les équations d'équilibre d'une section en flexion composée. Ensuite, on décrit la procédure pour tracer le diagramme d'interaction. Enfin du chapitre, on développe la méthode d'amplification du moment du premier ordre recommandé par le code ACI 318-08 [7].

4.2. LOIS DE COMPORTEMENT SELON LE CODE CBA 93

4.2.1. Loi de comportement de béton

Pour l'établissement des projets d'un bâtiment, un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à 28 jours notée f_{c28} , d'après le code du béton Algérien CBA 93[6]. Ce code utilise un diagramme non linéaire de forme parabole rectangle aux états limites ultimes (Figure 4.1) [6].

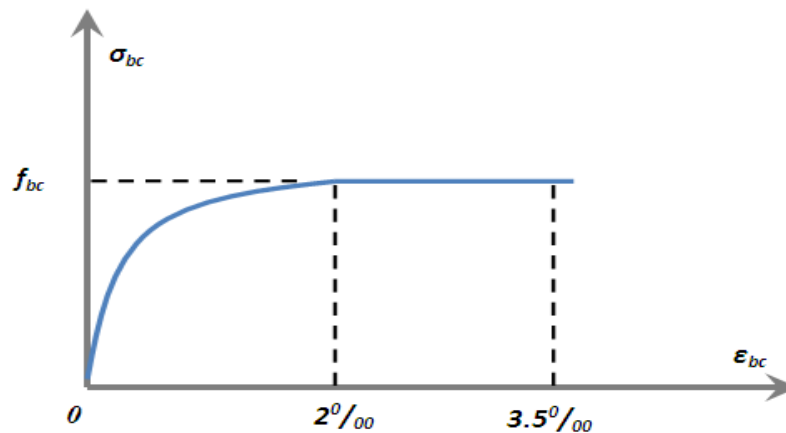


Figure 4.1 : Diagramme contrainte – déformation du béton pour le CBA93 [6].

Ce diagramme comporte un arc de parabole du second degré d'axe parallèle à l'axe des contraintes de compression σ_{bc} suivi d'un segment de droite parallèle à l'axe des déformations ε_{bc} et tangent à la parabole en son sommet. Ce segment s'étend entre les valeurs 2 ‰ et 3,5 ‰ de la déformation ε_{bc} .

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par la formule suivante :

$$f_{bc} = \left[\frac{0.85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} \right] \quad (4.1)$$

- Avec :
- $\gamma_b = 1.50 \Rightarrow$ cas durable.
 - $\gamma_b = 1.15 \Rightarrow$ cas accidentelle.
 - $\theta = 1$ la durée d'application d'action $> 24h$.
 - $\theta = 0.9$ la durée d'application d'action comprise entre 1h et 24h.
 - $\theta = 0.85$ la durée d'application d'action $< 1h$.

En compression pure, le diagramme est constitué par la partie parabolique dont les déformations relatives étant limitées à 2 ‰ [27]. Lorsque la section droite n'est pas entièrement comprimée, on peut utiliser un diagramme rectangulaire simplifié [27].

4.2.2. Loi de comportement de l'acier

D'après le code du béton Algérien CBA93 [6], le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie des armatures, désignée par f_e .

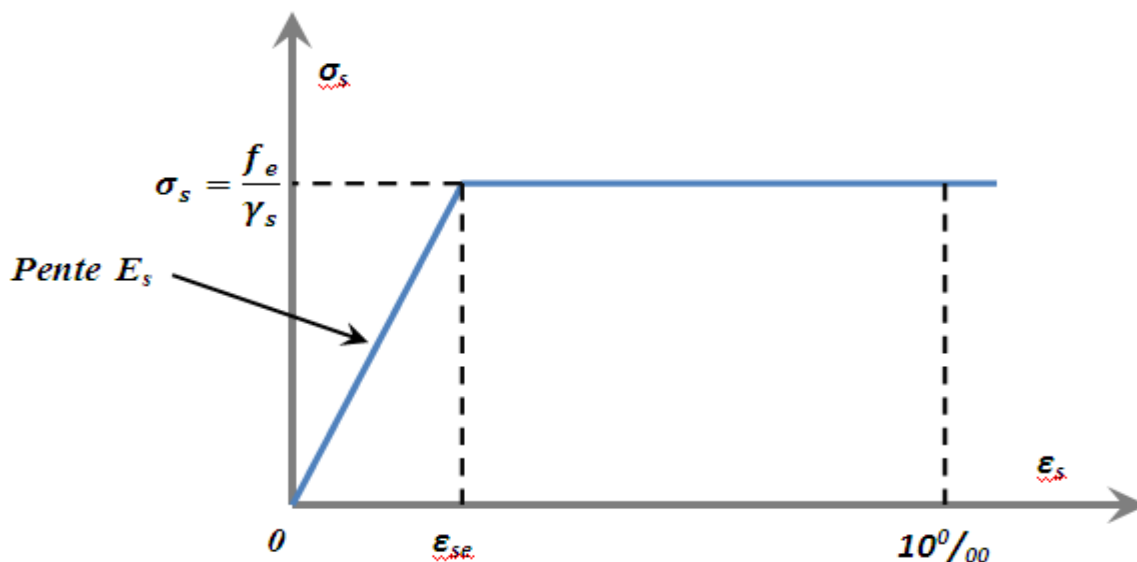


Figure 4.2 : Diagramme contrainte – déformation de l'acier pour le CBA93 [6].

Dans ce qui suit, le module d'élasticité longitudinale de l'acier E_s est pris égal à 200 000 MPA (N/mm²). Ce code exige l'utilisation du diagramme contrainte déformation (figure 4.2), caractérisé par une déformation $\epsilon_{su} = 10\text{‰}$ et une contrainte dans les armatures σ_s exprimée par la formule suivante :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (4.2)$$

Avec : $\gamma_s =$ Coefficient de sécurité égale à $\begin{cases} 1 & \text{situation accidentelle} \\ 1.15 & \text{situation durable} \end{cases}$

4.3. COMPORTEMENT DES POTEAUX EN FLEXION COMPOSEE

4.3.1. Notion sur la flexion des poteaux

Les poteaux en béton armé sont des éléments porteurs verticaux dans les bâtiments. Dans les structures auto stables, ils supportent les charges verticales et horizontales en même temps. Généralement les poteaux sont sollicités par un moment fléchissant « M » et un effort normal « P » donc leur ferrailage se fait en flexion composée.

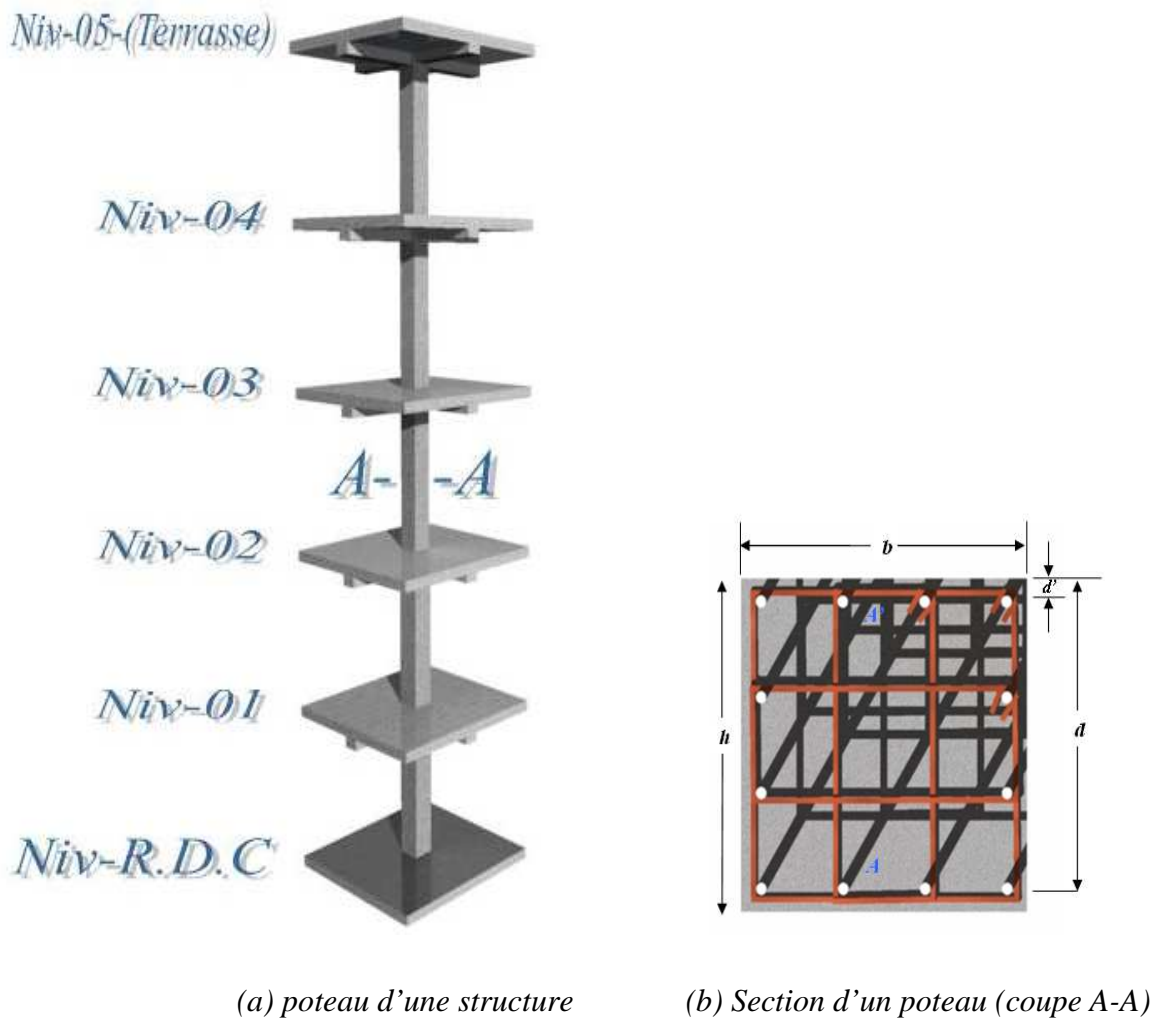
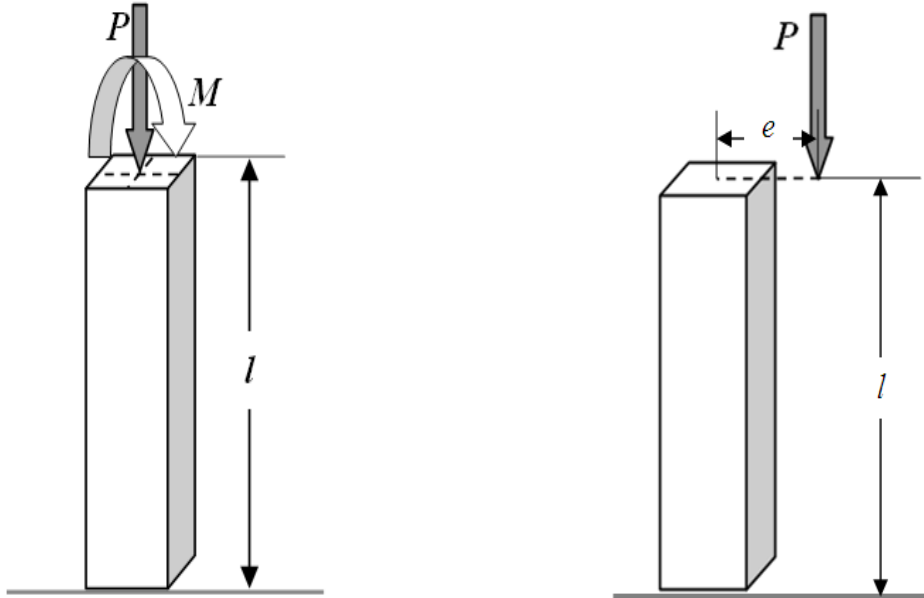


Figure 4.3: Poteau d'une structure

Une section transversale d'un poteau est soumise à la flexion composée dans les cas suivants :

- Si le poteau est soumis à un moment fléchissant M et un effort normal P appliqués au centre de gravité du béton (*Figure 4.4a*).
- Si le poteau est soumis à un effort normal P excentré (*Figure 4.4b*).



(a) Effort normal + moment fléchissant

(b) Effort normal excentré

Figure 4.4 : Poteau soumis à la flexion composée

4.3.2. Sollicitations

Dans notre étude, les combinaisons des efforts internes (P , M) sont déterminées selon le règlement parasismique Algérien RPA99/v2003 [1], et le code du béton Algérien CBA93 [6] elles sont données comme suit :

- Pour le ferrailage à l'état limite ultime de résistance:
 - Situation accidentelle $G + Q + 1,2E$
 - Situation durable $1.35G + 1.5 Q$
- Pour la vérification à l'état limite de service : $G + Q$

4.3.3. Les excentricités

Pour étudier la stabilité d'un élément il est impérativement nécessaire de passer par les calculs en flexion composée tout en calculant les trois excentricités.

- Excentricité du 1^{er} ordre (e_1):

$$e_1 = \frac{M}{P} \quad (4.3)$$

où : M et P sont le moment et l'effort normal provenant de l'analyse structurale du 1^{er} ordre.

- Excentricité additionnelle (e_a): due aux imperfections géométriques initiales elle est exprimée par CBA93 [6]

$$e_a = \max\left(2cm, \frac{l}{250}\right) \quad (4.4)$$

- Excentricité du 2^{ème} ordre (e_2): est le résultat de la déformation du poteau sous l'effet des charges différées CBA93 [6]

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{1000.h} (2 + \alpha\phi) \quad (4.5)$$

Avec :

α : C'est le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes, au moment total du premier ordre. Et il est compris entre 0 et 1

ϕ : c'est le rapport de la déformation finale due au fluage, à la déformation instantanée sous la charge considérée, est il est égal à 2

L'excentricité totale (e_{tot}) est calculée par la somme des trois excentricités précédentes

$$e_{tot} = e_1 + e_2 + e_a \quad (4.6)$$

4.3.4. Conditions

Dans le cas où l'excentricité e_{tot} se trouve en dehors de la section ($e_{tot} > h/2$), la section est considérée comme partiellement comprimée. Cependant, lorsque ($e_{tot} \leq h/2$), on calcule le coefficient de remplissage ψ_1 comme suit :

$$\psi_1 = \frac{N_u}{b \cdot h \cdot \sigma_b} \quad (4.7)$$

Ensuite on calcule (e_{Nc})

$$e_{Nc} = \psi_1 \cdot h \quad (4.8)$$

Et enfin, on calcule la valeur de l'axe neutre (x)

$$x = \frac{0,5 - \frac{d'}{h} - \frac{(d-d')N_u - M_{AS}}{b \cdot h \cdot \sigma_b}}{\frac{6}{7} - \frac{d'}{h}} \quad (4.9)$$

Et on les compare avec e_{tot} pour déterminer si la section est entièrement comprimée ou partiellement comprimée

- Si $e_{tot} \leq e_{Nc} \rightarrow$ on dit que la section est entièrement comprimée.
- Si $e_{tot} > e_{Nc}$ et que $x \geq 0,19 \rightarrow$ On dit que la section est partiellement comprimée
- Si $e_{tot} > e_{Nc}$ et que $x < 0,19 \rightarrow$ On dit que la section est entièrement comprimée.

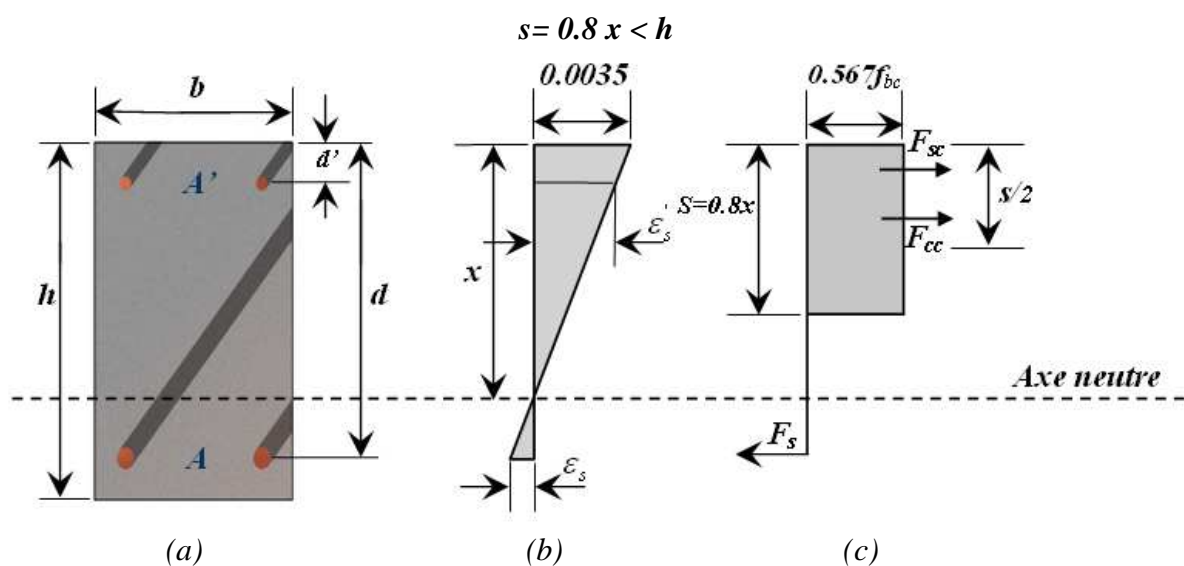


Figure 4.5 : Schémas de flexion composée cas d'une section partiellement comprimée [28]

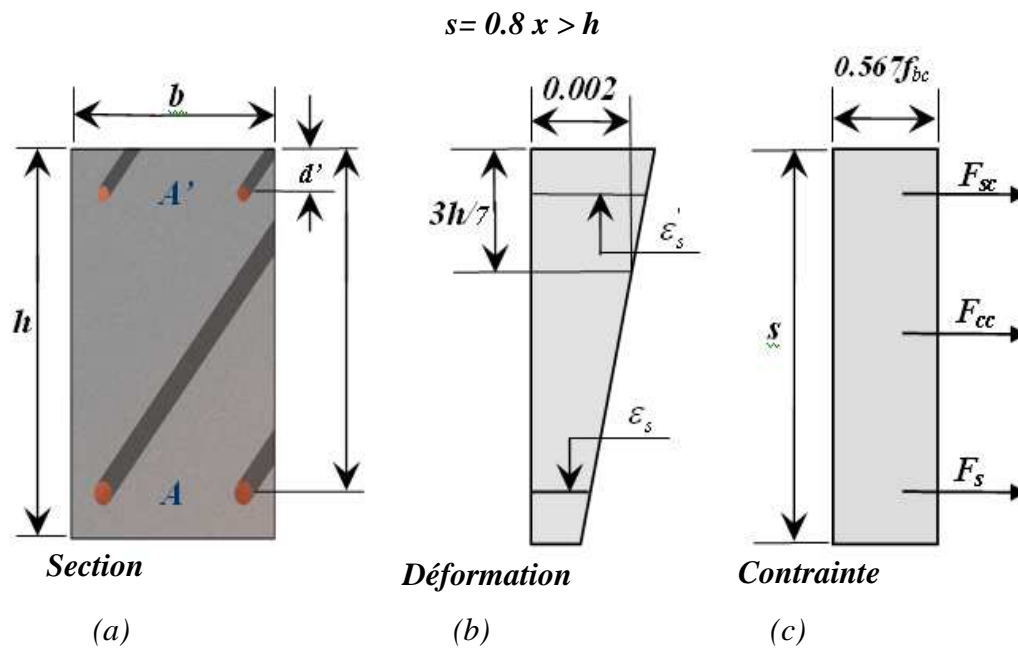


Figure 4.6 : Schémas de flexion composée cas d'une section entièrement comprimée [28].

4.3.5.1. Les équations d'équilibres de bases

La force axiale appliquée (P) est exprimée d'après les (figures 4.5 et 4.6) :

$$P = F_{cc} + F_{sc} + F_s \quad (4.10)$$

Avec :

- F_{cc} : La force de compression développée dans le béton et qui appliquée au centre de gravité du béton comprimé ;
- F_{sc} : La force de compression dans les armatures comprimées A'_s agit au centre de gravité de ces armatures ;
- F_s : La force de compression ou de traction dans les armatures A_s agit au centre de ces armatures A_s [28] ;

En substituant les forces par les contraintes et les sections correspondantes, l'équation (4.10) devient :

$$P = 0.567f_{bc} b s + \sigma_s' A' + \sigma_s A \quad (4.11)$$

Avec :

σ'_s : La contrainte de compression des armatures comprimées A' ($\sigma'_s = E_s \varepsilon'_s$)

σ_s : La contrainte de traction ou de compression des armatures tendues A . (Équation 4.2)

f_{bc} : La contrainte ultime du béton en compression. (Équation 4.1)

L'équation du moment résistant M au centre de la section s'exprime comme suit :

$$M = F_{cc} \left(\frac{h}{2} - \frac{s}{2} \right) + F_{sc} \left(\frac{h}{2} - d' \right) + F_s \left(\frac{h}{2} - d \right) \quad (4.12)$$

Où :

$$M = 0,567 f_{bc} b s \left(\frac{h}{2} - \frac{s}{2} \right) + \sigma'_s A' \left(\frac{h}{2} - d' \right) + \sigma_s A \left(\frac{h}{2} - d \right) \quad (4.13)$$

Généralement, le poteau est sollicité par des charges horizontales réversibles, d'où une disposition symétrique des armatures ($A' = A$ et $d' = h - d$) est toujours recommandée. En effet, les équations (4.10) et (4.12) deviennent :

$$\frac{P}{bh f_{bc}} = \frac{0,567}{h} + \frac{\sigma'_s A}{f_{bc} bh} + \frac{\sigma_s A}{f_{bc} bh} \quad (4.14)$$

$$\frac{M}{bh^2 f_{bc}} = \frac{0,567 s}{h} \left(0,5 - \frac{s}{2h} \right) + \frac{\sigma'_s A}{f_{bc} bh} \left(\frac{d}{h} - 0,5 \right) - \frac{\sigma_s A}{f_{bc} bh} \left(\frac{d}{h} - 0,5 \right) \quad (4.15)$$

Dans ces équations les contraintes σ'_s et σ_s et les déformations des armatures, varient selon la profondeur de l'axe neutre (x). En effet, l'effort normale $P / bh f_{bc}$ et le moment $M / bh^2 f_{bc}$ sont calculés pour des pourcentages d'armatures spécifiques A/bh et x/h

4.3.6.2. Dispositions constructives du règlement parasismique Algérien (RPA 99/v 2003)

D'après les règles parasismiques algériennes RPA99/vs 2003 [1], on dispose d'un minimum d'acier longitudinal dans les poteaux selon la zone sismique comme suit :

$$A_{min} \begin{cases} 0.7\% (b \times h) & \text{En Zone I} \\ 0.8\% (b \times h) & \text{En Zone II} \\ 0.9\% (b \times h) & \text{En Zone III} \end{cases}$$

D'autre part, la section d'armature (A, A') ne doit pas dépasser la valeur maximale qui vaut :

$$A_{max} \begin{cases} 4\% (b \times h) & \text{Dans la zone courante du poteau} \\ 6\% (b \times h) & \text{Dans la zone de recouvrement du poteau} \end{cases}$$

4.4. DIAGRAMME D'INTERACTION

4.4.1. Méthode d'esquisse

Pour une section de béton ($b \times h$) et d'armatures tendues et comprimées (A, A') (*Figure 4.6*), on détermine le couple $M(s)$ et $P(s)$ correspondant au moment de flexion et à l'effort axial résistant de la section déduite à partir des équations d'équilibres (4.11 à 4.13), pour chaque valeur de s ($s = 0.8 x$). Ensuite, on trace une courbe d'interaction correspondante, dans ce point une feuille Excel a été établie pour la réalisation de notre étude [29].

4.4.2. Modes de ruptures

La rupture d'un élément est en fonction des paramètres suivants :

- Valeurs du moment fléchissant (M) et la charge axiale (P)
- L'excentricité ($e = M/P$) qui influe sur la position de l'axe neutre
- Contraintes et déformations dans les armatures.

Afin d'analyser la stabilité d'un poteau en béton armé, on doit établir le mode de rupture de la section du poteau, en traction où en compression ou les deux en même temps suivant les déformations.

D'après la (*Figure 4.5b*), la déformation en compression des armatures A', ϵ'_s , est exprimée par :

$$\epsilon'_s = 0,0035 \left(\frac{x-d'}{x} \right) \quad (4.23)$$

Et, la déformation en traction ou en compression des armatures A, ϵ_s , s'exprime par :

$$\epsilon_s = 0,0035 \left(\frac{d-x}{x} \right) \quad (4.24)$$

Dans le cas où ($x > h$) voir (*Figure 4.6b*) ou bien quand la section est entièrement comprimée, la déformation ϵ'_s devient :

$$\epsilon'_s = 0,002 \frac{7(x-d')}{(7x-3h)} \quad (4.25)$$

Et

$$\varepsilon_s = 0,002 \frac{7(x-d)}{(7x-3h)} \quad (4.26)$$

La forme de rupture est illustrée en fonction de l'état des déformations de la section, et sera représentée par les droites de déformations sur le diagramme d'interaction [28]

4.4.2.1. Rupture par traction $\varepsilon_s > \varepsilon_{su}$

Ce mode de rupture est associé avec les grandes valeurs de l'excentricité (e) et aux profondeurs minimales de l'axe neutre (x). Cette rupture se produit par la plastification des armatures tendues quand la déformation $\varepsilon_s > \varepsilon_{su}$.

4.4.2.2. Rupture équilibrée $\varepsilon_s = \varepsilon_{su}$

Quand les armatures tendues subissent une plastification qu'est suivie par un écrasement du béton au même temps, correspondant ($\varepsilon_s = \varepsilon_{su}$), il se produit une rupture appelée rupture «équilibrée». Ce type de rupture correspond au point de balancement **b** sur la (Figure 4.8).

Donc, à partir de l'équation (4.16), on obtient la valeur de l'axe neutre :

$$x = x_{bal} = \frac{d}{1 + \frac{\varepsilon_{su}}{0,0035}} \quad (4.27)$$

Et les équations (4.10) et (4.12) deviennent :

$$P_{bal} = f_{bc} \cdot 0,8x_{bal} + \sigma'_s A' - 0,87f_e A \quad (4.28)$$

Et

$$M_{bal} = F_{cc} \left(\frac{h}{2} - \frac{0,8x_{bal}}{2} \right) + F_{sc} \left(\frac{h}{2} - d' \right) - F_s \left(d - \frac{h}{2} \right) \quad (4.29)$$

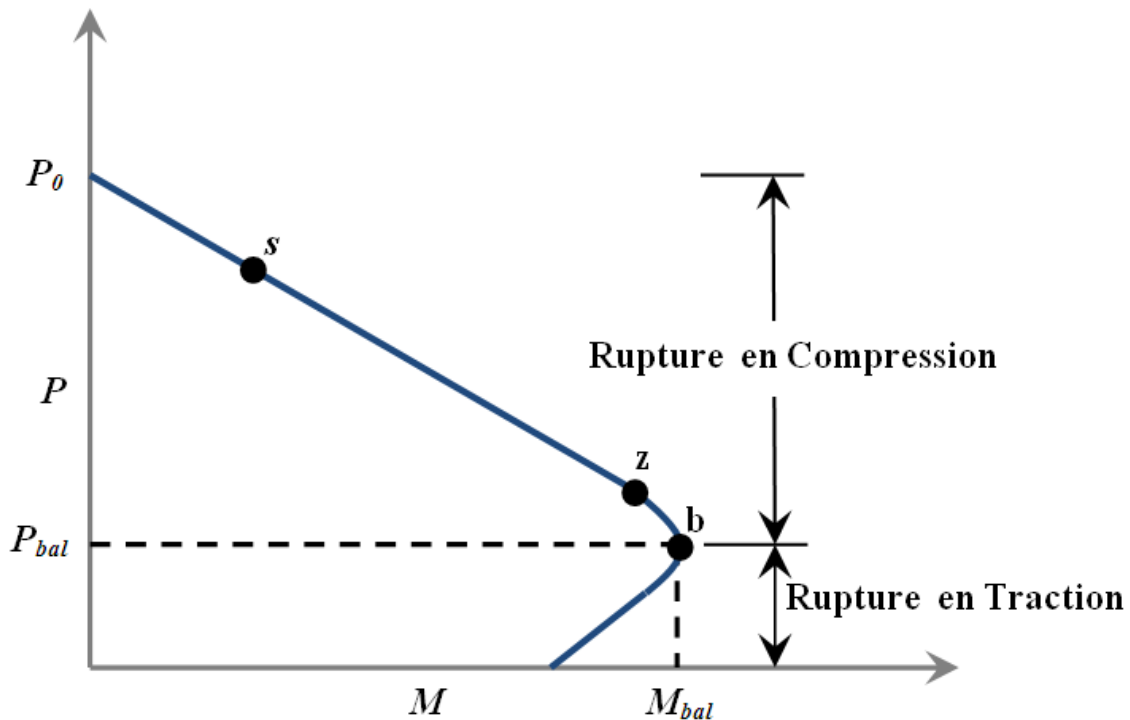


Figure 4.7 : Diagramme d'interaction avec les modes de rupture [28].

4.4.2.3. Rupture par écrasement du béton

Ce type de rupture se produit lorsque $x > x_{bal}$ et $P > P_{bal}$, le changement de la pente au point z sur la (Figure 4.7) se fait quand $\varepsilon'_s = \varepsilon_{su}$

À cette étape, les deux nappes d'acier seront à l'état plastique et le moment de résistance est nul, avec une section symétrique, de façon que :

$$P_0 = f_{bc}bh + 0,87f_e(A' + A) \quad (4.30)$$

4.4.2.4. Zones de stabilité

Une fois le diagramme d'interaction (M, P) est illustré avec les droites de déformations ($\varepsilon_s = 0$ et $\varepsilon_s = \varepsilon_y$), on définit le domaine autorisé (où l'équilibre de la section est possible) et le domaine non autorisé (Figure 4.9).

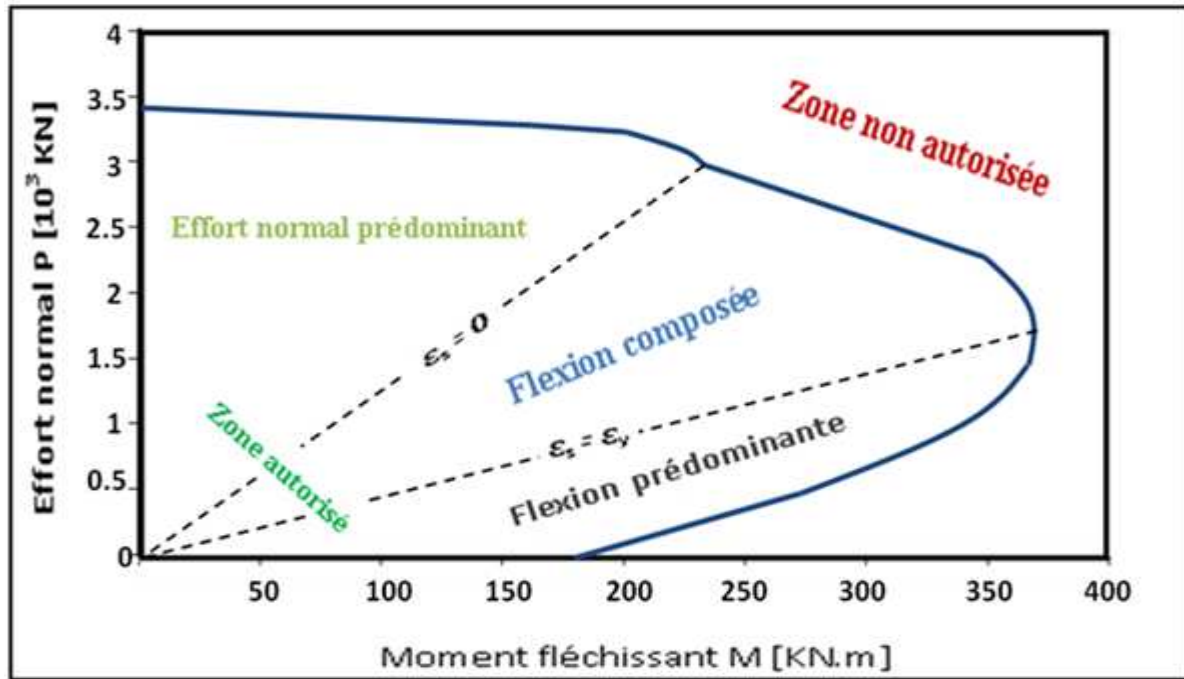


Figure 4.8 : Diagramme d'interaction avec les zones de stabilité

A partir de ce diagramme on définit le domaine autorisé à l'intérieur de ce diagramme et le domaine non autorisé:

Le domaine autorisé est divisé en trois zones :

- Zone de la flexion prédominante : qui se trouve entre l'axe du moment fléchissant et la droite de déformation $\varepsilon_x = \varepsilon_y$, (Flexion simple).
- Zone de la flexion composée : qui se trouve entre les deux droites de déformation $\varepsilon_x = \varepsilon_y$ et $\varepsilon_x = 0$.
- Zone de l'effort normal prédominant : se trouve entre la droite de déformation $\varepsilon_x = 0$ et l'axe de l'effort normal. (Compression simple).

Ce diagramme sera largement utilisé dans l'analyse de la stabilité des poteaux dans le chapitre suivant.

4.5. DEVELOPPEMENT DE LA METHODE DE STABILITE SELON L'ACI 318-08

4.5.1. Caractéristiques géométriques

Dans la suite de ce paragraphe on développe les étapes de la méthode du moment amplifié préconisée par le code ACI 318-08 [7].

4.5.1.1. Rigidités des sections

Le code ACI 318-08 donne différentes valeurs pour les rigidités des sections fissurées qui sont résumées dans le tableau suivant (*tableau 4.1*) :

	Module d'élasticité	Moment d'inertie	Surface
Poteaux	E_c	$0,70I_g$	$A_g = b \cdot h$
Poutres	E_c	$0,35I_g$	$A_g = b \cdot h$

Tableau 4.1. Rigidités des sections d'après ACI [7].

Avec :

$$E_c = 1100^3 \sqrt{f_{c28}}$$

$$I_g = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

$$A_g = A_g = b \cdot h$$

4.5.1.2. Rayon de giration

Selon le code ACI 318-08 le rayon de giration des sections uniformes a une valeur déterminée comme suit :

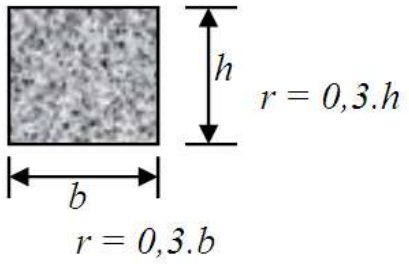
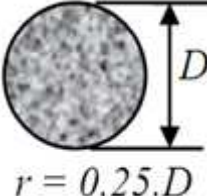
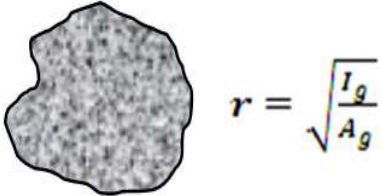
		
$r = 0,3.h$ sens $\rightarrow h$ $r = 0,3.b$ sens $\rightarrow b$	$r = 0,25.D$	$r = \sqrt{\frac{I_g}{A_g}}$

Tableau 4.2. Rayon de giration pour des sections de formes de base [7].

4.5.1.3. Longueurs libres et utiles des éléments comprimés

La longueur libre l_u d'un poteau, est la distance nette entre les planchers, poutres ou autres éléments capables de jouer le rôle d'appuis latéraux comme le montre la (**Figure 4.9**).

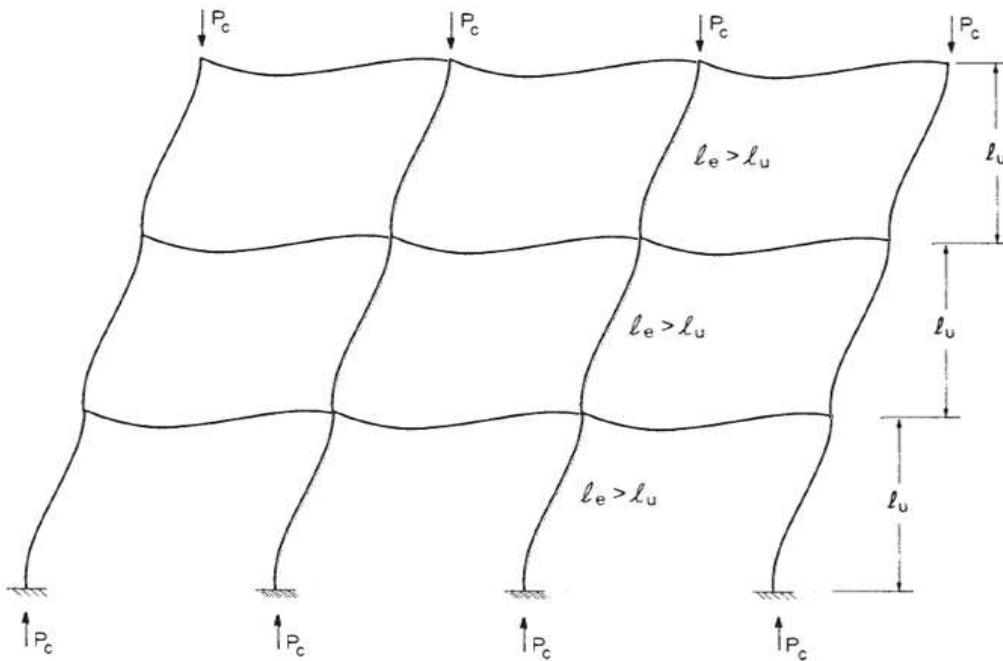


Figure 4.9 : Structure rigide (Nœuds déplaçables) [7].

La longueur utile (efficace) l_e est définie comme la partie utile du poteau pour le calcul de la charge critique, et est exprimée par :

$$l_e = k \cdot l_u \quad (4.31)$$

Avec :

k : coefficient dépendant de l'état de liaison des extrémités du poteau .

Dans le cas d'un portique à nœuds déplaçables, d'après le code ACI 318-08[7], le facteur k est calculée en fonction du coefficient Ψ déterminé par :

$$\Psi = \frac{\sum \frac{E.I}{l_c} (\text{Poteaux})}{\sum \frac{E.I}{l_c} (\text{Poutres})} \quad (4.32)$$

$$\text{➤ Si } \Psi \geq 2 \quad \text{➔} \quad k = 0.9 \cdot \sqrt{1 + \Psi} \quad (4.33)$$

$$\text{➤ Si } \Psi < 2 \quad \text{➔} \quad k = \frac{20 - \Psi}{20} \cdot \sqrt{1 + \Psi} \quad (4.34)$$

Pour les structures à nœuds déplaçable k est toujours supérieur à 1 ($1 \leq k \leq \infty$)

4.5.1.4. L'élançement

L'élançement géométrique d'un poteau selon ACI 318-08[7], est exprimé par la relation suivante :

$$\lambda = \frac{k.l_u}{r} \quad (4.35)$$

Dans les structures à nœuds déplaçables, cet élançement est limité par un autre élançement normalisé λ_n qui sera donné par la suite :

- Si $\lambda \leq \lambda_n$: le poteau est considéré comme court
- Si $\lambda > \lambda_n$: le poteau est considéré comme élançé

4.5.2. Critères d'application de la méthode

4.5.2.1 Critère d'un portique à nœuds déplaçables

Pour déterminer si la structure est considérée à nœuds fixes ou déplaçables, le Code ACI 318-08[7]. Exige la vérification du critère de déplacement suivant :

- Si $Q = \frac{\sum P_u \cdot \Delta_0}{V_u \cdot l_c} > 0,05$ la structure est considérée à nœuds déplaçables.
- Si $Q = \frac{\sum P_u \cdot \Delta_0}{V_u \cdot l_c} \leq 0,05$ la structure est considérée à nœuds fixes

Avec :

Q = indice de stabilité pour un portique ;

ΣP_u = La charge verticale totale modérée dans un portique correspondant au cas d'un chargement latéral pour laquelle ΣP_u est plus grande ;

V_{us} = force de cisaillement horizontale dans le portique ;

Δ_0 = déplacement relatif du premier ordre entre le sommet et la base du portique dû à V_u .

4.5.2.2. Conditions aux limites d'application de la méthode

Le Code ACI 318-08[7], adopte la méthode approximative d'amplification des moments qui sera appliquée sous certain conditions, la (figure 4.10), illustre ces conditions et notre étude n'est fixée que sur les poteaux à nœuds déplaçables.

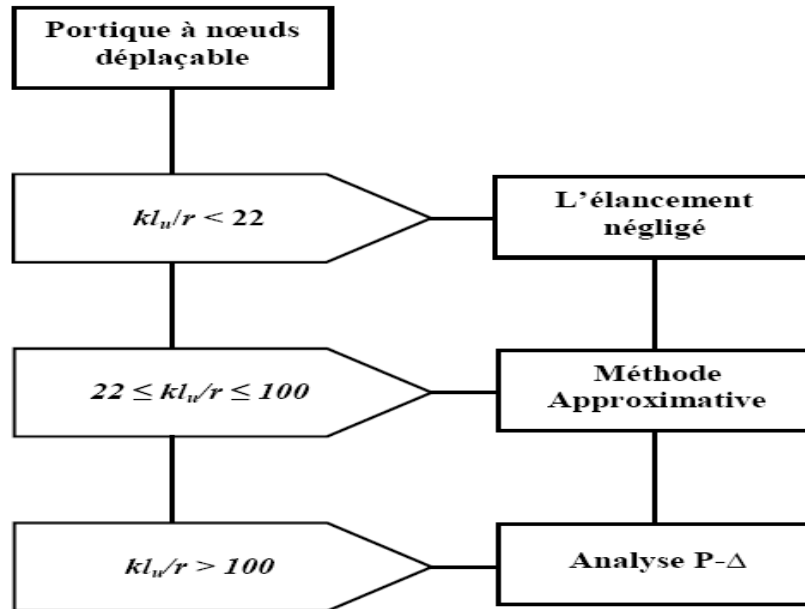


Figure 4.10 : Conditions aux limites d'application de la méthode [7].

4.5.2.3. Amplification du moment du premier ordre

La méthode proposée par l'American Concret Institute consiste à appliquer un coefficient majorant δ au moment fléchissant ultime du premier ordre à l'extrémité du poteau, trouvé par l'analyse théorique. Le poteau sera traité pour la charge axiale modérée P_u et le moment amplifié M_c , ce moment est exprimé par les valeurs suivantes :

$$M_1 = M_{1ns} + \delta_s M_{1s} \quad (4.36)$$

$$M_2 = M_{2ns} + \delta_s M_{2s} \quad (4.37)$$

Avec :

Le coefficient δ se déduit de la formule suivante :

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{0,75 \sum P_{cr}}} \geq 1 \quad (4.38)$$

P_u est la charge ultime sur le poteau

Et la charge critique P_c est exprimée par :

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(k.l_u)^2} \quad (4.39)$$

D'où :

$$EI = \frac{0,4E_c I_g}{1 + \beta_d} \quad (4.40)$$

Et :

$$\beta_d = \frac{\text{La charge axiale de longue durée modérée maximale}}{\text{Charge axiale modérée maximale associée avec la même combinaison de charge}}$$

4.5.5.4. Condition de stabilité

Pour vérifier l'état de stabilité d'un poteau, on projette le couple critique (P_u , M_c) par rapport au diagramme d'interaction P-M de la section correspondante.

- ✓ Si le couple critique (P_u , M_c) se trouve à l'intérieur du diagramme d'interaction (P - M) (la zone autorisée), dans ce cas on dit que le poteau est stable.
- ✓ Si le couple critique (P_u , M_c) se trouve à l'extérieur du diagramme d'interaction (P - M) (la zone non autorisée), dans ce cas on dit que le poteau n'est pas stable, et on doit redimensionner le poteau, et on refaire l'analyse à nouveau.

4.5.5.5. Résumé des étapes de la méthode d'analyse de la stabilité

Pour faire l'analyse de la stabilité d'une structure contreventée par portique auto stable (poteaux poutres) en béton armé, on applique les étapes illustrées dans l'organigramme schématisé dans la Figure 4.11, qui sont résumées de la manière suivante :

1^{er} étape : Dimensionnement de la structure

1- Introduction des données initiales de la structure à considérer qui sont :

- Les dimensions de la structure à étudier : L_x , L_y , H , h .
- Les sections des éléments de la structure : poteaux, poutres.
- Les caractéristiques des matériaux : f_{c28} , f_e .
- Les données sismiques (zone, Groupe d'usage, Nature du sol....etc).

2- Calcul et combinaison des efforts internes selon RPA99/v2003 [1].

3- Calcul des armatures des poteaux en flexion composée selon le code CBA-93. [6].

2^{ème} étape : Diagramme d'interaction

Pour tracer le diagramme d'interaction des sections pour chaque poteau on suit les étapes suivantes :

1- Calcule du centre de gravité x_g de la section transversale du poteau, selon l'équation suivante.

$$x_g = \frac{\sum \left(F_{cc} \cdot \frac{h}{2} + F_{sc} \cdot d' + F_s \cdot d \right)}{\sum (F_{cc} + F_{sc} + F_s)}$$

2- Calculer la déformation en compression des armatures comprimées A' selon la condition suivante :

- $x_g \leq h$

$$\varepsilon'_s = 0.0035 \cdot \frac{(x_g - d')}{(x_g)}$$

- $x_g > h$

$$\varepsilon'_s = 0.002 \cdot \frac{7 \cdot (x_g - d')}{(7x_g - 3h)}$$

3- Calcul de la contrainte à la traction ou à la compression des armatures tendues A

- $\varepsilon_s \leq \varepsilon_{su}$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

- $\varepsilon_s > \varepsilon_{su}$

$$\sigma_s = E \cdot \varepsilon_s$$

4- Calculer la contrainte à la compression des armatures comprimées A'

- $\varepsilon'_s \leq \varepsilon_{su}$

$$\sigma'_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

- $\varepsilon'_s > \varepsilon_{su}$

$$\sigma'_s = E \cdot \varepsilon'_s$$

5- La formulation des expressions de P et M

$$P = 0.567 f_{cb} \cdot b \cdot s + \sigma'_s \cdot A' + \sigma_s \cdot A$$

et

$$M = 0.567 f_{cb} \cdot b \cdot s \cdot \left(\frac{h}{2} - \frac{s}{2} \right) + \sigma'_s \cdot A' \cdot \left(\frac{h}{2} - d' \right) - \sigma_s \cdot A \cdot \left(\frac{h}{2} - d \right)$$

6- On trace la courbe d'interaction en utilisant les résultats précédents de P et M

11- On détermine les zones de stabilité par les droites de déformation

- La droite correspond à $\varepsilon_s = \varepsilon_y$
- Et, la droite correspond à $\varepsilon_s = 0$.

3^{ème} étape : Critère d'un portique à nœuds déplaçable et sa limite d'application

1- Vérification du critère de déplacement :

- Si $Q = \frac{\sum P_u \cdot \Delta_0}{V_u \cdot l_c} > 0.05$ le portique est considéré à nœuds déplaçables
- Si $Q = \frac{\sum P_u \cdot \Delta_0}{V_u \cdot l_c} \leq 0.05$ le portique est considéré à nœuds fixes

2- Condition d'application de la méthode d'analyse :

Déterminer le facteur ψ du poteau

$$\psi = \frac{\sum \frac{E \cdot I}{l_c} (\text{Poteaux})}{\sum \frac{E \cdot I}{l_c} (\text{Poutres})}$$

- Déterminer la longueur efficace l_e :
- Déterminer le coefficient de la longueur utile k :

$$\text{Si } \psi \geq 2 \rightarrow k = 0.9 \cdot \sqrt{1 + \psi}$$

$$\text{Si } \psi < 2 \rightarrow k = \frac{20 - \psi}{20} \cdot \sqrt{1 + \psi}$$

Et $1 \leq k \leq \infty$

- Déterminer le rayon de giration r :
- Déterminer l'élancement géométrique λ :

$$\lambda = \frac{k.l_u}{r}$$

Si $\lambda \leq 22 \rightarrow$ Le poteau est considéré comme un élément court et l'analyse ne sera pas applicable

Si $22 \leq \lambda \leq 100 \rightarrow$ Poteau élancé la méthode d'analyse est applicable

Si $\lambda \geq 100 \rightarrow$ la méthode d'analyse n'est pas applicable

4^{ème} étape : Procédure de la méthode approximative.

1- Le calcul du rapport β_d :

$$\beta_d = \frac{\text{La charge axiale de longue durée modérée maximale}}{\text{Charge axiale modérée maximale associée avec la même combinaison de charge}}$$

2- Calculer la rigidité flexionnelle EI :

$$EI = \frac{(0,2E_c I_g + E_s I_{se})}{1 + \beta_d} \quad \text{Où} \quad EI = \frac{0,4E_c I_g}{1 + \beta_d}$$

3- Calculer la charge critique P_c :

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(k.l_u)^2}$$

5- Calcul du facteur d'amplification du moment δ_{ns} , de sorte que, δ_{ns} est supérieur ou égal à 1 :

$$\delta_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{0,75 \sum P_{cr}}} \geq 1$$

6- Déterminer le moment M_c :

$$M_c = M_{1,2ns} + \delta_{ns} M_{1,2s}$$

5^{ème} étape : Vérification des conditions de la stabilité

– Vérification de l'emplacement du couple critique (P_u, M_c) par rapport au diagramme d'interaction

- Si le couple critique (P_u, M_c) se trouve à l'intérieur du diagramme d'interaction ($M-P$)

(la zone autorisée), donc le poteau est stable.

- Si le point (P_u, M_c) se trouve à l'extérieur du diagramme d'interaction ($M-P$) (la zone non autorisée), donc le poteau n'est pas stable et on doit redimensionner le poteau, et refaire l'analyse.

4.5.6. L'organigramme de la méthode

Les étapes présentées précédemment sont schématisées dans l'organigramme (figure 4.11). Ces étapes sont programmées dans une feuille Excel pour l'analyse et la discussion de la stabilité dans les poteaux.

1^{er} ETAPE L'ANALYSE ET LE FERRAILLAGE

Les données initiales :

- Les dimensions de la construction choisie : L_x, L_y, H, h .
- La géométrie des éléments de la structure : poteaux, poutres.
- Les caractéristiques des matériaux : f_{c28}, f_e .
- Détermination de la zone sismique .
- Catégorie de la structure.
- Nature du sol.

L'analyse avec **SAP 2000**

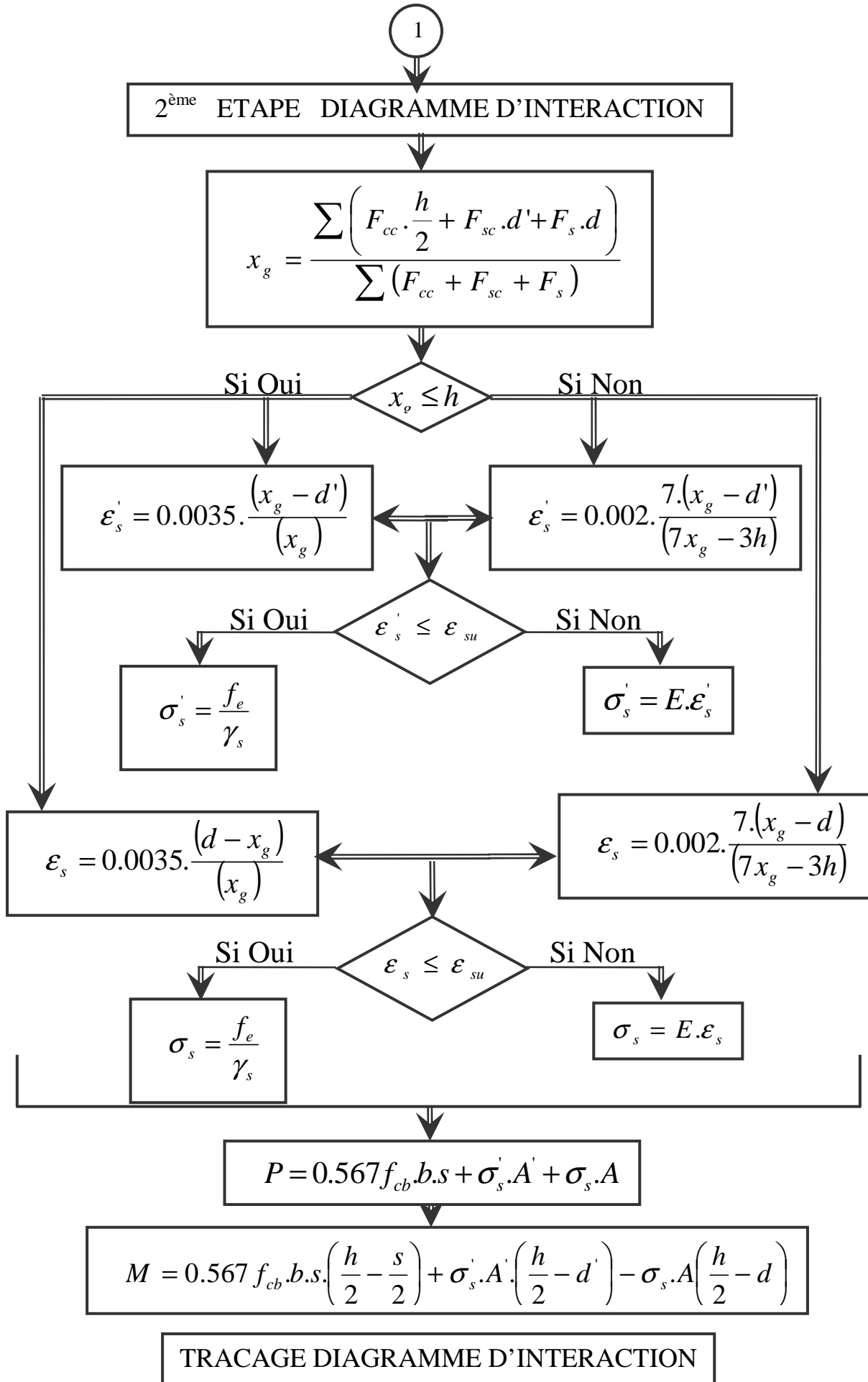
- Calcul des efforts M, Pu, Vu (Combinaison RPA 99/2003) dans chaque extrémité des poteaux ($M1, P1, T1, M2, P2, T2$) où $M2 > M1$.
- Calcul de déplacement relatif Δo du portique.

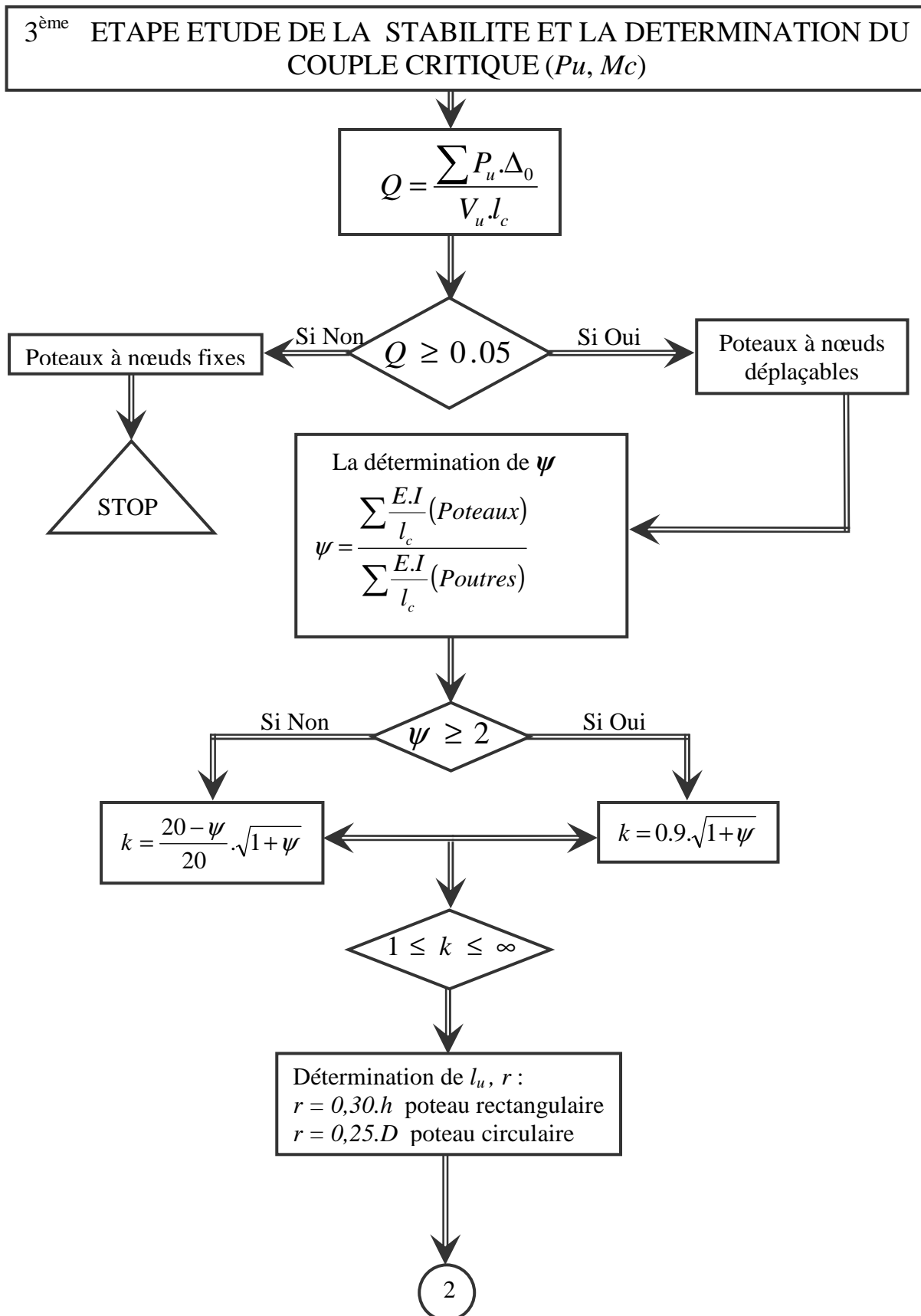
Ferraillage des poteaux en flexion composée (CBA 93)

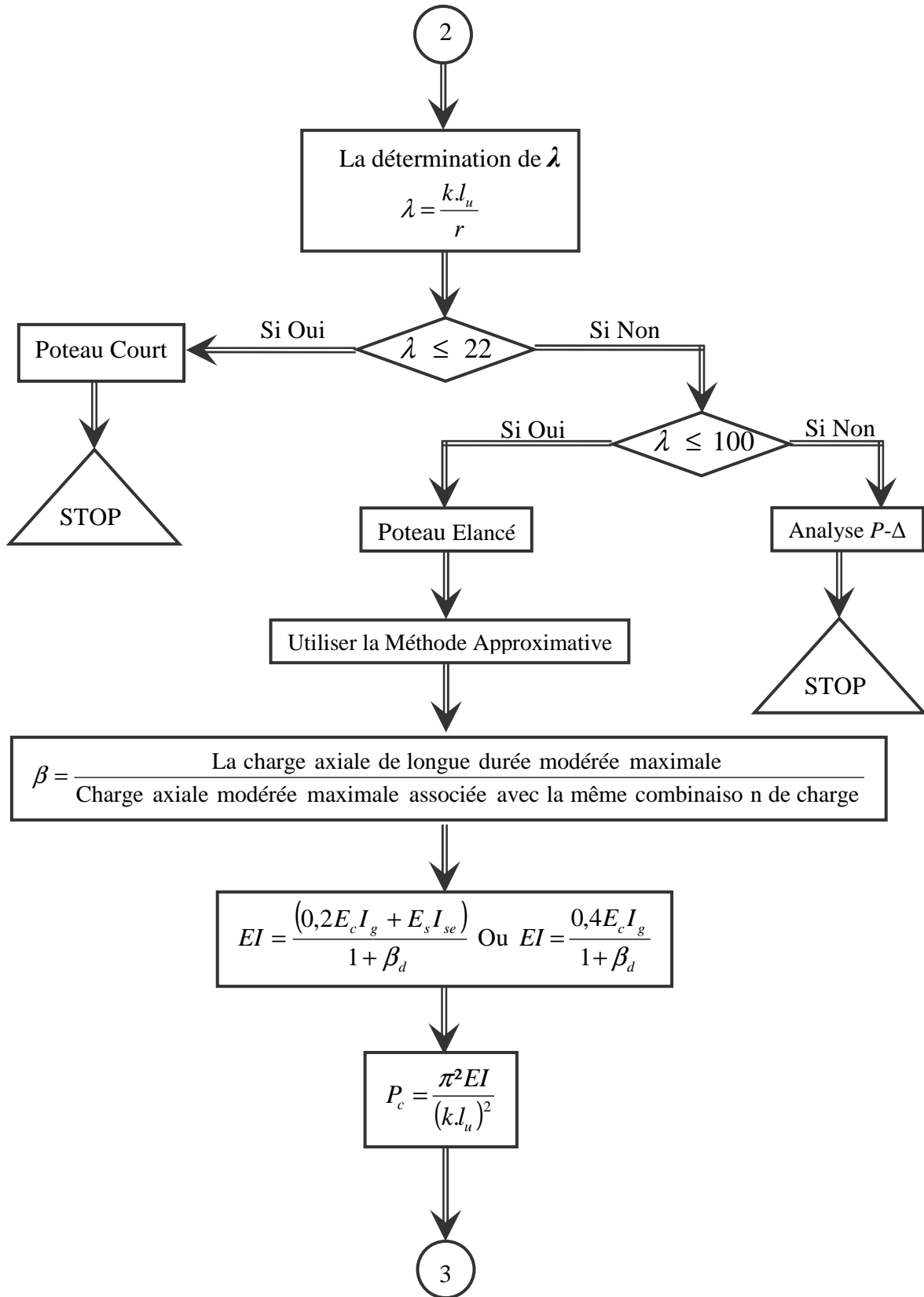
Détermination des armatures
 $A, A' (A = A')$

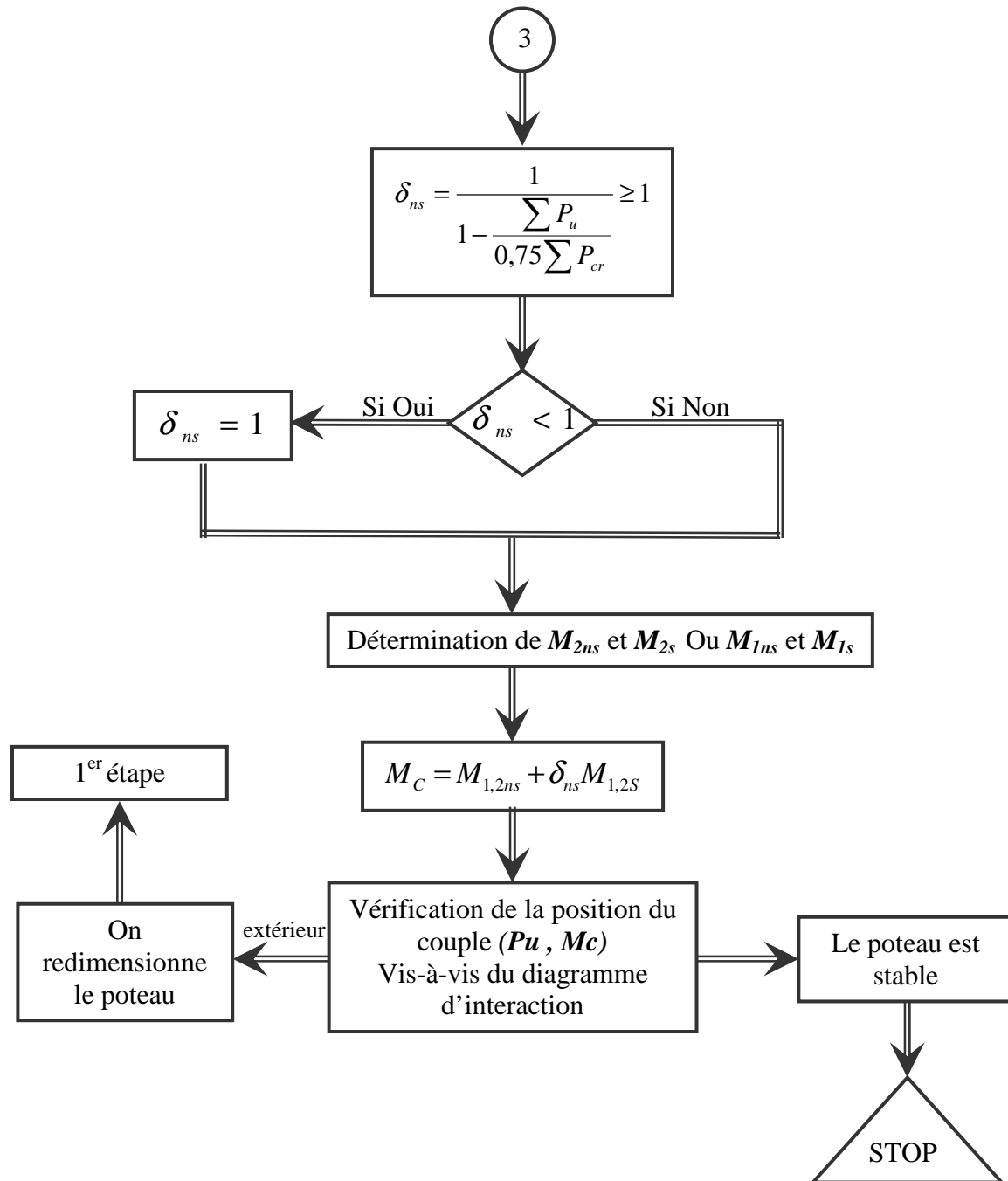
Enter des données pour l'analyse de la stabilité : $b, h, A, A', P_u, \Delta o, V_u, M_1, M_2$.

1









4.6. Conclusion

Dans ce chapitre on a présenté explicitement l'approche d'estimation de la stabilité des poteaux à nœuds déplaçable selon la méthode de l'ACI 318-08. Cette approche sera employée dans le chapitre suivant pour l'analyse et la discussion de la stabilité des poteaux des structures à nœuds déplaçables dimensionnées selon les codes algériens en vigueur.

Les étapes de la méthode sont programmées dans des feuilles d'Excel pour l'analyse et la discussion de la stabilité en chapitre 5.

**CHAPITRE 5 : ANALYSE ET DISCUSSION
DE LA STABILITE DES POTEAUX DES
STRUCTURES A NŒUDS DEPLAÇABLES**

5.1. INTRODUCTION

Ce chapitre traite l'analyse et la discussion de la stabilité des poteaux des structures à nœuds déplaçables. D'abord, on commence par l'identification de cinq structures contreventées par portiques auto stable (a nœuds déplaçables). Ensuite, on réalise l'analyse de l'effet de la charge critique sur la stabilité, puis l'évolution de l'élancement dans les poteaux. Enfin dans la dernière partie de ce chapitre, on effectue l'analyse et la discussion de la stabilité des poteaux de cinq structures identifiées.

5.2. IDENTIFICATION DES BATIMENTS ETUDIÉS

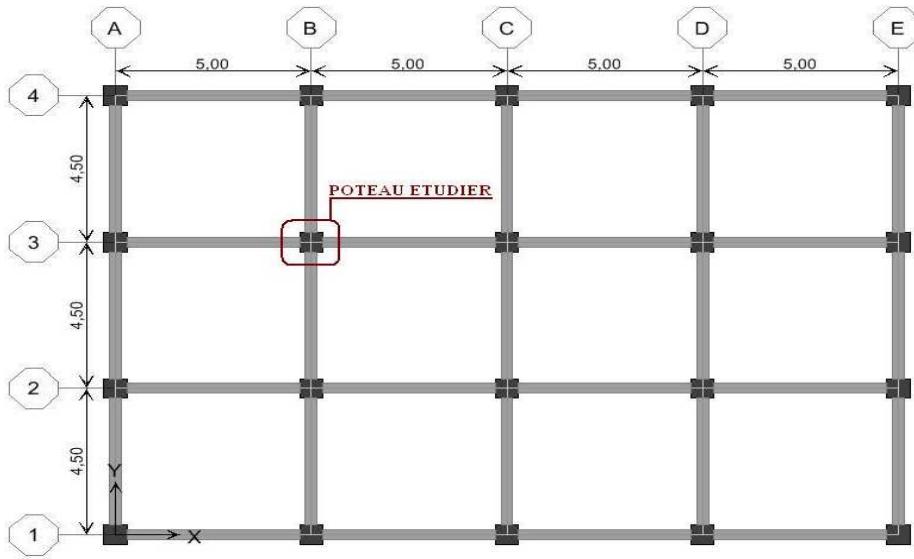
Les bâtiments identifiés pour l'analyse et la discussion de la stabilité des poteaux des structures nœuds déplaçables, sont choisis selon les critères exigés par le règlement parasismique Algérien RPA-99 / v2003 [1]. Ces structures diffèrent selon leurs nombres d'étages et leurs zones sismiques. Les caractéristiques des matériaux utilisées sont :

- La résistance à la compression du béton $f_{c28} = 25$ MPa.
- la limite d'élasticité des armatures $f_e = 400$ MPa.

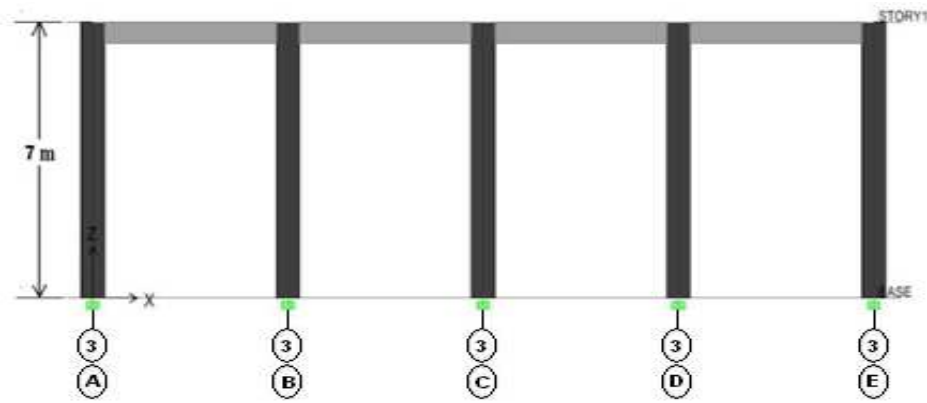
Les planchers de ces structures sont constitués par des dalles pleines. La conception et le dimensionnement sont effectués selon codes algériens en vigueur à savoir : le règlement parasismique Algérien RPA-99 / v2003 [1] et le code de béton Algérien CBA-93[6]. Pour cette partie, une feuille d'Excel est établie pour le ferrailage. Dans la suite, la description des bâtiments choisis est présentée.

Bâtiment N°1 (BN1)

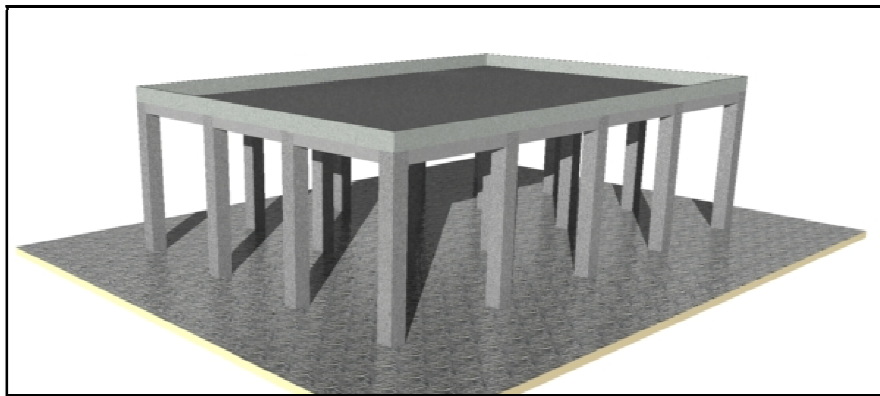
Le bâtiment N°1, est une structure à un seul niveau (BN1), les plans et les données géométrique sont présentées dans la Figure 5.1 et le tableau 5.1. Il est implanté dans une zone de forte sismicité (Zone III), sur un sol ferme.



(a) vue en plan



(b) Coupe



(c) Perspective de la structure

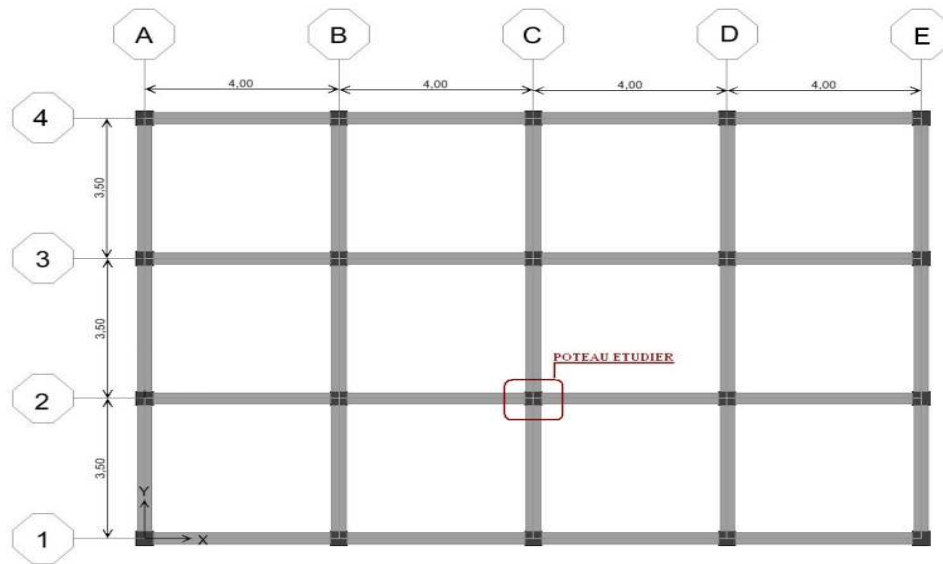
Figure 5.1 Les plans et les coupes nécessaires du bâtiment (N=1) (BN1)

Tableau 5.1 : Les données géométriques des éléments du bâtiment (N=1) (BN1)

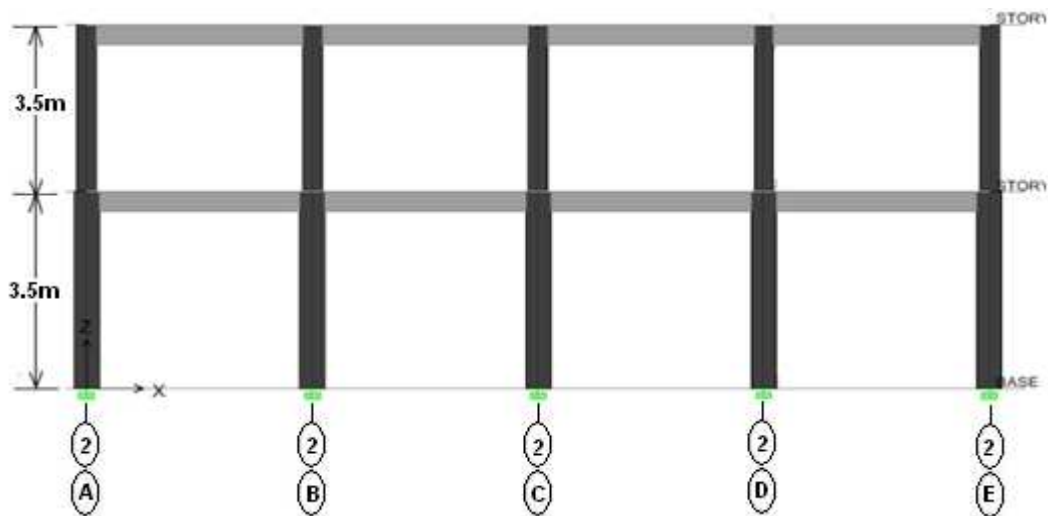
L'élément	Dimensions (bxh)
Poteaux	65x65 cm ²
Poutres porteuses	30x45 cm ²
Poutres non porteuses	30x40 cm ²

Bâtiment N°2 (BN2)

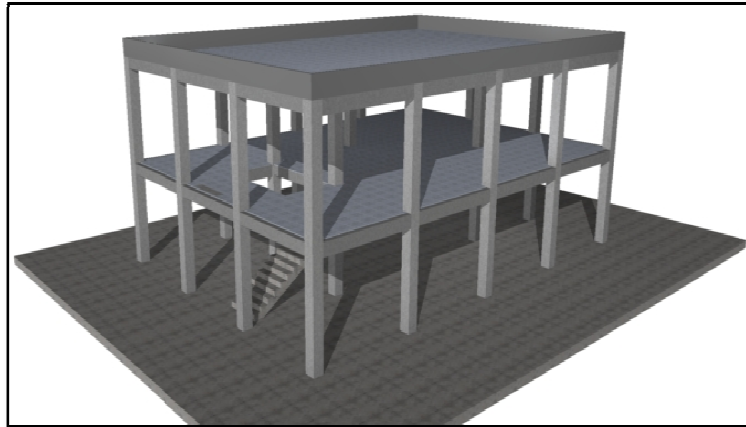
Le bâtiment N°2, est composé de deux niveaux (BN2) comme montre la Figure 5.2 et tableau 5.2. Cette structure est implantée dans la même zone sismique que BN1.



(a) vue en plan



(b) Coupe



(c) Perspective du bâtiment (BN2)

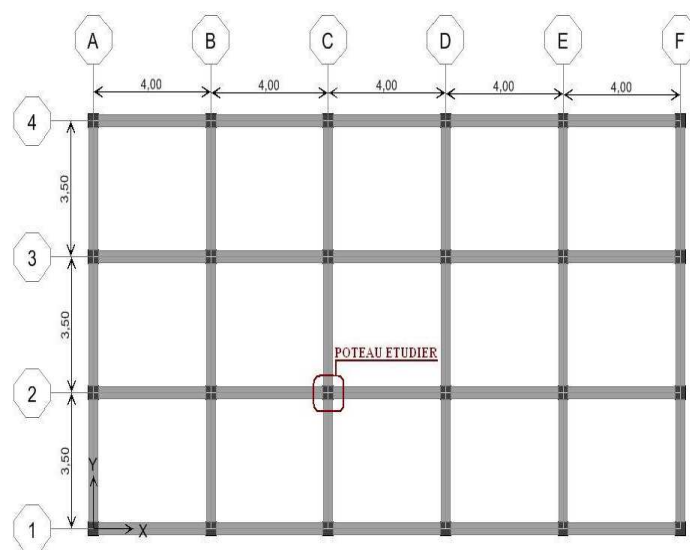
Figure 5.2 : Les plans et les coupes nécessaires du bâtiment (N=2) (BN2)

Tableau 5.2 : Les données géométriques des éléments du bâtiment (N=2) (BN2)

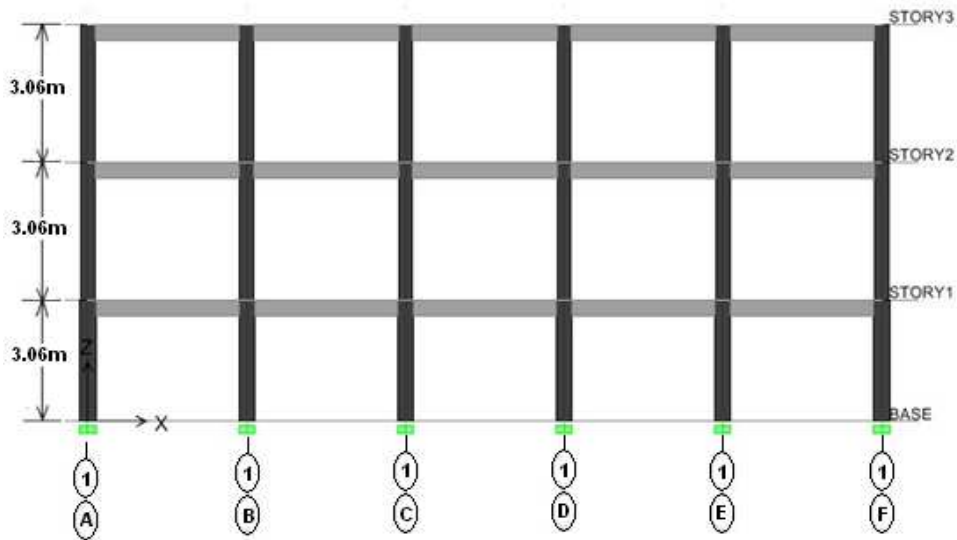
L'élément	Dimensions ($b \times h$)
Poteaux	40x40 cm ²
Poutres porteuses	30x40 cm ²
Poutres non porteuses	30x35 cm ²

Bâtiment N°3 (BN3):

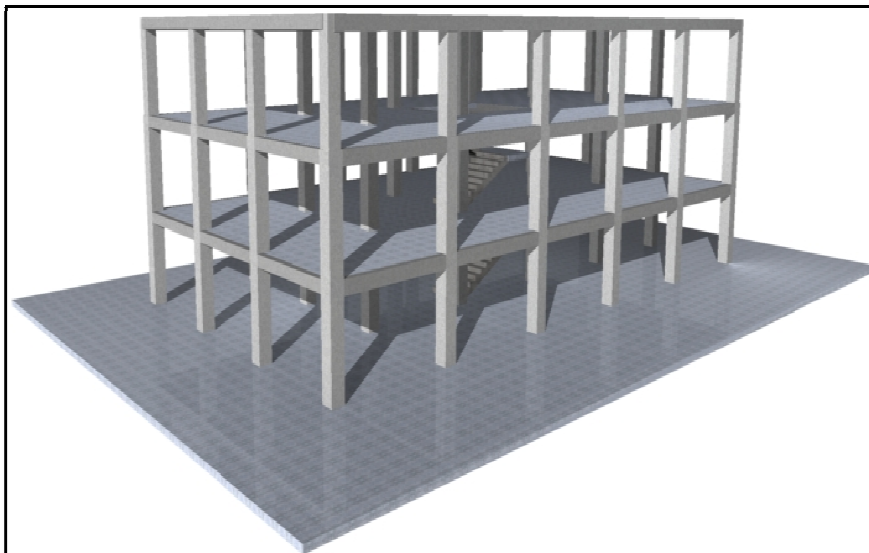
Le bâtiment N°3 est une ossature de trois niveaux (BN3) les plans et les données géométriques sont exposées dans la Figure 5.3 et le Tableau 5.3. Le bâtiment est situé dans une zone sismique IIb, sur un sol ferme.



(a) vue en plan



(b) Coupe



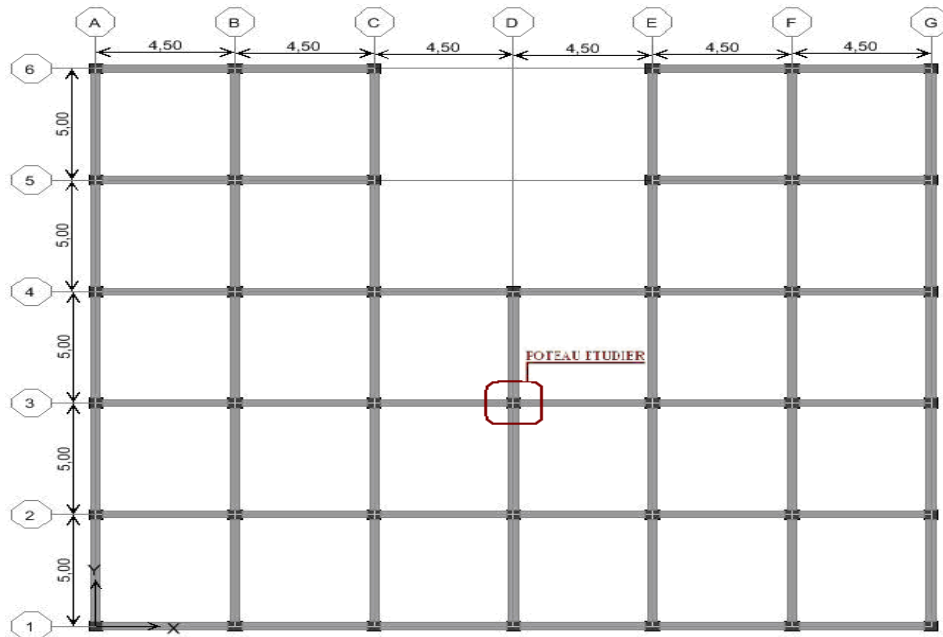
(c) Perspective de la structure

Figure 5.3 : Les plans et les coupes nécessaires du bâtiment ($N=3$) (BN3)Tableau 5.3 : Les données géométriques des éléments du bâtiment ($N=3$) (BN3)

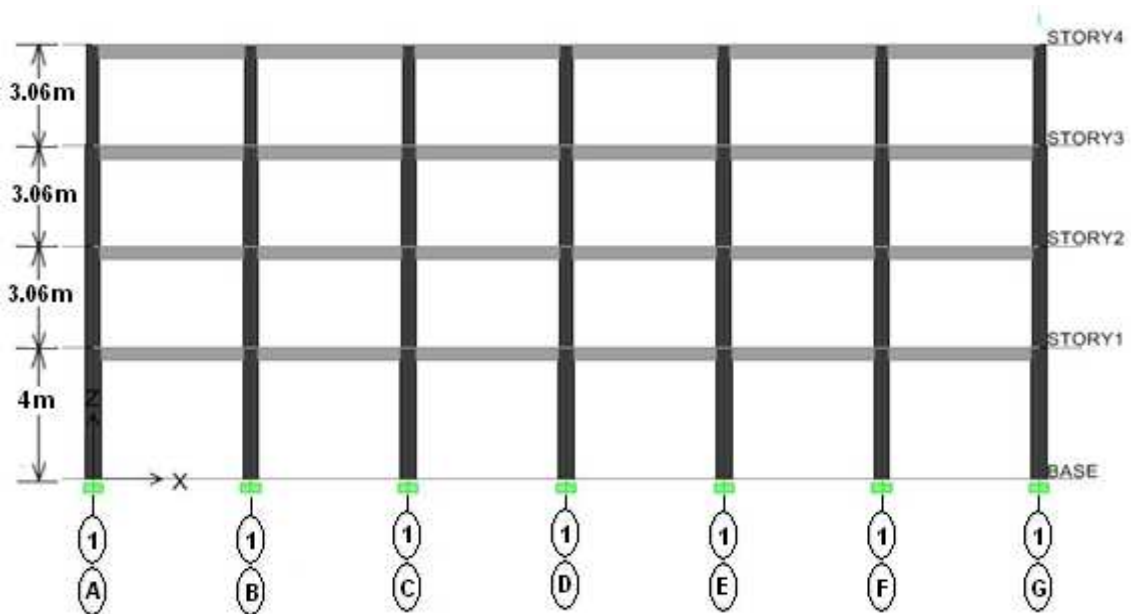
L'élément	Niveau	Dimensions ($b \times h$)
Poteaux	R.D.C + 1 ^{er} étage	45x45 cm ²
	2 ^{ème} étage	40x40 cm ²
Poutres porteuses	Tous les niveaux	30x40 cm ²
Poutres non porteuses	Tous les niveaux	30x35 cm ²

Bâtiment N°4 (BN4):

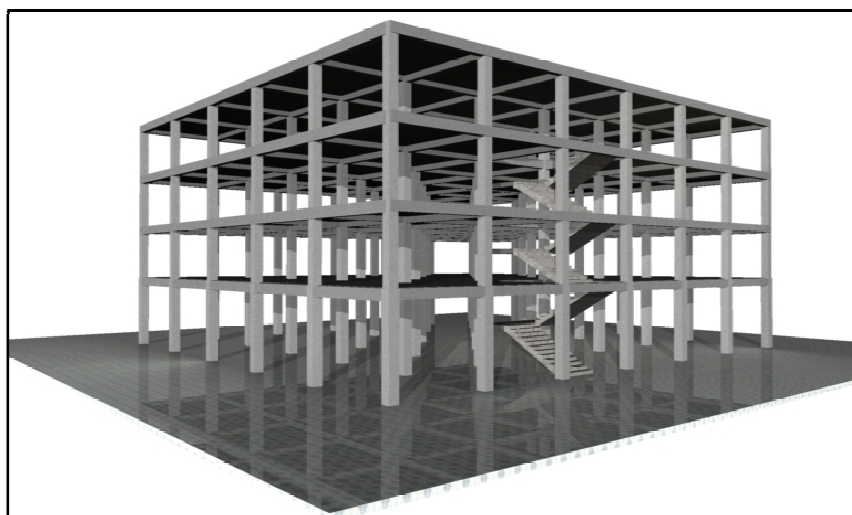
Le bâtiment N°4 est formé par 3 étages plus le rez de chaussée (BN4) (Figure 5.4 et Tableau 5.4). La structure est située dans la même zone sismique que le bâtiment (BN3).



(a) vue en plan



(b) Coupe



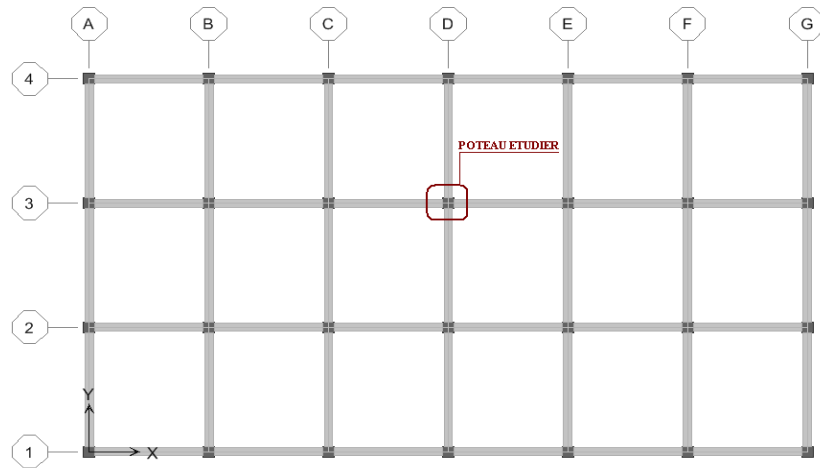
(c) Perspective de la structure

Figure 5.4 : Les plans et les coupes nécessaires du bâtiment (N=4) (BN4)**Tableau 5.4 :** Les données géométriques des éléments du bâtiment (N=4) (BN4)

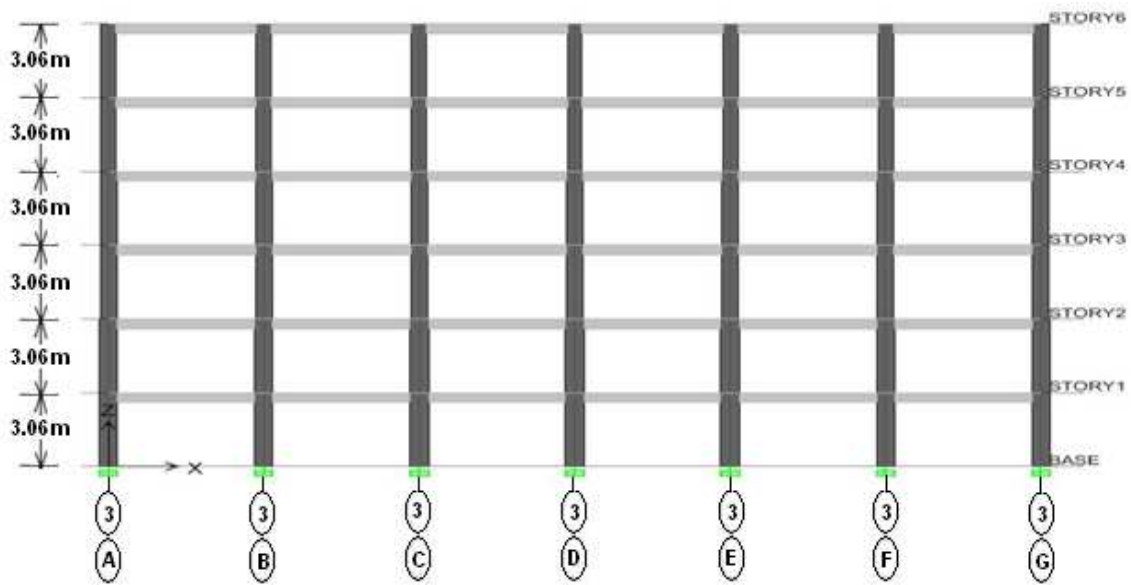
L'élément	Niveau	Dimensions (bxh)
Poteaux	R.D.C	45x45 cm ²
	1 ^{er} +2 ^{ème} étage	40x40 cm ²
	3 ^{ème} étage	35x35 cm ²
Poutres porteuses	Tous les niveaux	30x45 cm ²
Poutres non porteuses	Tous les niveaux	30x40 cm ²

Bâtiment N°5 (BN5):

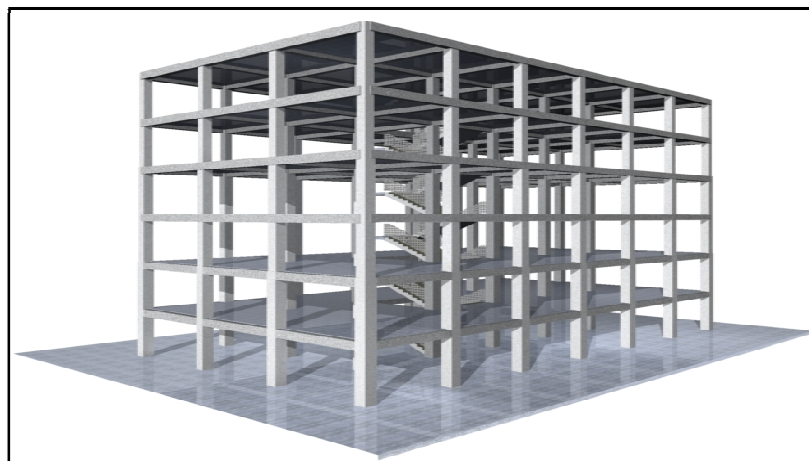
Le bâtiment BN5 est une structure en R+5 (BN5) comme montre la Figure 5.5 et Tableau 5.5. Il est implanté dans une zone de faible sismicité classée comme zone I dans le règlement parasismique RPA99/v2003.



(a) vue en plan



(b) Coupe



(c) Perspective de la structure

Figure 5.5 : Les plans et les coupes nécessaires du bâtiment (N=6) (BN5)

Tableau 5.5 : Les données géométriques des éléments du bâtiment (N=6) (BN5)

	Niveau	Dimensions (bxh)
Poteaux	R.D.C + 1 ^{er} étage	50x50 cm ²
	2 ^{ème} + 3 ^{ème} étage	45x45 cm ²
	4 ^{ème} + 5 ^{ème} étage	40x40 cm ²
Poutres porteuses	Tous les niveaux	30x45 cm ²
Poutres non porteuses	Tous les niveaux	30x40 cm ²

5.3. ANALYSE DE L'EFFET DE LA CHARGE CRITIQUE SUR LA STABILITE

Comme on a indiqué dans l'étude bibliographique (§3) que la stabilité des poteaux est largement influencée par l'effort normal. Dans ce contexte, il est utile d'examiner et discuter les différentes formes d'équilibre élastique de nos bâtiments identifiés. Les résultats de l'analyse de l'effet de la charge critique sur la stabilité sont illustrés dans les figures 5.6 à 5.10.

La figure 5.6 schématise la variation et la comparaison des efforts normaux en fonction du nombre d'étage d'une part, selon les cas suivants :

- Analyse élastique pour la situation durable.
- Analyse élastique pour la situation accidentelle.

Et, l'effort normal critique d'autre part, obtenu d'après les cas suivants :

- ACI 318-08 [7] pour la situation durable.
- ACI 318-08 [7] pour la situation accidentelle.

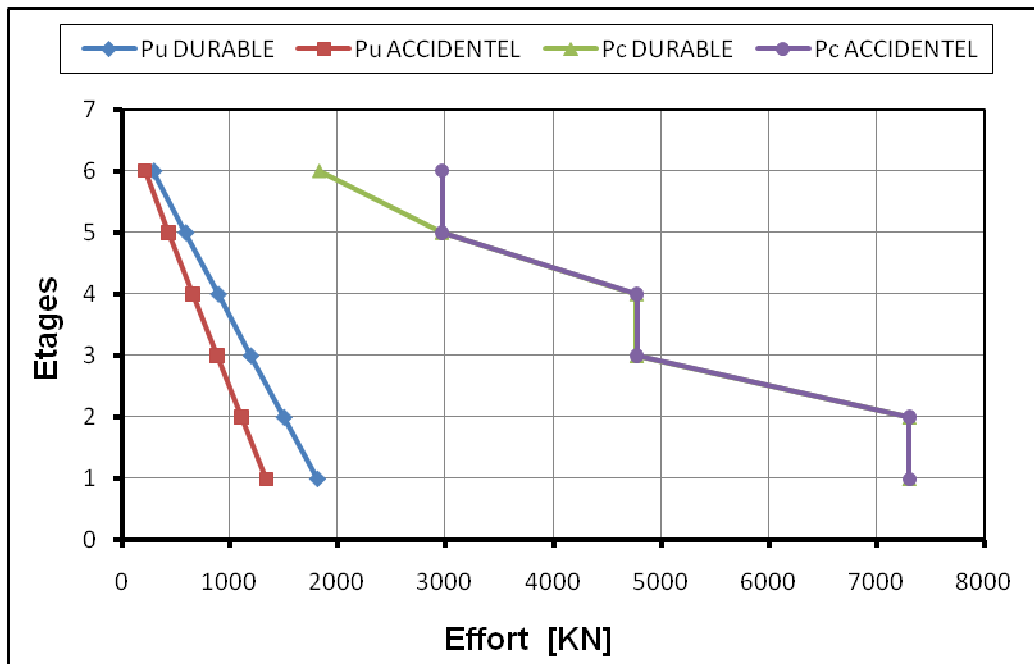


Figure 5.6 : Comparaison entre l'effort normal (P_u) et la charge critique d'Euler (P_c) du poteau D3 du bâtiment (BN5)

D'après cette figure, on observe que la variation entre les efforts normaux déterminés aux situations durable et accidentelle est négligeable surtout dans les étages supérieurs. Ces efforts restent toujours largement inférieurs aux efforts normaux critiques de l'ACI 318-08 [7]. Ce qui montre que la rupture par écrasement des matériaux (béton) est à éloigner dans la structure (BN5).

Les mêmes constats peuvent être déduits pour les autres structures dans les figures (5.7), (5.8), (5.9) et (5.10), avec une dégradation significative dans les valeurs des efforts normaux et la diminution des écarts entre ces efforts.

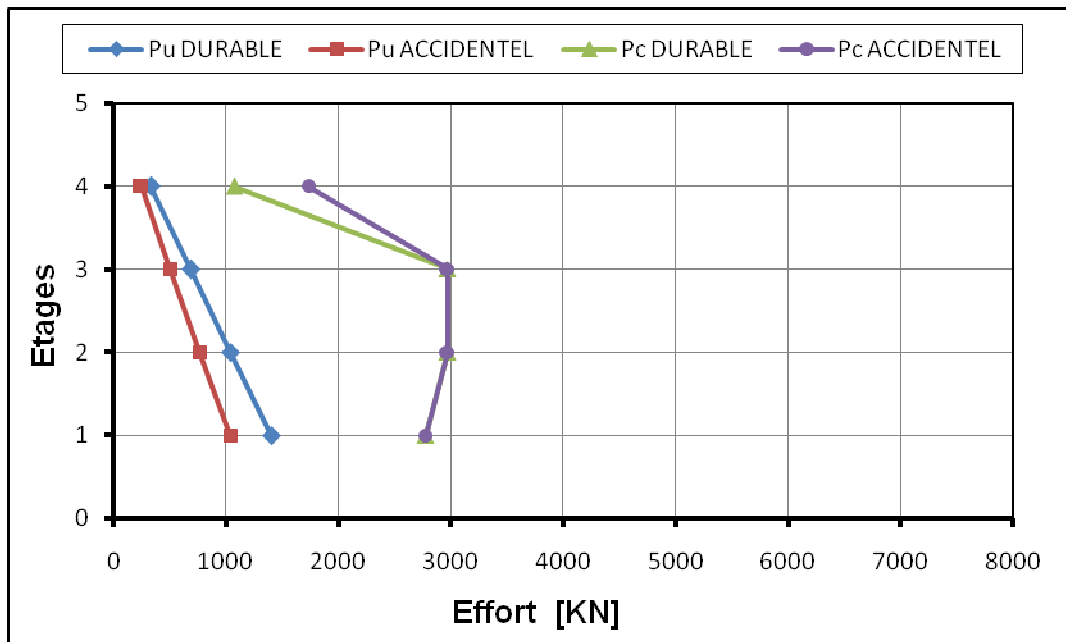


Figure 5. 7 : Comparaison entre l'effort normal (P_u) et la charge critique d'Euler (P_c) du poteau D3 du bâtiment (BN4) ($N=4$)

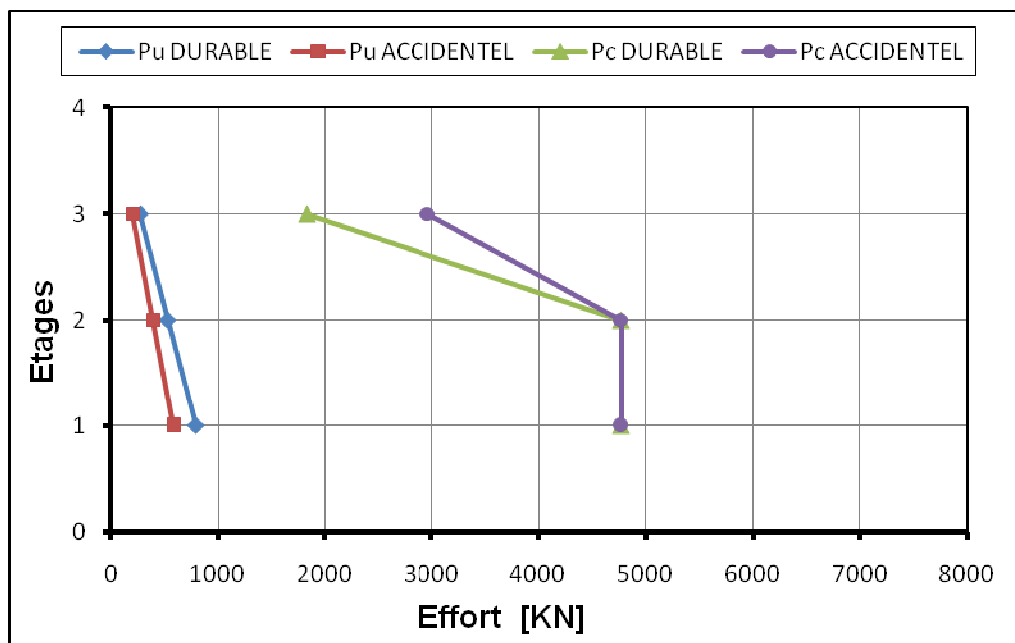


Figure 5. 8 : Comparaison entre l'effort normal (P_u) et la charge critique d'Euler (P_c) du poteau D2 du bâtiment (BN3) ($N=3$)

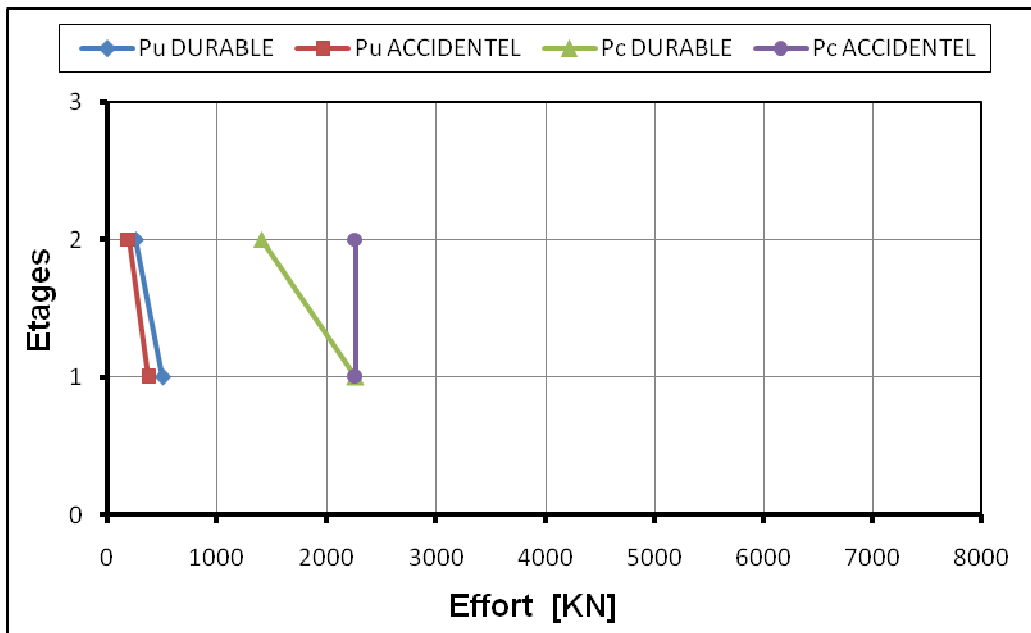


Figure 5. 9 : Comparaison entre l’effort normal (Pu) et la charge critique d’Euler (Pc) du poteau B3 du bâtiment (BN2) (N=2)

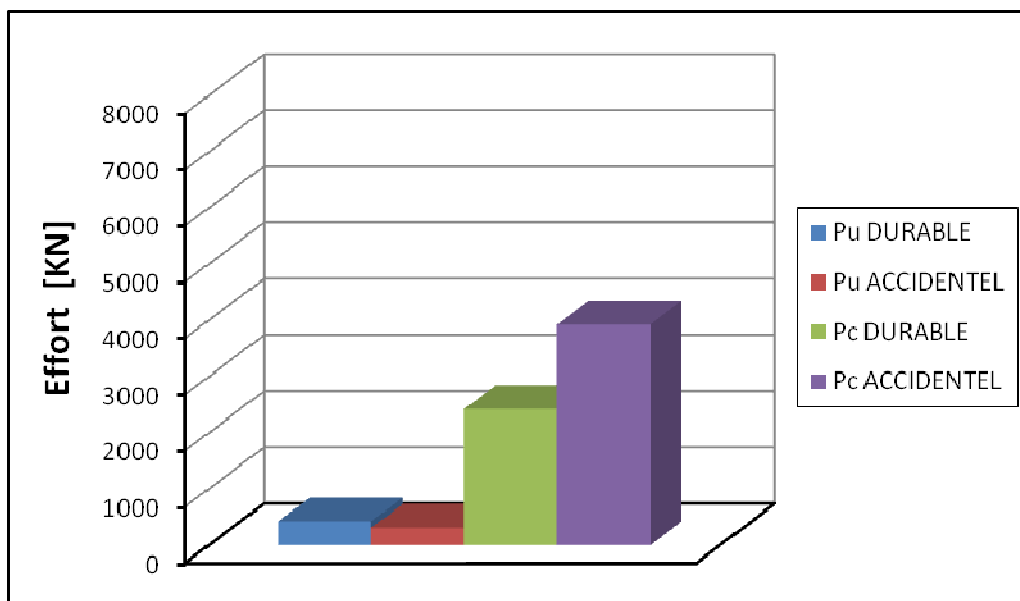


Figure 5.10 : Comparaison entre l’effort normal (Pu) et la charge critique d’Euler (Pc) du poteau C3 du bâtiment (BN1) (N=1)

5.4. ANALYSE DE L’EVOLUTION DE L’ELANCEMENT DES POTEAUX

L’étude de la stabilité de forme d’un poteau nécessite la connaissance de l’état du poteau (élancé ou court). D’ici, on essaye de faire une confrontation entre l’élancement géométrique (Equation 4.28) et l’élancement normalisé $22 \leq \lambda_n \leq 100$ définie par le code ACI 318-08 [7] ; En même temps une comparaison sera réalisée avec les limites de l’élancement

préconisé par EUROCODE 2 [2], définie dans (§ 3.2), pour les poteaux des structures identifiées. Les résultats obtenus sont regroupés dans les figures 5.11 à 5.15.

Pour la réalisation de cette confrontation, on esquisse les courbes d'évolution de l'élançement en fonction du nombre d'étages, pour les cas suivants :

- L'élançement géométrique déterminé avec les sollicitations durables.
- L'élançement géométrique déterminé avec les sollicitations accidentelles.
- L'élançement limite recommandé par l'ACI 318-08 [7] $\lambda_n = 22$.
- L'élançement limite recommandé par l'ACI 318-08 [7] $\lambda_n = 100$.
- L'élançement limite de EUROCODE 2 [2] $\lambda_n = 14 \frac{AB}{\sqrt{n}}$ déterminé avec les sollicitations durables.
- L'élançement limite de EUROCODE 2 [2] $\lambda_n = 14 \frac{AB}{\sqrt{n}}$ déterminé avec les sollicitations accidentelles.

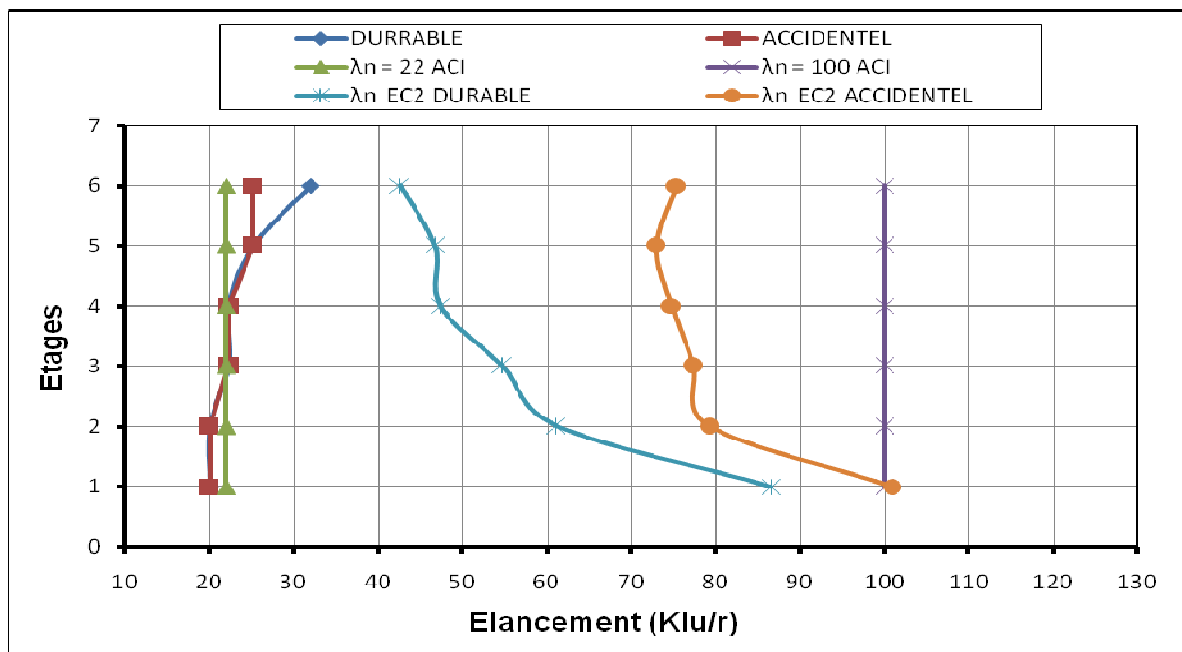


Figure 5.11 : L'évolution de l'élançement du poteau D3 du bâtiment (BN5) (N=6) de chaque étage par rapport à l'élançement limite (normalisé)

De la figure 5.11, on observe ce qui suit :

- les courbes des élancements des situations durables et accidentelles coïncident dans les étages inférieurs, vu que la charge permanente est prédominante dans l'évaluation de l'effort influant sur l'élancement. Ces deux courbes restent toujours supérieures à la courbe correspondant à $\lambda_n = 22$ de l'ACI 318-08 [7], et qui sont toujours inférieure à $\lambda_n = 100$.
- Les élancements des poteaux des niveaux inférieurs coïncident avec la limite inférieure de l'ACI 318-08 [7], et qui reste toujours inférieure à la limite supérieure de l'ACI 318-08 [7], ce qui montre que les poteaux du bâtiment (BN5) sont tous élancés, même avec la comparaison avec les courbes limites de l'élancement normalisée correspondant à l'EUROCODE 2 [2].

Par conséquent, tous les poteaux de la structure (BN5) sont considérés comme élancés.

Les mêmes constatations peuvent être déduites pour les autres structures dans les figures (5.12), (5.13), (5.14) et (5.15).

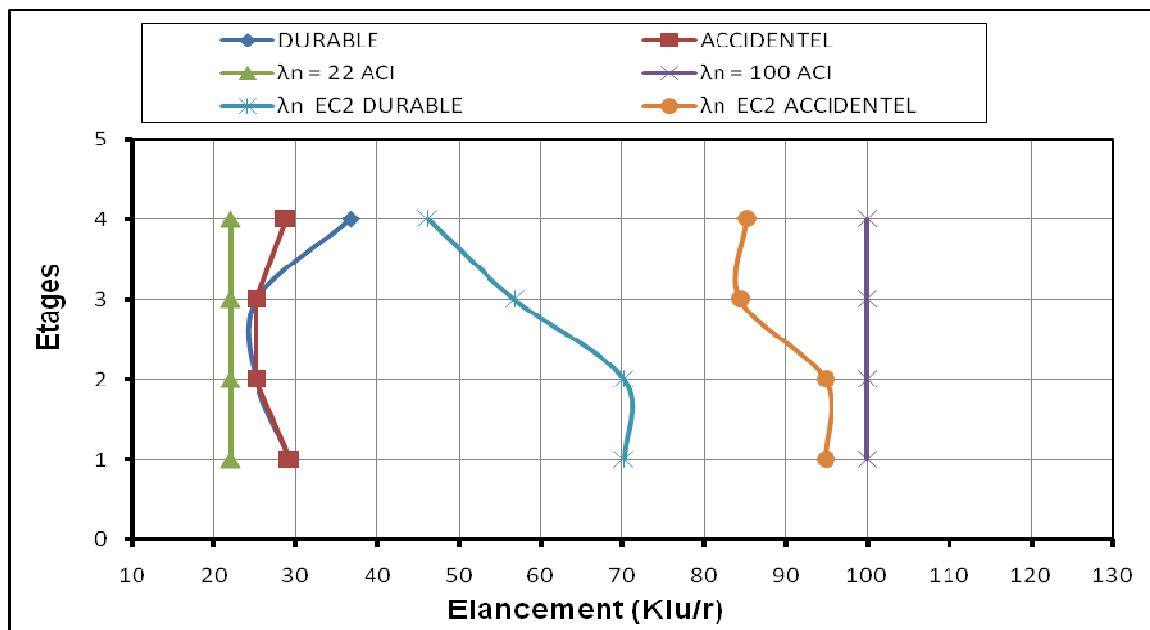


Figure 5.12 : L'évolution de l'élancement du poteau D3 du bâtiment (BN4) (N=4) de chaque étage par rapport à l'élancement limite (normalisé)

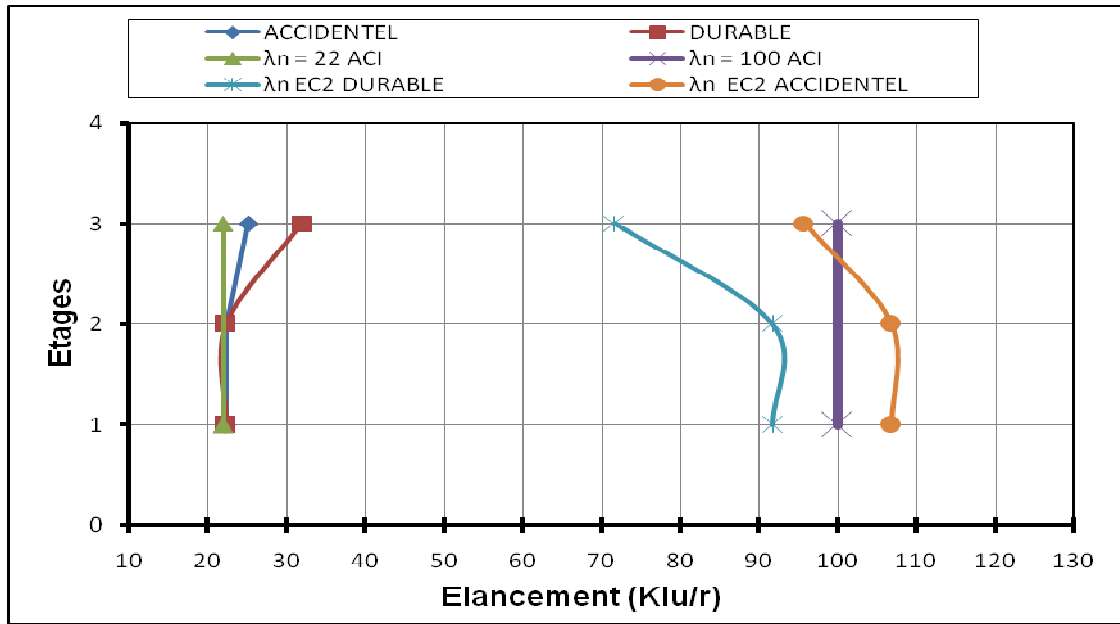


Figure 5.13 : L'évolution de l'élancement du poteau D2 du bâtiment (BN3) (N=3) de chaque étage par rapport à l'élancement limite (normalisé)

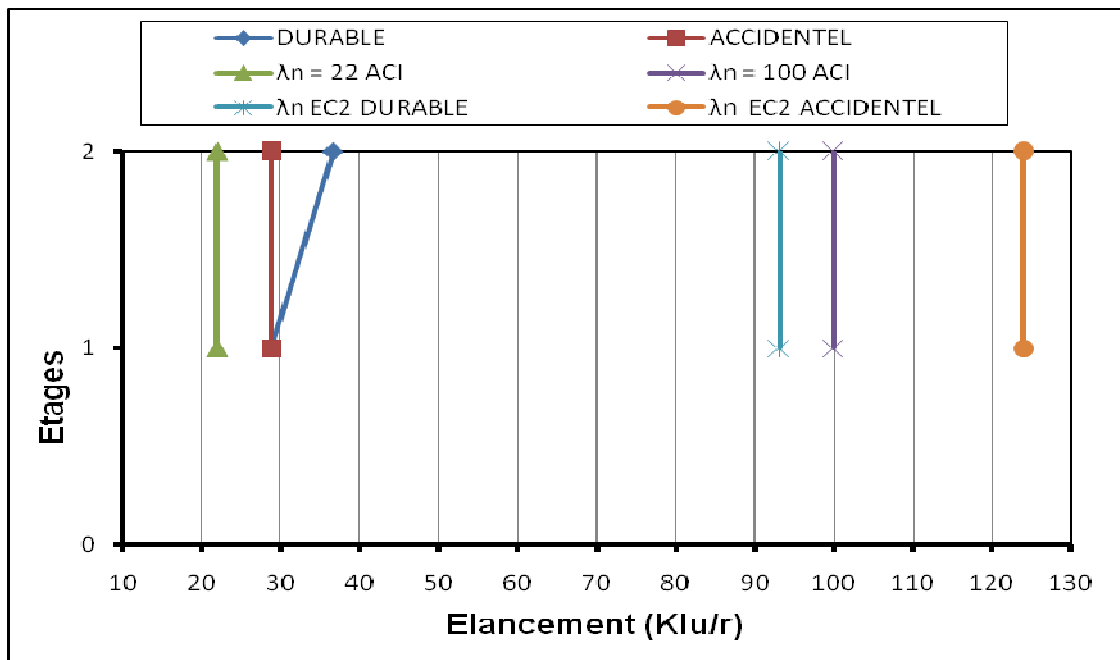


Figure 5.14: L'évolution de l'élancement du poteau C3 du bâtiment (BN1) (N=2) de chaque étage par rapport à l'élancement limite (normalisé)

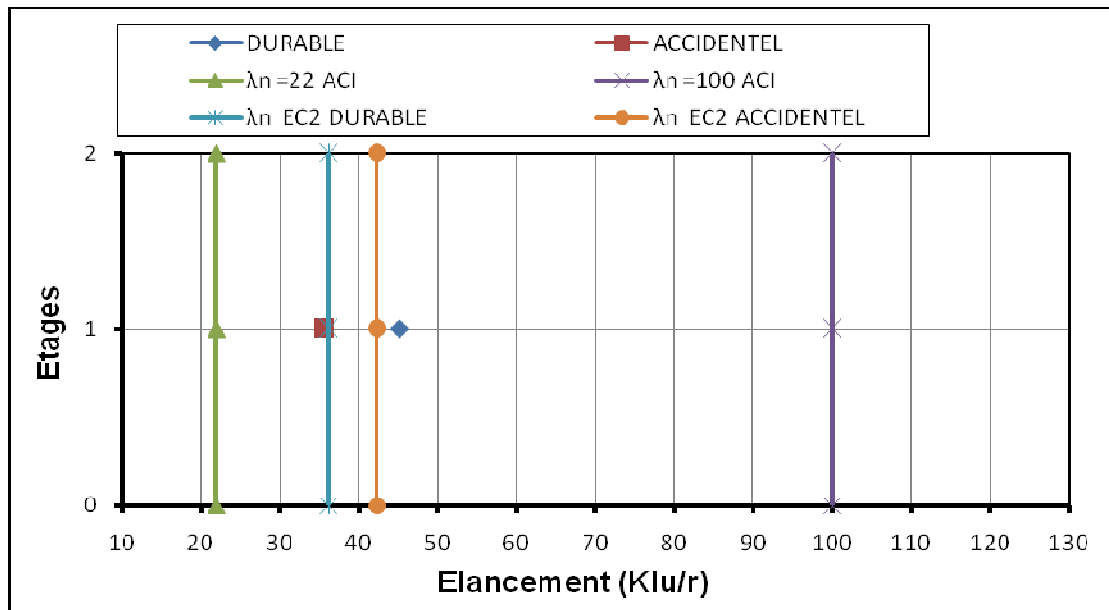


Figure 5.15 : L'évolution de l'élancement du poteau B3 du bâtiment (BN2) ($N=1$) de chaque étage par rapport à l'élancement limite (normalisé)

En conséquence, dans les bâtiments en béton armé qui respectent les dimensions et le pourcentage d'armatures minimal et maximal du RPA/v2003 [1], seront toujours considérées comme des poteaux élancés

5.5. ANALYSE ET DISCUSSION DE LA STABILITE DES POTEAUX DES STRUCTURES IDENTIFIEES

L'analyse des cas de stabilité des poteaux en béton armé nécessite la projection du couple critique (P_u, M_c) de la section d'un poteau dans le diagramme d'interactions P-M correspondant. Ainsi, la nature de la stabilité du poteau est éclaircie à l'aide des droites de déformations ($\varepsilon_s = 0$ et $\varepsilon_s = \varepsilon_y$) limitant les zones de différents cas de stabilité, selon la démarche exposée dans le chapitre 4 (§4.4.2.4).

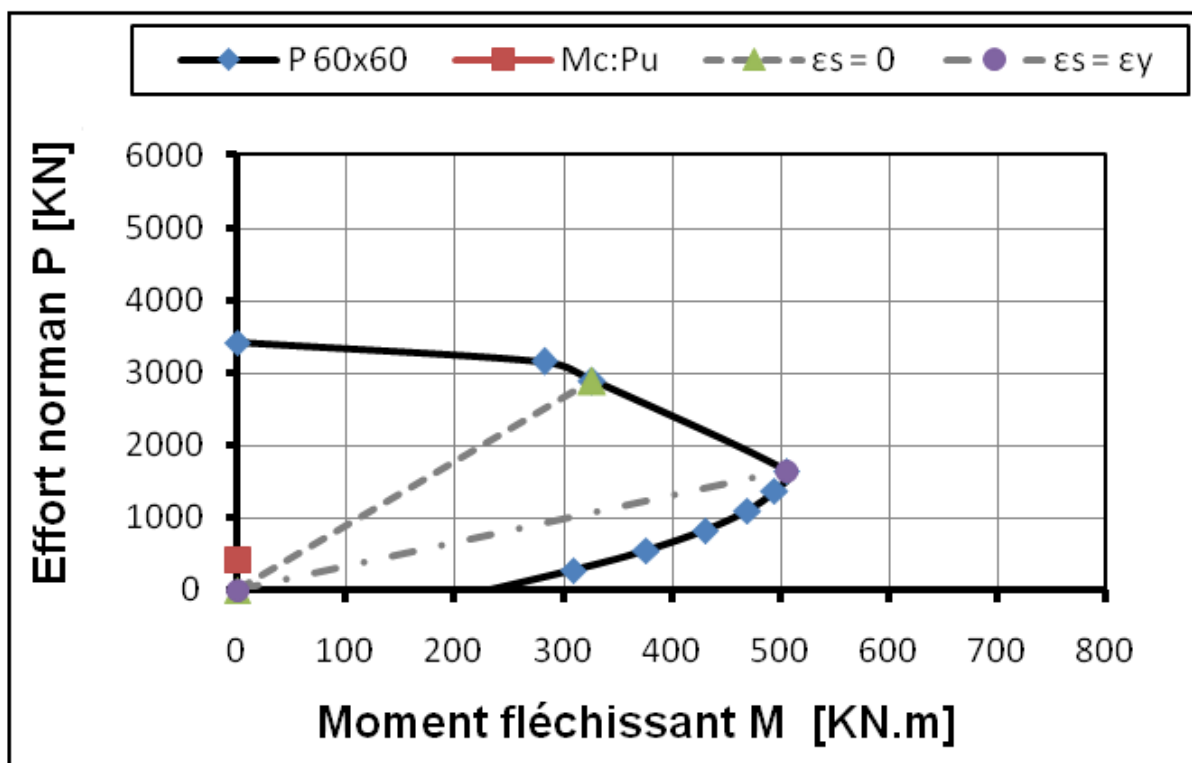
5.5.1. Structure BN1

La figure 5.16 (a et b) illustre les résultats obtenus de l'analyse de la stabilité des poteaux de la structure (BN1). D'après la figure 5.16 a, on constate que le couple critique (P_u, M_c) à la base du poteau (B3) (Figure 5.1) est localisé à l'intérieur du diagramme d'interaction. Ce constat signifie que le poteau le plus sollicité est largement stable. Comme on observe que ce couple coïncide avec l'axe des efforts normaux, vu que le moment à la situation durable est

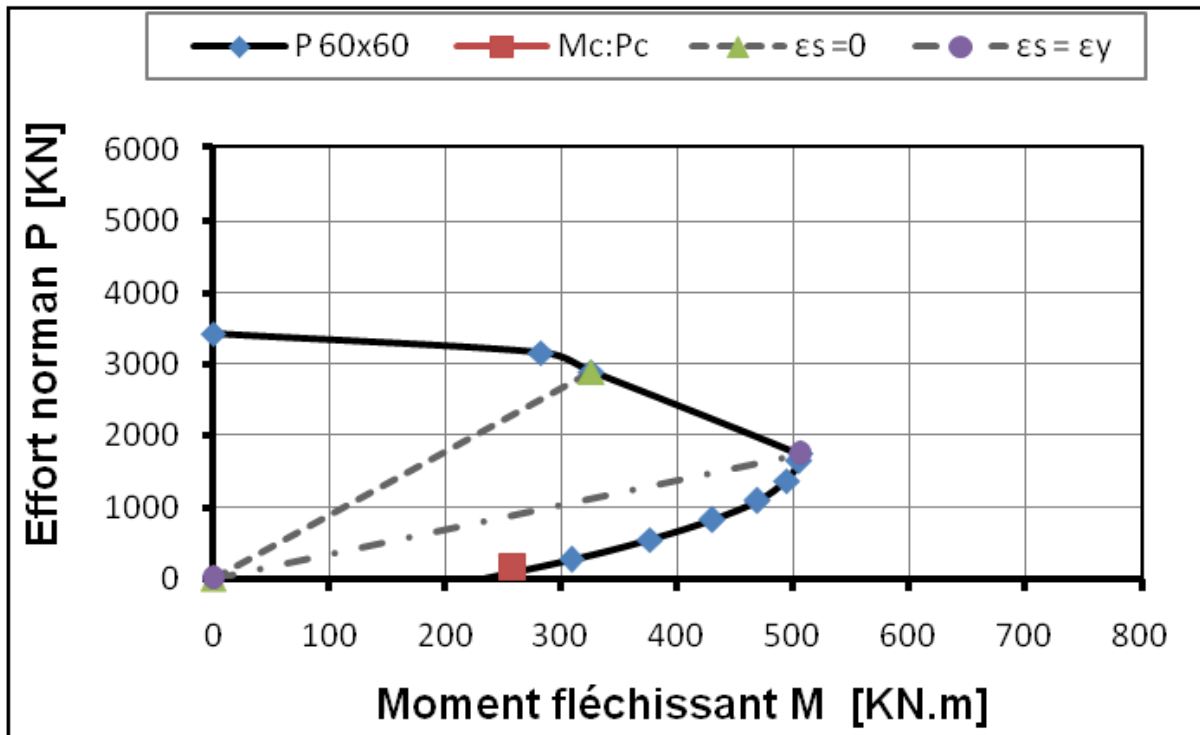
pratiquement nul en raison de la symétrie de la structure. Ceci indique clairement que la stabilité de ce poteau est vérifiée dans le domaine de compression prédominante.

Par ailleurs, la figure 5.16 *b* correspondant à la situation accidentelle, malgré que le couple critique reste toujours à l'intérieur du diagramme d'interaction, la position de stabilité est changée complètement vers la flexion prédominante, car la valeur du moment fléchissant est augmentée à cause de la charge sismique.

On conclusion, on peut dire que la stabilité de ce poteau (B3) est vérifié juste avec les frontières du diagramme dans les deux situations durable et accidentelle.



(a) niveau RDC cas durable



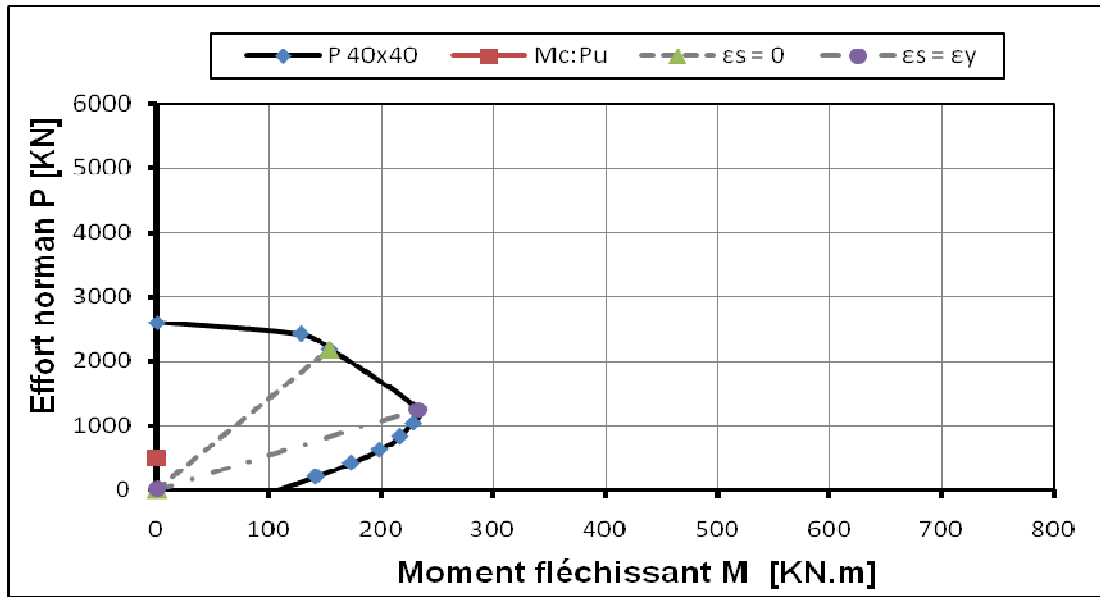
(b) niveau RDC cas accidentel

Figure 5.16 : Etat de stabilité du poteau B3 de la structure STR1 ($n = 1$) pour les cas durable et accidentel.

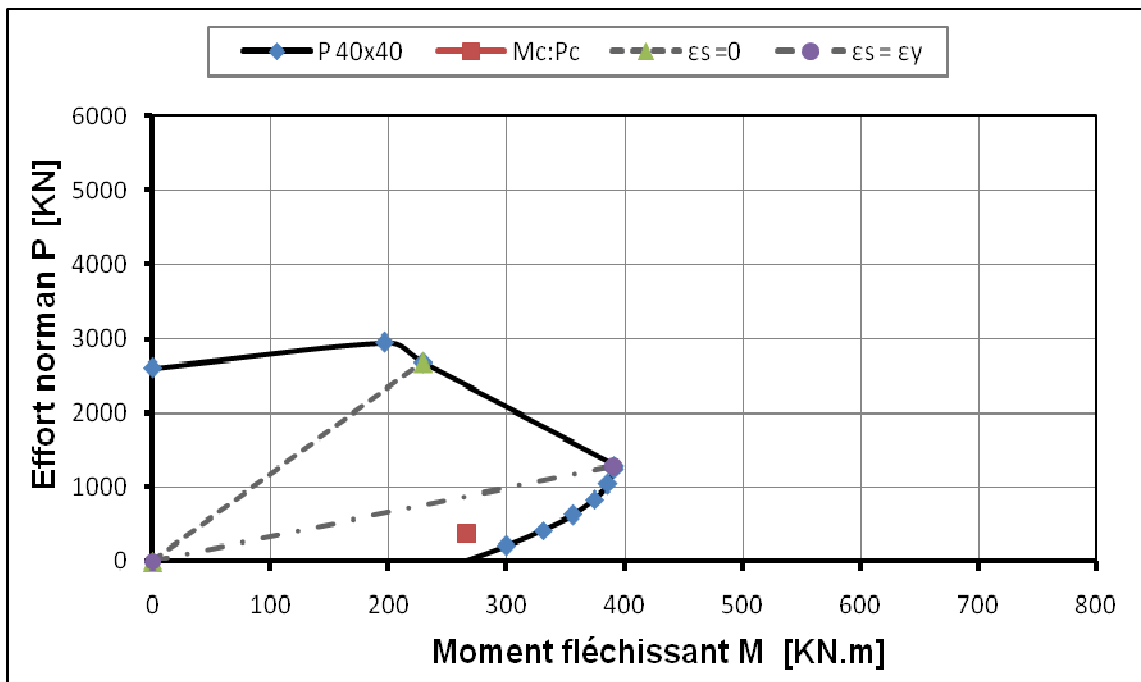
5.5.2. Structure BN2

La figure 5.17 (a, b, c et d) illustre les résultats obtenus de l'analyse de la stabilité des poteaux C2 de la structure (BN2) (Figure 5.2). D'après la figure 5.17 a, on constate que le couple critique (P_u , M_c) à la base du poteau (C2) se trouve à l'intérieur de la frontière du diagramme d'interaction. Ce constat signifie que le poteau le plus sollicité est stable à la situation durable.

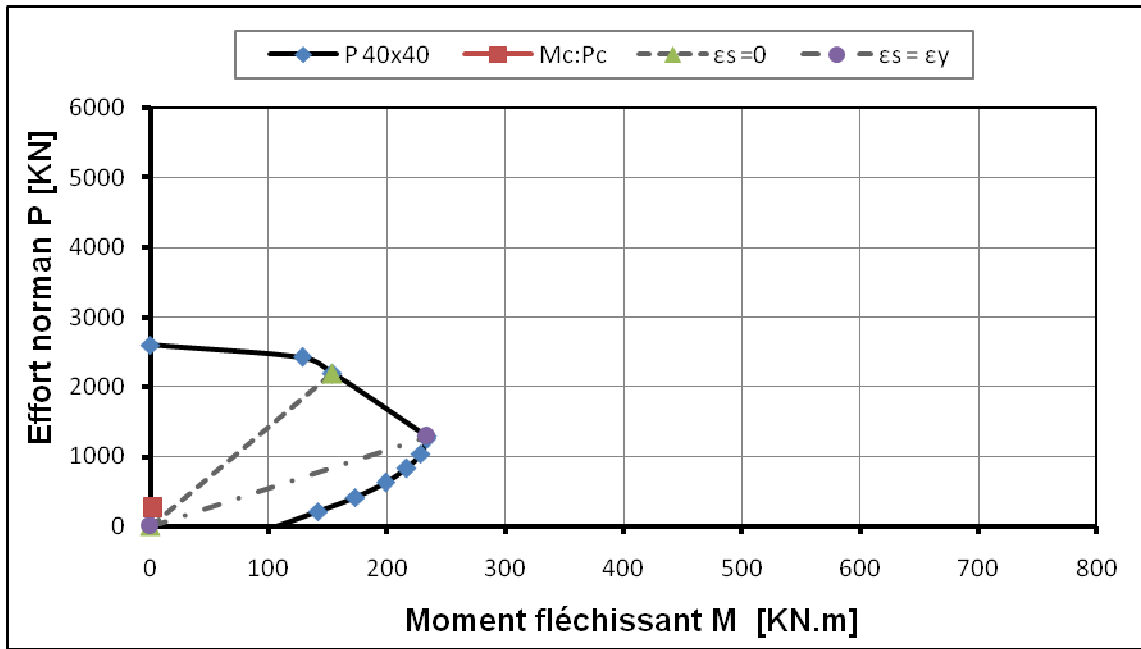
On conclusion, on peut dire que le poteau (C2) est stable pour les deux cas durable et accidentel et pour tous les niveaux .



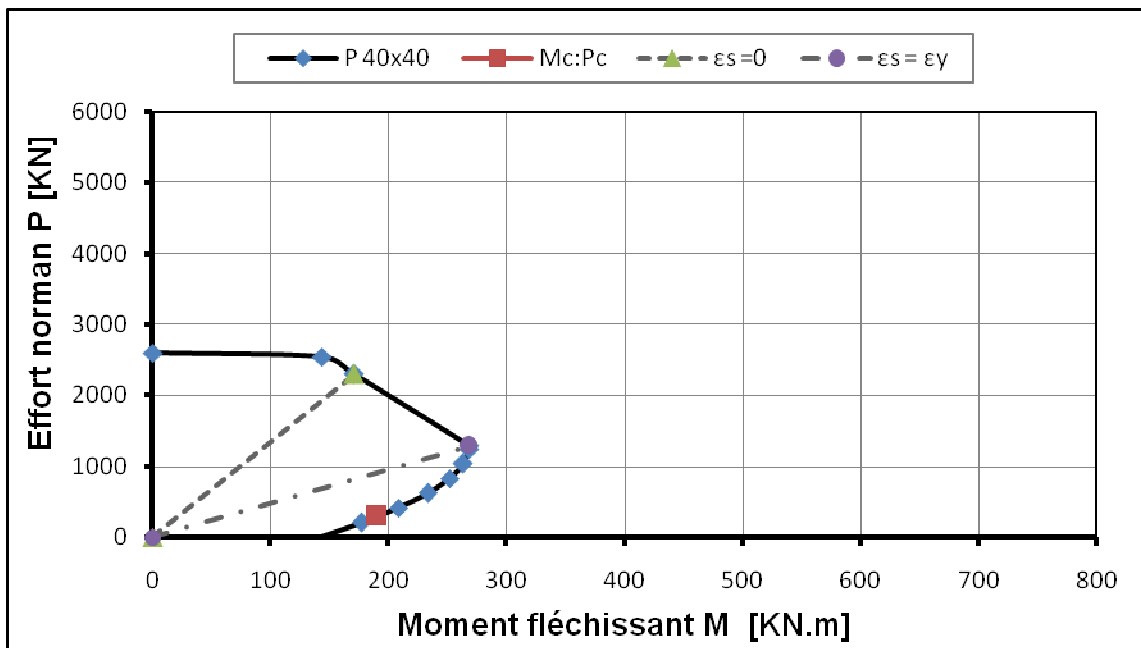
(a) niveau RDC cas durable



(b) niveau RDC cas accidentel



(c) niveau 1^{er} étage cas durable



(d) niveau 1^{er} étage cas accidentel

Figure 5.17: Etat de stabilité du poteau C2 du bâtiment (BN2) ($n = 2$) pour les cas durable et accidentel

5.5.3. Structure BN3

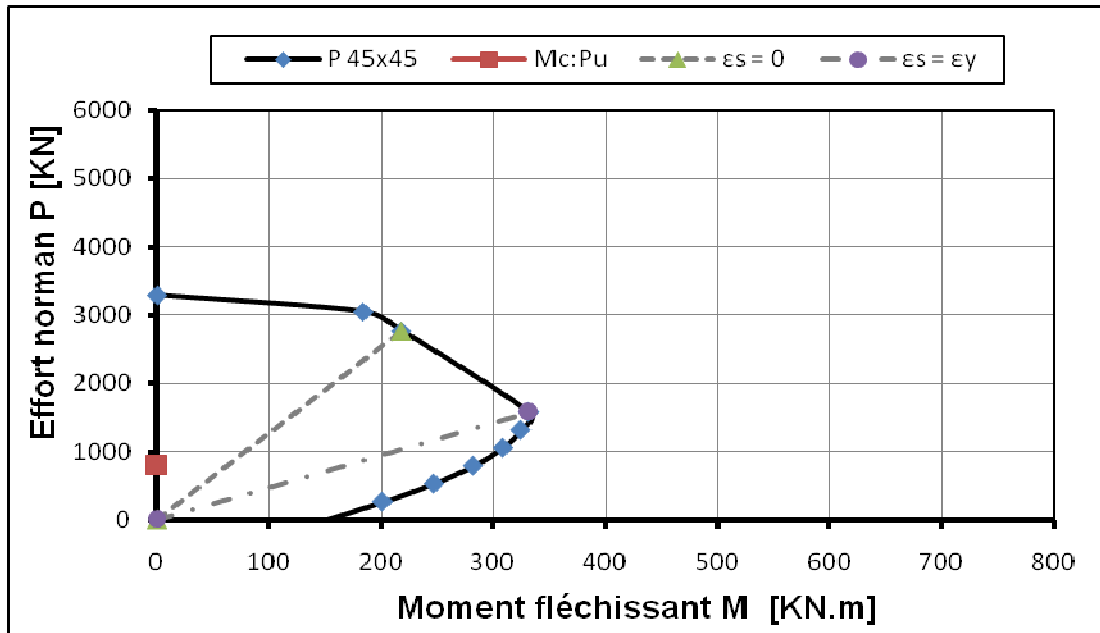
La figure 5.18 (*a, b, c, d, e* et *f*) représente les résultats d'analyse de la stabilité des poteaux D2 de la structure (BN3) (Figure 5.3). D'après la figure 5.18*a*, on peut tirer les observations suivantes :

- le couple critique (P_u, M_c) à la base du poteau (D2) est localisé à l'intérieur du diagramme d'interaction que ce soit à la situation durable (Figure 5.18*a*) où à la situation accidentelle (Figure 5.18*b*). La même observation est enregistrée pour les autres niveaux dans la figure (5.18 *c* à *f*).
- la forme générale du diagramme d'interaction diminue avec l'augmentation du nombre d'étage, et ceci aussi pour les deux situations.
- la position du couple critique à l'intérieur du diagramme par rapport aux droites de déformations diffère d'une situation à l'autre, et d'un étage à l'autre comme montre le tableau 5.6 :

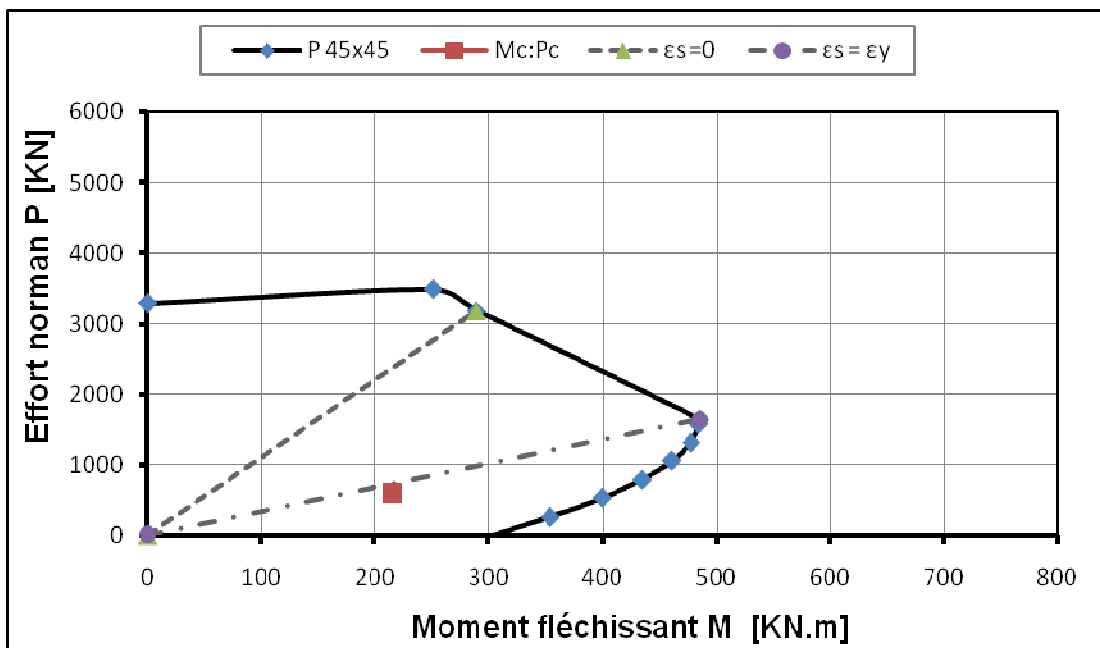
Tableau 5.6 : Etat de stabilité de chaque niveau du bâtiment (BN3).

Niveau	Cas de charge	Figures	Etat de Stabilité	Zone de stabilité
RDC	Durable	5.19 (<i>e</i>)	Stable	Compression prédominante
	Accidentel	5.19 (<i>f</i>)	Stable	Flexion prédominante
1^{er} étage	Durable	5.19 (<i>c</i>)	Stable	Compression prédominante
	Accidentel	5.19 (<i>d</i>)	Stable	Flexion prédominante
2^{ème} étage	Durable	5.19 (<i>a</i>)	Stable	Compression prédominante
	Accidentel	5.19 (<i>b</i>)	Stable	Flexion prédominante

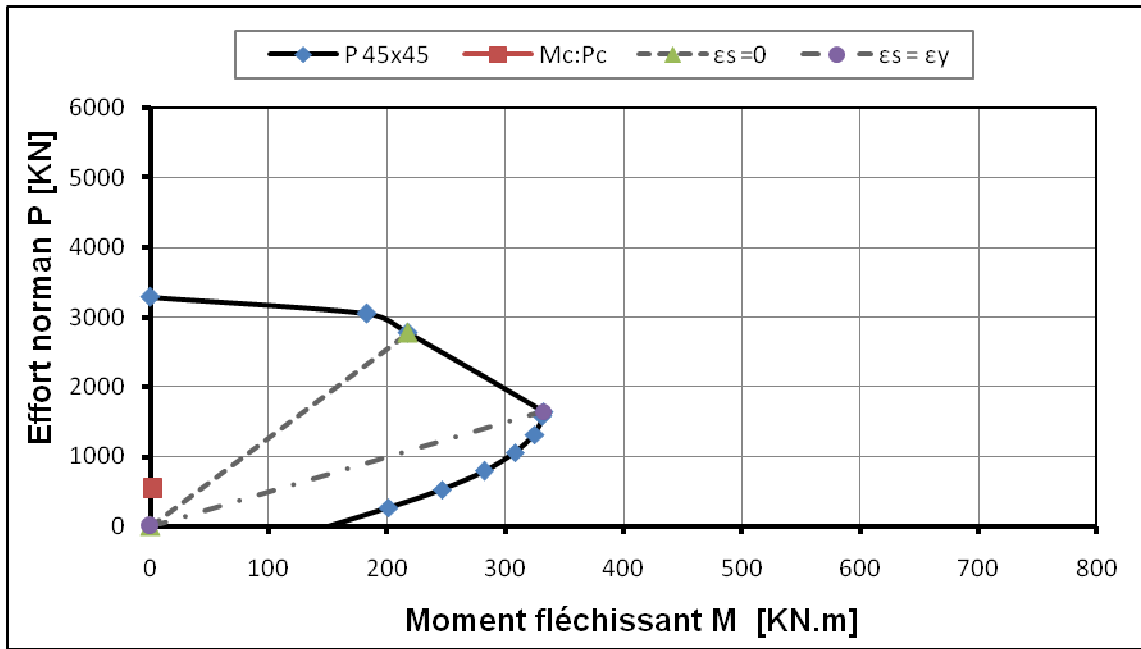
On conséquence, on peut dire que la stabilité de ce poteau (D2) est vérifiée avec différentes zones de stabilité.



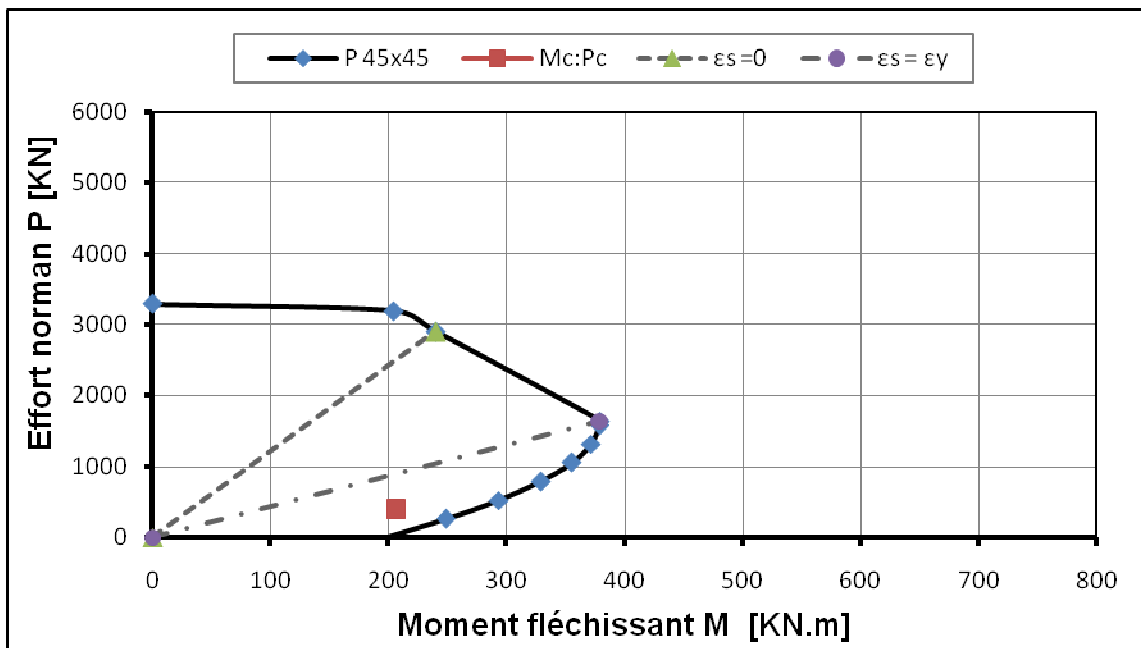
(a) niveau RDC cas durable



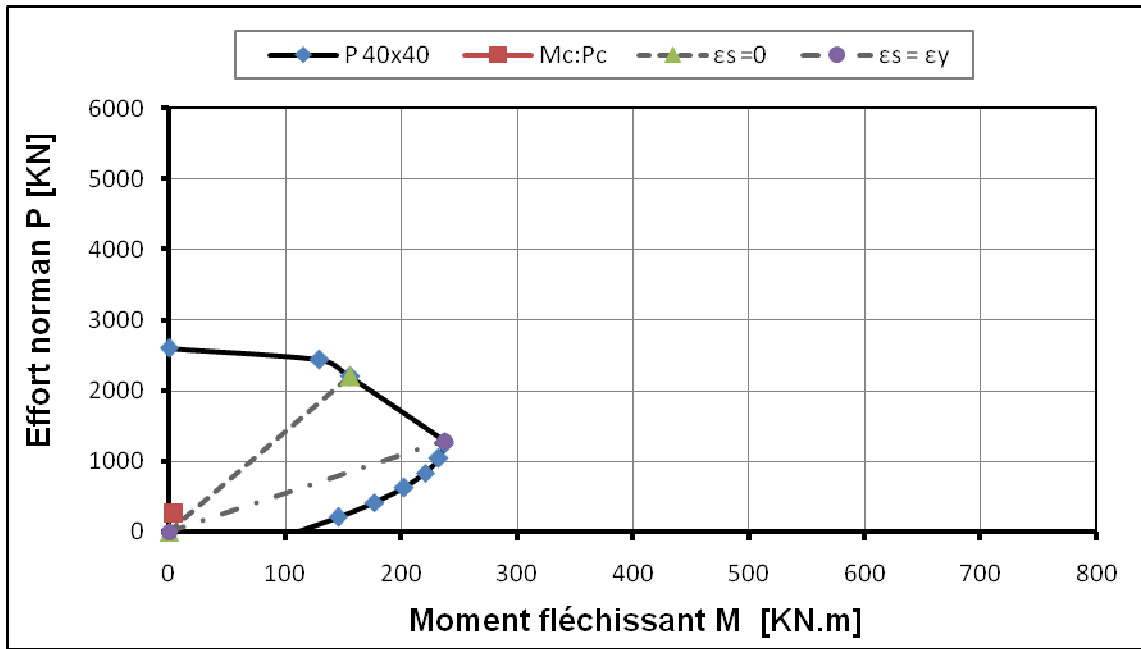
(b) niveau RDC cas accidentel



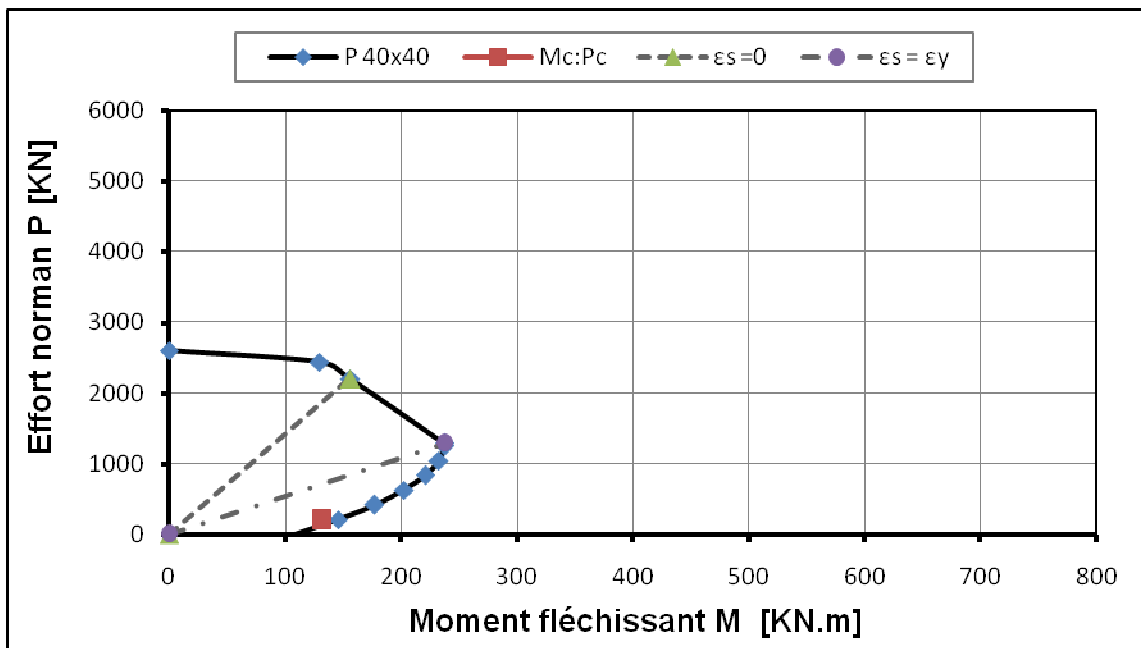
(c) niveau 1^{er} étage cas durable



(d) niveau 1^{er} étage cas accidentel



(e) niveau 2^{ème} étage cas durable



(f) niveau 2^{ème} étage cas accidentel

Figure 5.18 : Etat de stabilité du poteau D2 de la structure BN3 (n = 3) pour les cas durable et accidentel

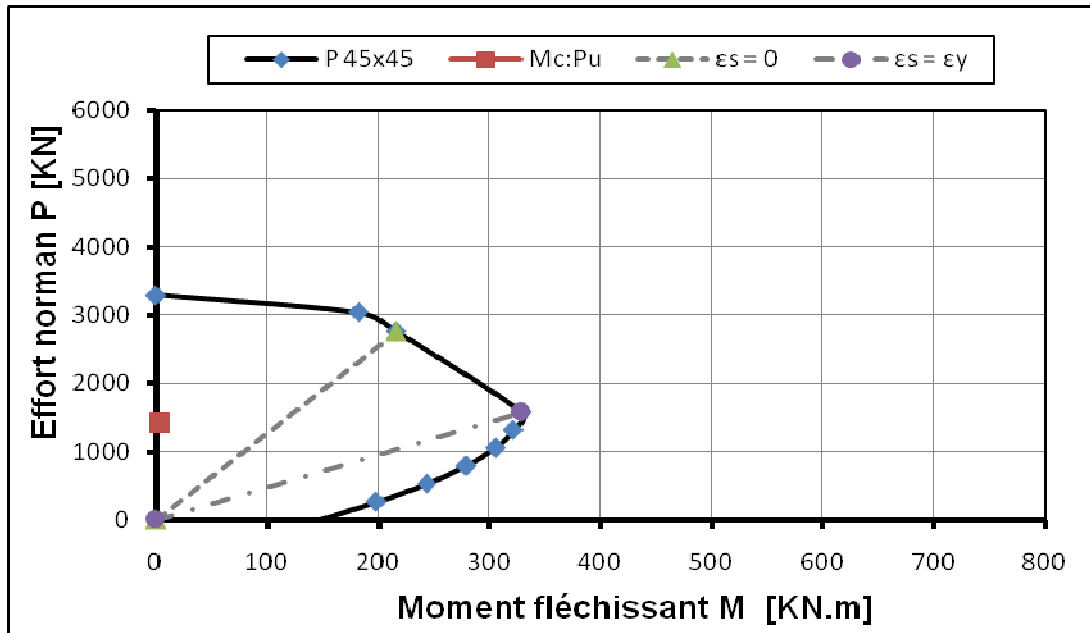
5.5.4. Structure BN4

Les résultats d'analyse de la stabilité des poteaux D2 de la structure (BN4) (Figure 5.4) sont schématisés dans la figure 5.19 (a, b, c, d, e, f, g et h). Les principales observations tirées de cette figure sont les suivantes :

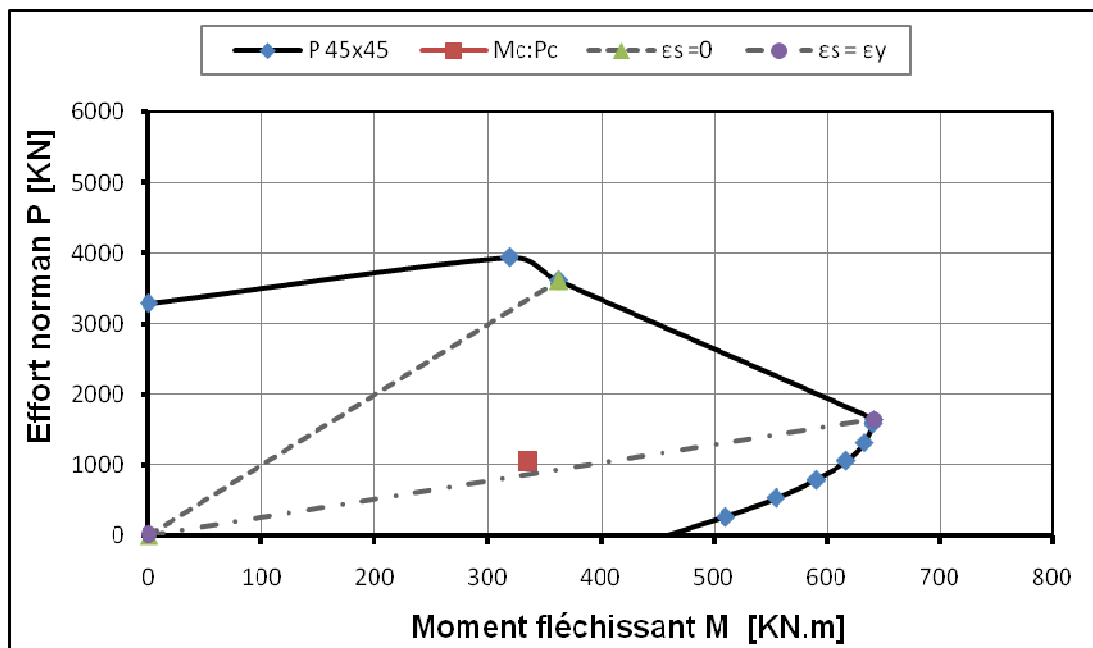
- le couple critique (P_u, M_c) à la base du poteau (D2) est localisé à l'intérieur du diagramme d'interaction, néanmoins cette position diffère pour la situation durable où ce couple coïncide strictement avec l'axe des efforts normaux à la situation durable (Figure 5.19a), par contre ce couple se trouve dans le domaine de la flexion composée dans le cas de la situation accidentelle (Figure 5.19b). La même observation est enregistrée pour les autres niveaux dans la figure (5.19 c à f).
- la forme générale du diagramme d'interaction diminue avec l'augmentation du nombre d'étage, et ceci pour les deux situations.
- la position du couple critique à l'intérieur du diagramme par rapport aux droites de déformations diffère d'une situation à l'autre, l'ensemble des résultats sont résumé dans le tableau (5.7).
- en conclusion, la position de la stabilité des poteaux défavorables de cette structure reste toujours sur l'axe des efforts normaux, par contre dans la situation accidentelle, tend vers de la flexion composée à la zone de flexion simple.

Tableau 5.7 : Etat de stabilité de chaque niveau de la structure (NB4) $n = 4$.

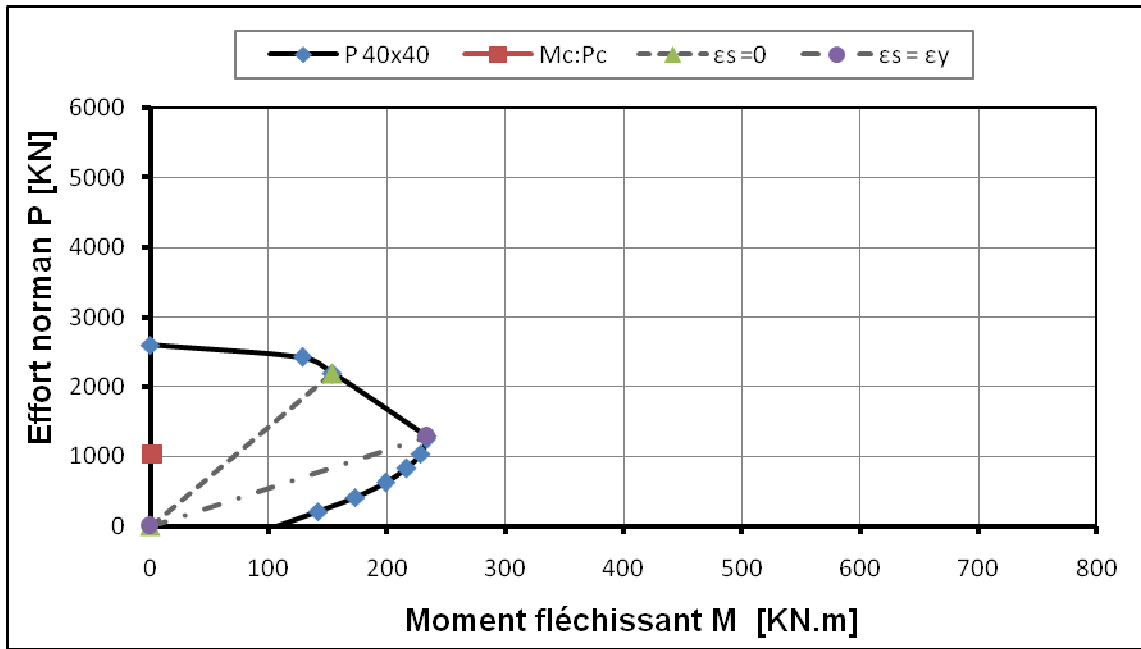
Niveau	Cas de charge	Figures	Etat de Stabilité	Zone de stabilité
RDC	Durable	5.19 (a)	Stable	Compression prédominante
	Accidentel	5.19 (b)	Stable	Flexion composée
1^{er} étage	Durable	5.19 (c)	Stable	Compression prédominante
	Accidentel	5.19 (d)	Stable	Frontière de la zone de flexion et de la zone de flexion composée
2^{ème} étage	Durable	5.19 (e)	Stable	Compression prédominante
	Accidentel	5.19 (f)	Stable	Flexion prédomine
3^{ème} étage	Durable	5.19 (g)	Stable	Compression prédominante
	Accidentel	5.19 (h)	Stable	Flexion prédomine



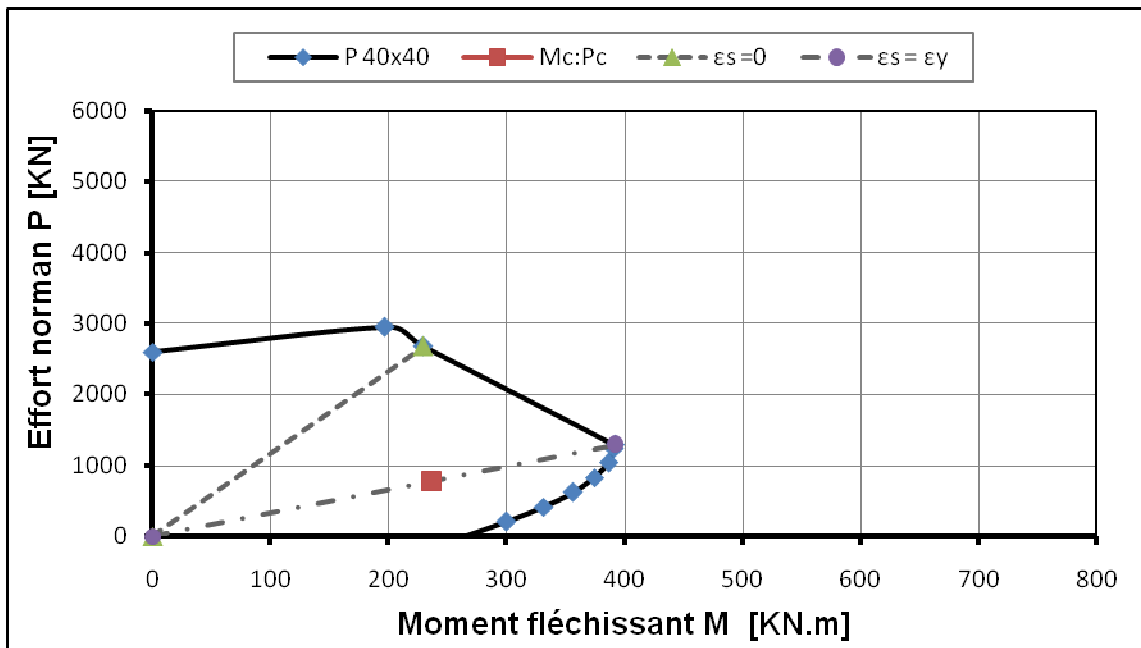
(a) niveau RDC cas durable



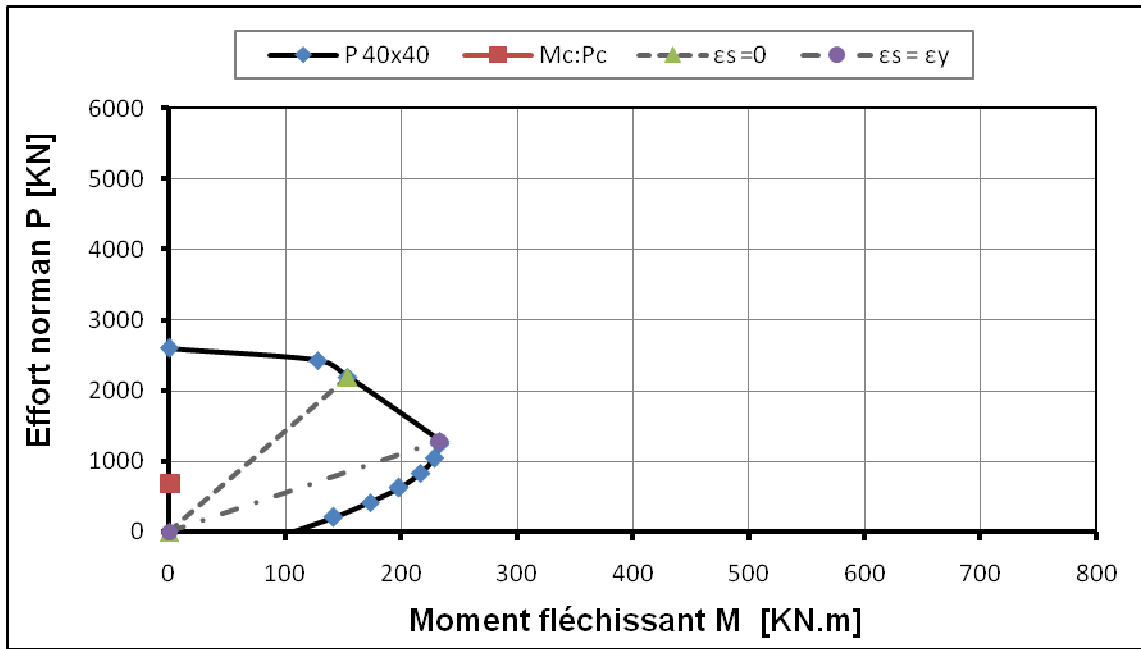
(b) niveau RDC cas accidentel



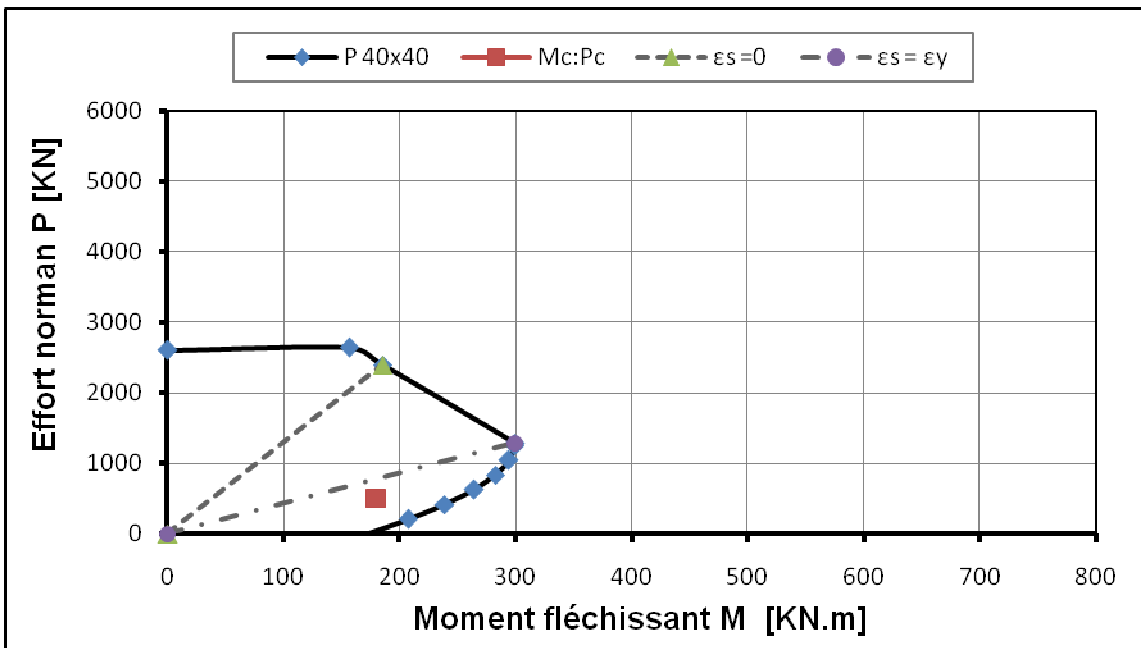
(c) niveau 1^{er} étage cas durable



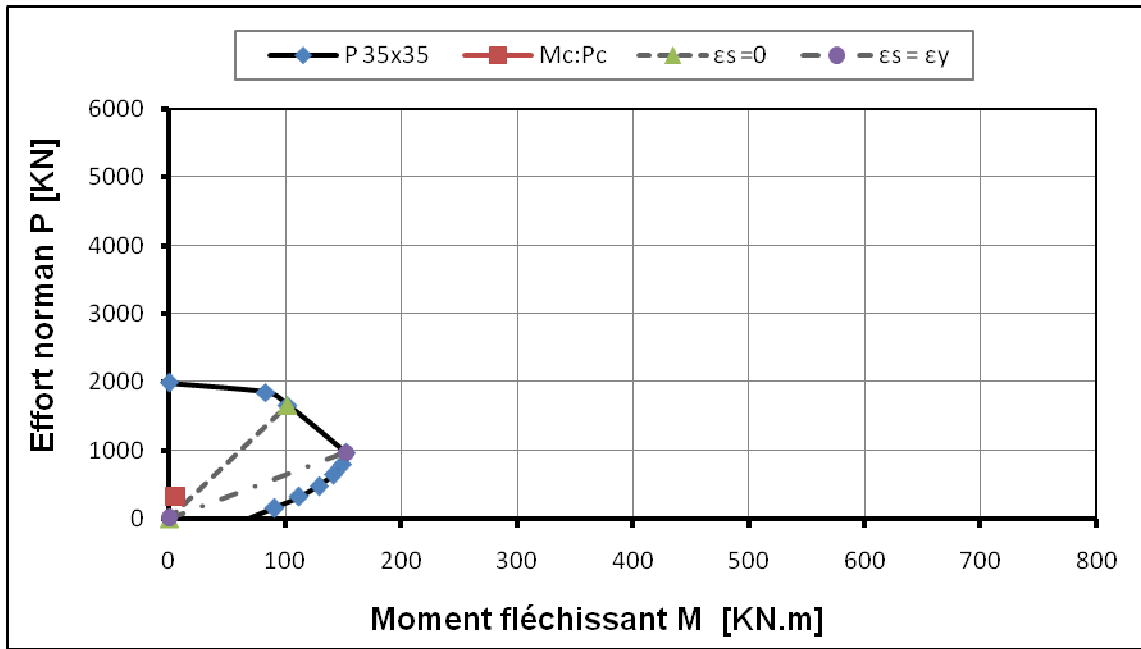
(d) niveau 1^{er} étage cas accidentel



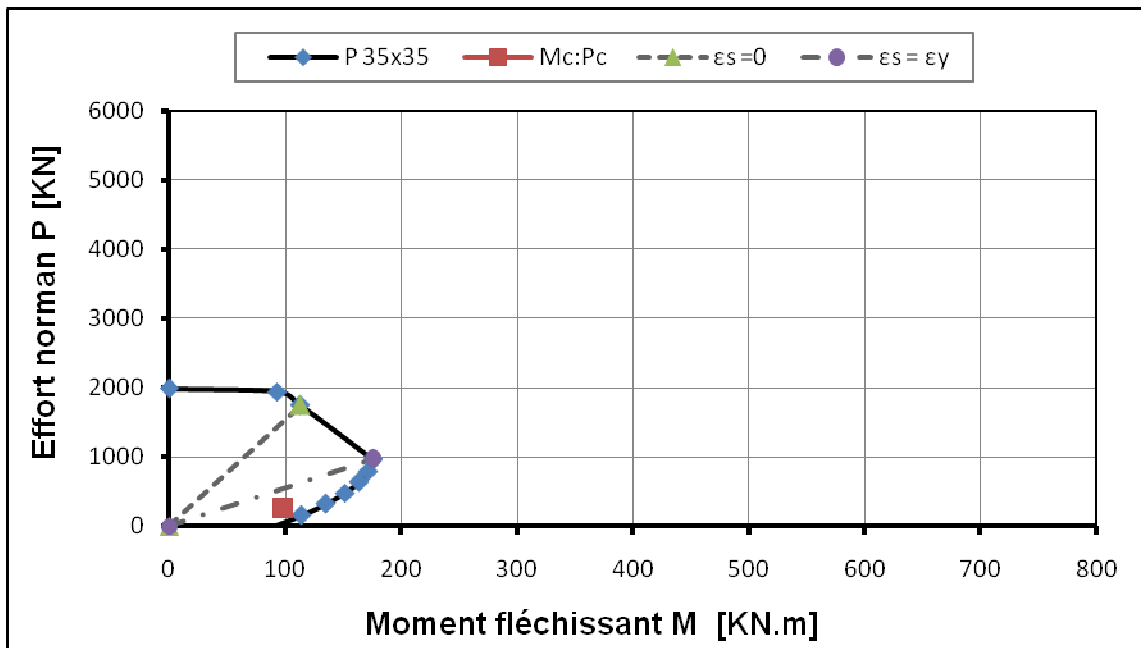
(e) niveau 2^{ème} étage cas durable



(f) niveau 2^{ème} étage cas accidentel



(g) niveau 3^{ème} étage cas durable



(h) niveau 3^{ème} étage cas accidentel

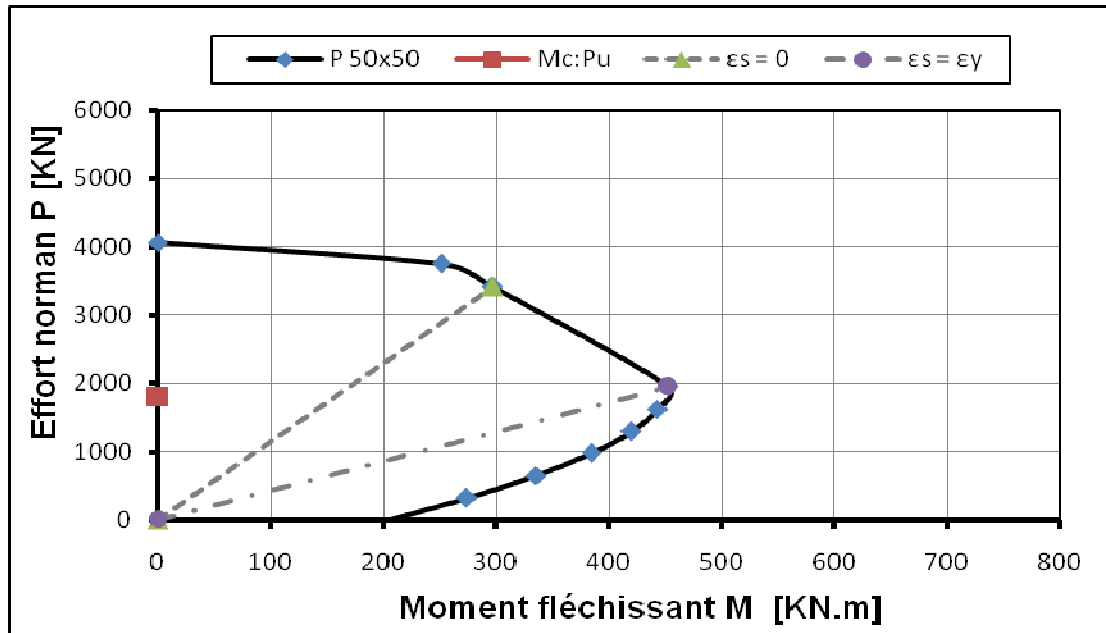
Figure 5.19 : Etat de stabilité du poteau D3 de la structure BN4 (n = 4) pour les cas durable et accidentel

5.5.5. Structure BN5

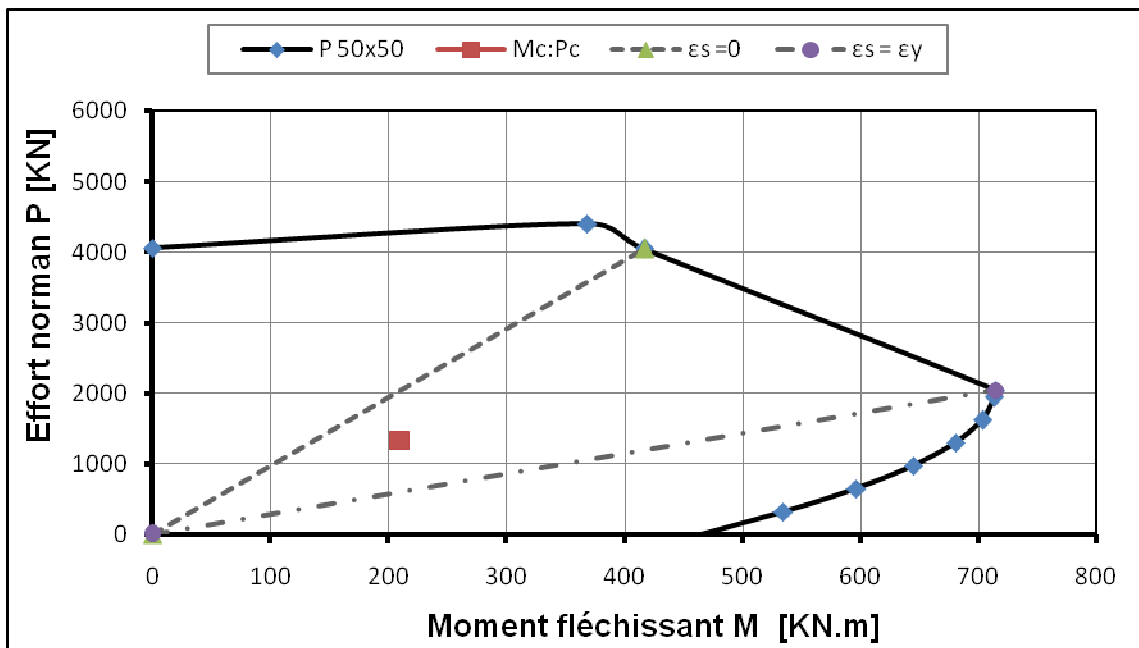
L'étude de la stabilité d'une structure pareille a nœud déplaçable, nous permet de quantifier l'état de stabilité réel de ce type de construction dimensionnée par les règles algériens en vigueur. La figure 5.20 (a, b, c, d, e, f, g, h, i et j) illustre l'état de stabilité des poteaux de la structure (BN5), c'est la plus élevée par rapport aux structures étudiées. Les mêmes remarques sont observées sur la stabilité de cette structure que la structure BN4 (Figure 5.19). Ces observations sont dressées dans le tableau 5.8.

Tableau 5.8 : Etat de stabilité de chaque niveau de la structure (NB5) $n = 6$:

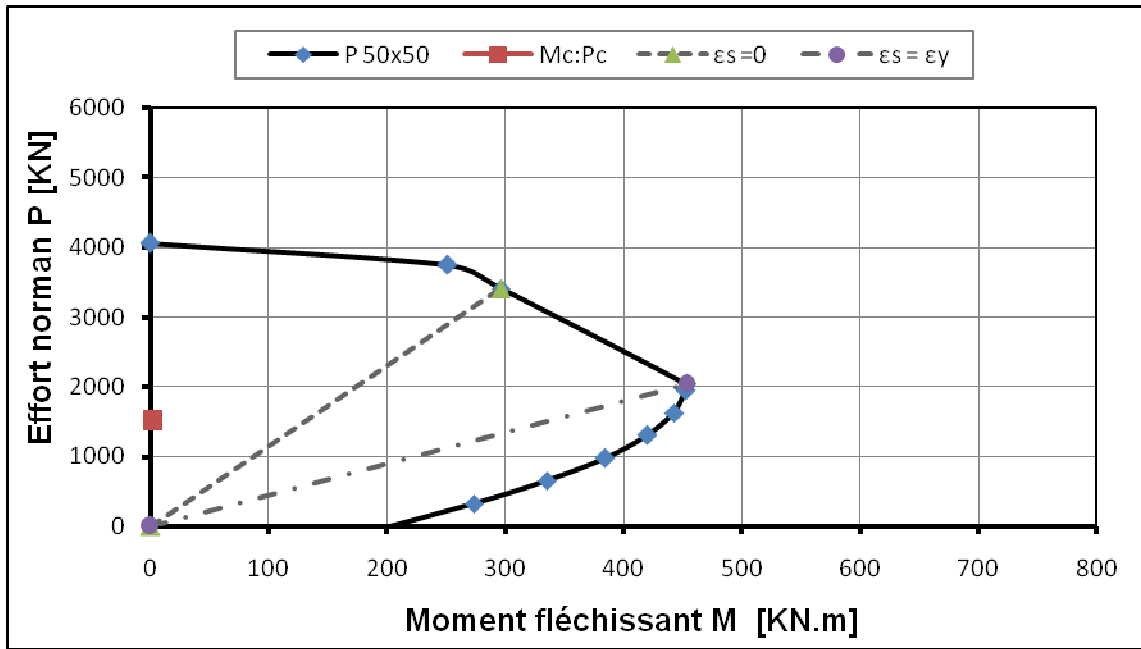
Niveau	Cas de charge	Figures	Etat de Stabilité	Zone de stabilité
RDC	Durable	5.21 (a)	Stable	Compression prédominante
	Accidentel	5.21 (b)	Stable	Flexion composée
1^{er} étage	Durable	5.21 (c)	Stable	Compression prédominante
	Accidentel	5.21 (d)	Stable	Flexion composée
2^{ème} étage	Durable	5.21 (e)	Stable	Compression prédominante
	Accidentel	5.21 (f)	Stable	Flexion composée
3^{ème} étage	Durable	5.21 (g)	Stable	Compression prédominante
	Accidentel	5.21 (h)	Stable	Frontière de la zone de flexion et de la zone de flexion composée
4^{ème} étage	Durable	5.21 (i)	Stable	Compression prédominante
	Accidentel	5.21 (j)	Stable	Flexion prédominant
5^{ème} étage	Durable	5.21 (k)	Stable	Compression prédominante
	Accidentel	5.21 (l)	Stable	Flexion prédominant



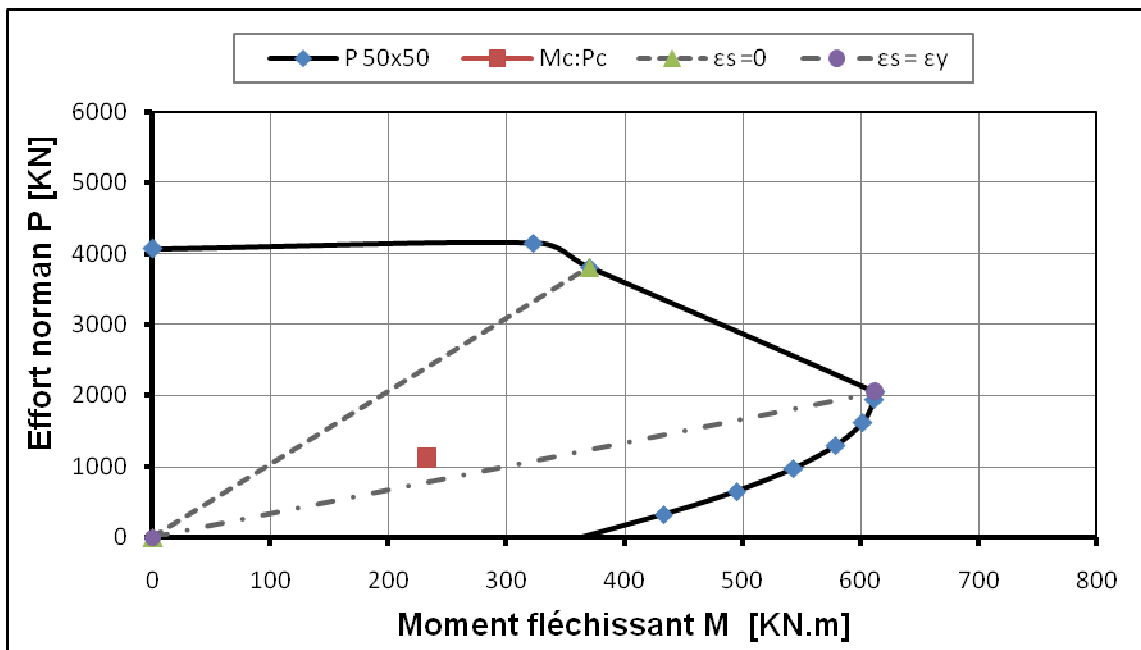
(a) niveau RDC cas durable



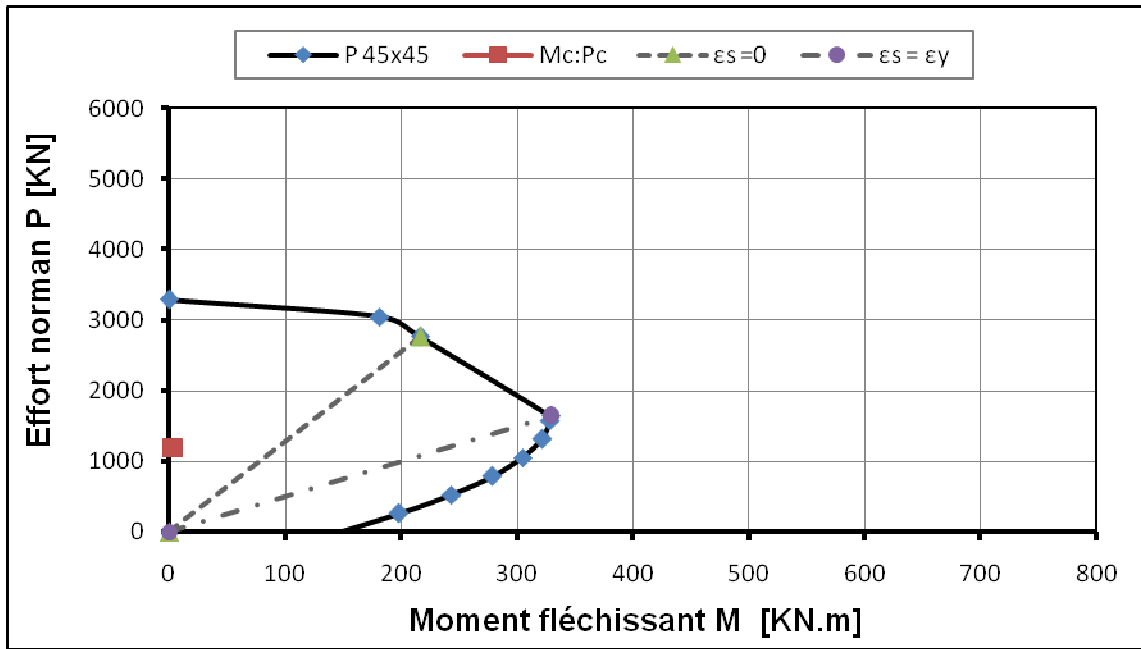
(b) niveau RDC cas accidentel



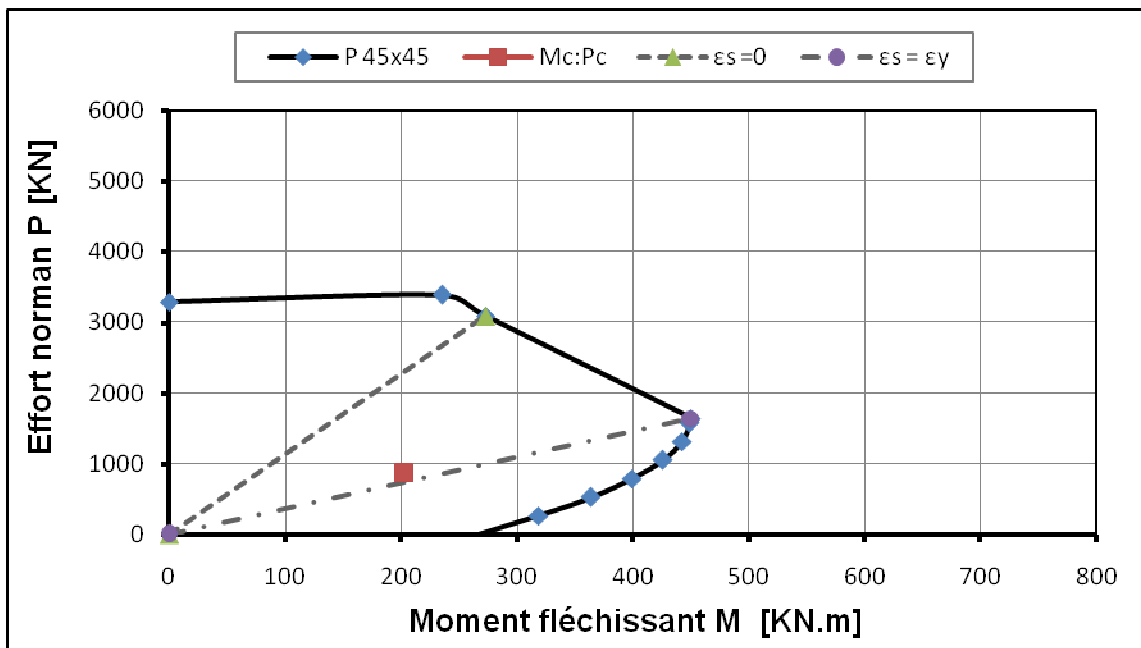
(b) niveau 1^{er} étage cas durable



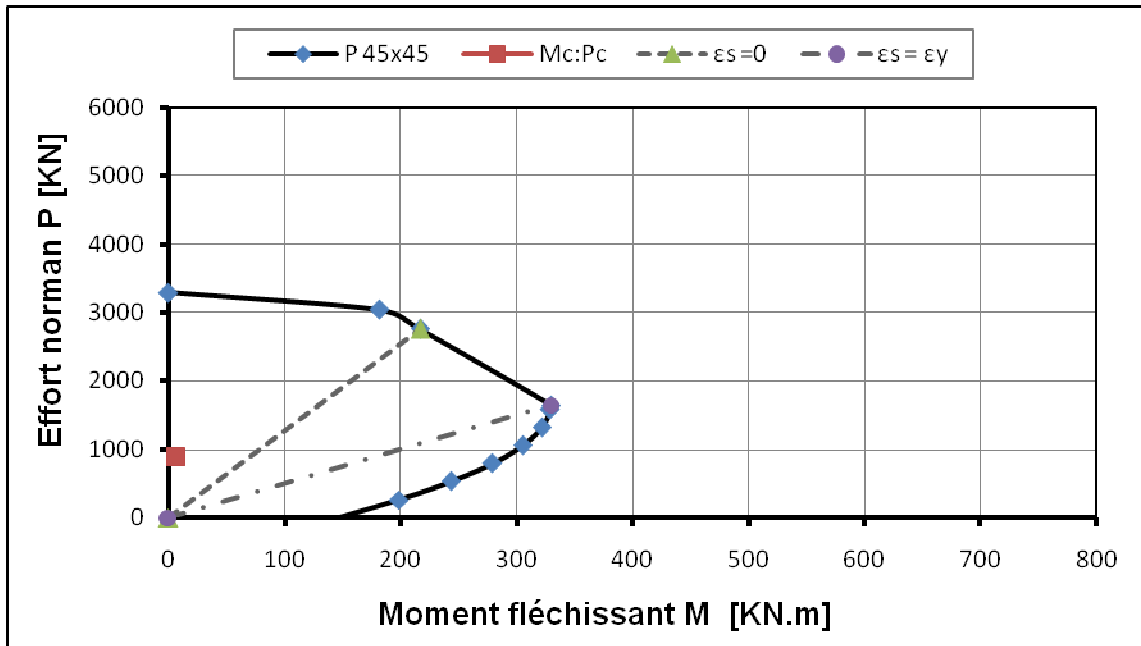
(d) niveau 1^{er} étage cas accidentel



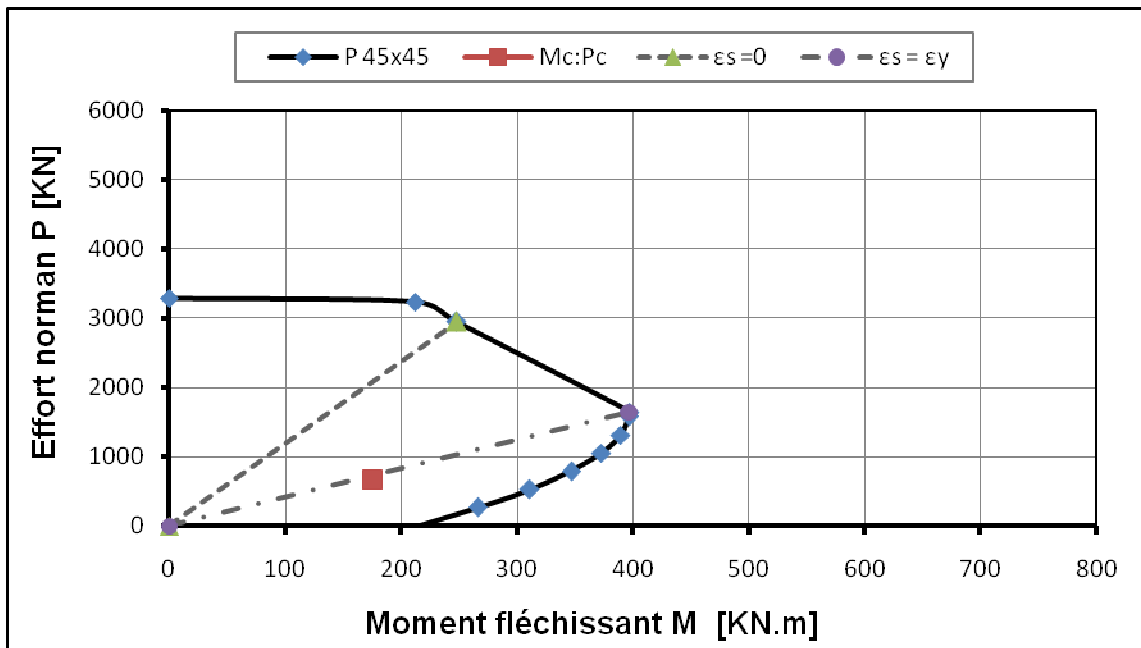
(e) niveau 2^{ème} étage cas durable



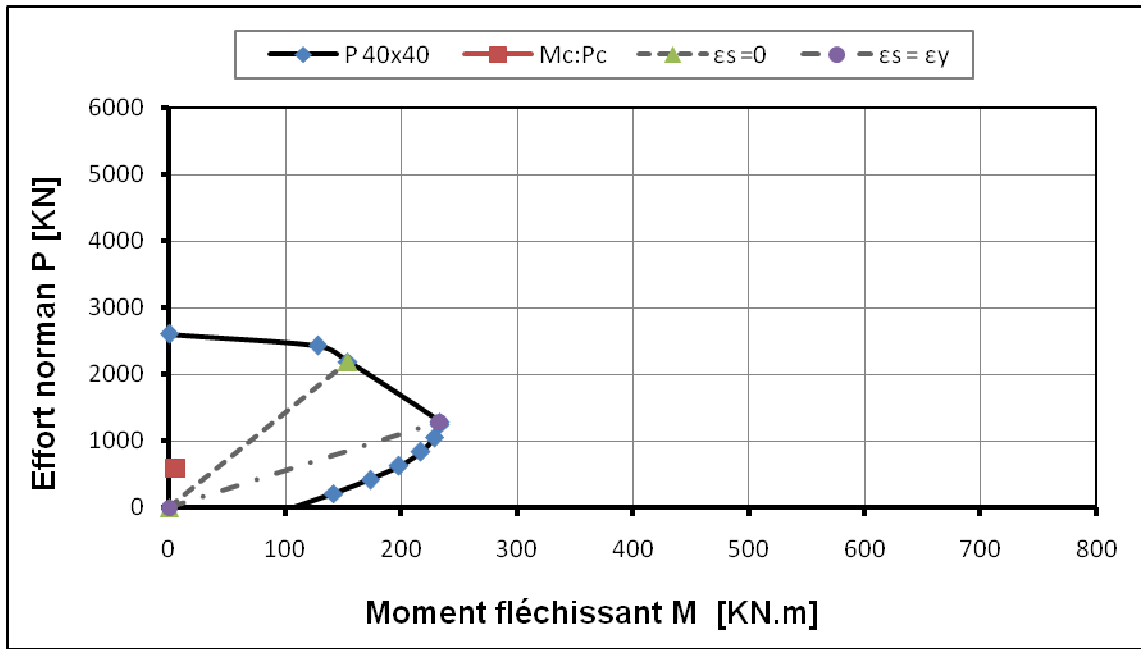
(f) niveau 2^{ème} étage cas accidentel



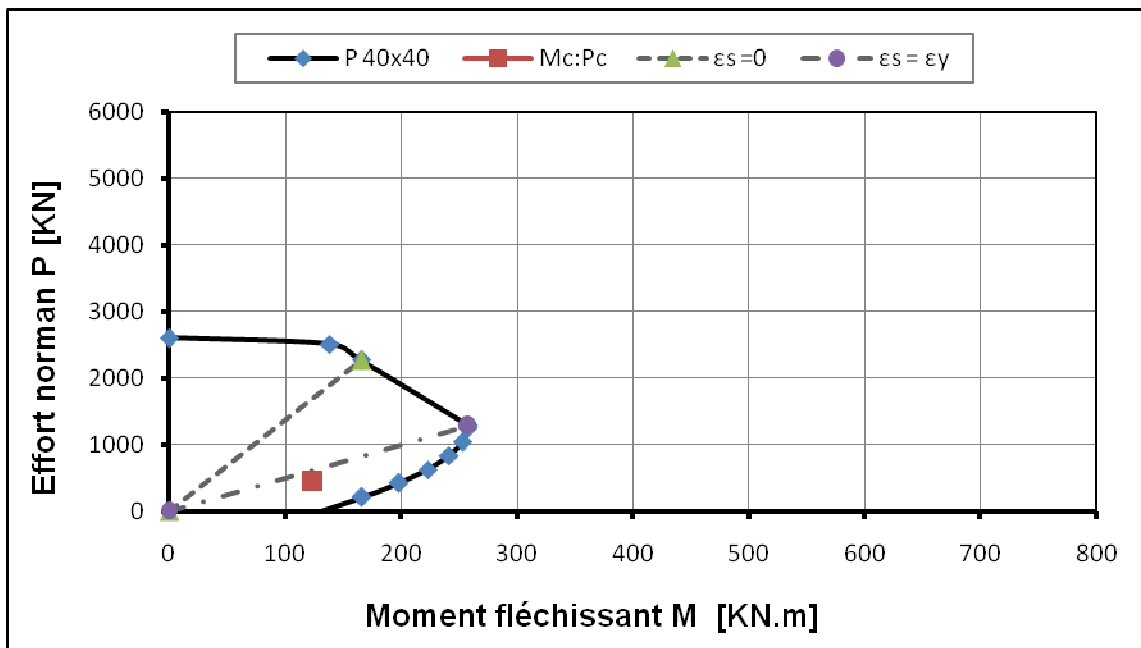
(g) niveau 3^{ème} étage cas durable



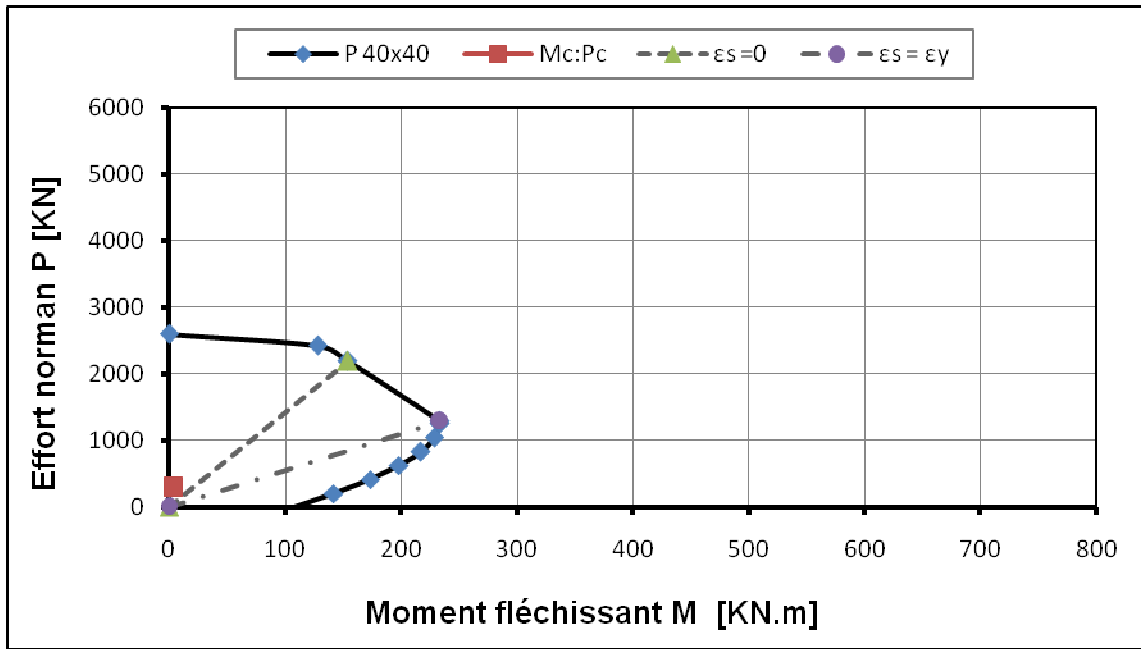
(f) niveau 3^{ème} étage cas accidentel



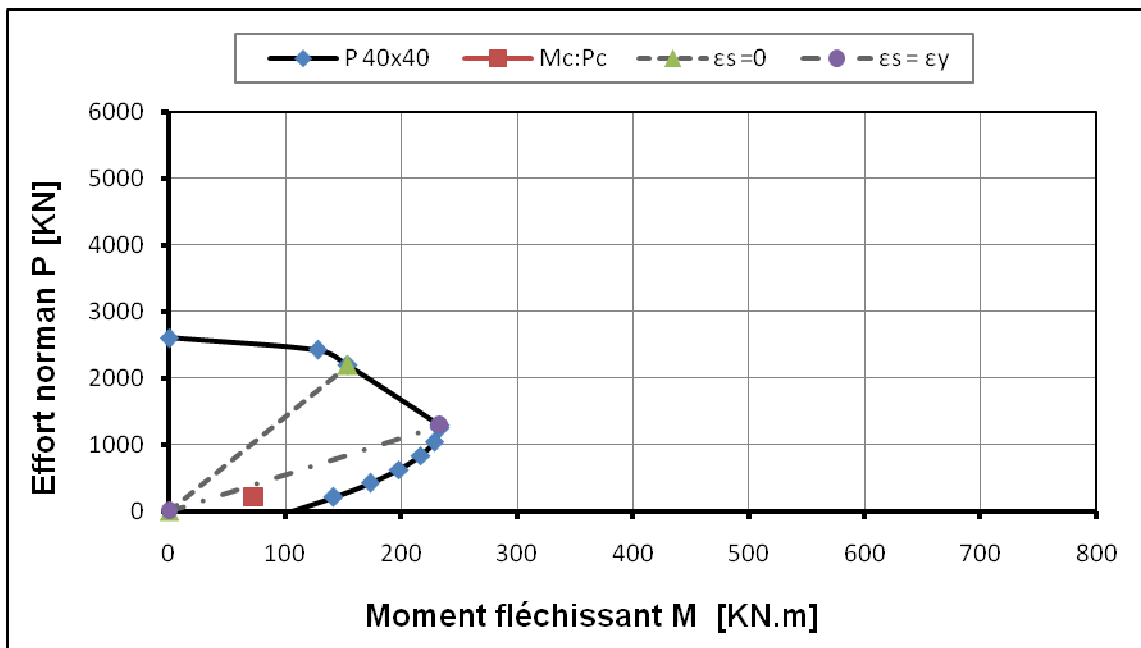
(i) niveau 4^{ème} étage cas durable



(j) niveau 4^{ème} étage cas accidentel



(k) niveau 5^{ème} étage cas durable



(l) niveau 5^{ème} étage cas accidentel

Figure 5.20 : Etat de stabilité du poteau D3 de la structure NB5 ($n = 6$) pour les cas durable et accidentel

5.7. CONCLUSION

D'après cette analyse, on peut tirer les conclusions suivantes :

1- la variation entre les efforts normaux déterminés à la situation durable et accidentelle est négligeable surtout dans les étages supérieurs. Ces efforts restent toujours largement inférieurs aux efforts normaux critiques de l'ACI 318-08 [7].

2- Les efforts normaux critiques de l'ACI 318-08 [7], présentent un écart très important par rapport aux efforts obtenus par la méthode élastique.

3- la rupture par compression des matériaux est à éloigner dans toutes les structures identifiées, comme on constate une dégradation significative dans les valeurs des efforts normaux avec la diminution du nombre d'étage.

4- il n'existe pas une grande différence entre les élancements des situations durables et accidentelles dans les étages inférieurs, et restent l'intérieure du domaine limité par $\lambda_n = 22$ et $\lambda_n = 100$ de l'ACI, ce qui montre que les poteaux des bâtiments identifiés sont tous élancés, même avec la comparaison avec les courbes limites de l'élancement normalisée correspondant à l'EUROCODE 2 [2].

5. On peut dire aussi que les poteaux des structures auto stables étudiées sont pratiquement stables dans tous les cas considérés (durable et accidentel), mais cette stabilité varie selon les étages des structures, l'effort normal est prédominant dans le cas durable et pour tous les étages, tandis que, pour le cas accidentel, dans les étages inférieurs la stabilité est assurée par la flexion prédominant alors que dans les étages moyens la stabilité est assurée par la frontière de la zone de flexion et la zone de flexion composée, par contre, dans les étages supérieurs la stabilité est observée en présence de la flexion composée.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

A lumière de cette étude qui nous a permis de traiter un problème fondamentale dans la conception des structures en béton armé, et après l'analyse et la discussion de la stabilité des poteaux des structures à nœuds déplaçables de cinq structures en portiques auto stable (à nœuds déplaçables), dimensionnées selon le règlement parasismique Algérien RPA99/V2003, on est dans la mesure de dégager les conclusions suivantes :

- Dans toutes les structures étudiées la variation entre les efforts normaux élastiques déterminés aux situations durable et accidentelle est négligeable surtout dans les étages supérieurs. Ces efforts restent toujours largement inférieurs aux efforts normaux critiques de l'ACI 318-08, ce qui nous montre que la rupture des poteaux par écrasement du béton (compression des matériaux) est pratiquement inexistante, pour les dispositions constructives préconisées par RPA99/V2003. Comme on note une dégradation significative dans les valeurs des efforts normaux avec la diminution du nombre d'étage malgré la prise en compte de la totalité des efforts sismiques par les portiques à nœuds déplaçables.

- L'analyse de l'évolution de l'élancement des poteaux des structures identifiées a montré que les élancements mécaniques déterminés aux situations durable et accidentelle coïncident dans les étages inférieurs, vu que la charge permanente est prédominante dans l'évaluation de l'effort influant sur l'élancement. Ces élancements mécaniques restent toujours à l'intérieur du domaine limité par les élancements normalisés du code ACI. Ce constat montre que tous les poteaux traités dans cette étude sont largement élancés, même à la comparaison avec l'élancement normalisée de l'EUROCODE 2.

- L'analyse et la discussion de la stabilité des poteaux des structures identifiées ont montré que les couples critiques (P_w , M_c) à la base des poteaux restent généralement localisés à l'intérieur des diagrammes d'interactions des poteaux considérés, néanmoins cette localisation diffère d'une situation à l'autre, et d'un niveau à l'autre. Cette localisation du couple critique à l'intérieur du diagramme par rapport aux droites de déformations diffère d'une situation à l'autre. A la situation durable la stabilité des poteaux est assurée par la compression prédominante où compression simple, par contre à la situation accidentelle la stabilité est toujours assurée par la flexion composée, surtout dans les étages inférieures où les efforts sismiques sont prédominants.

En conséquence, d'après cette étude les exigences des codes Algériens en vigueur (RPA99/v2003) et CBA93, offrent aux bâtiments une sécurité adéquate vis-à-vis de la stabilité de forme établie explicitement par les codes ACI318-08 et EC2.

Recommandation,

Vue l'importance de la stabilité dans la conception des structures en béton armé, on recommande dans le domaine de réglementation la prise en compte de ce paramètre d'une manière explicite dans les codes algériens en vigueur. Dans le domaine de recherche, on souhaite d'autre étude avec la prise en compte de l'effet P- Δ pour les poteaux très élancés ($\lambda > 100$), pour les structures dimensionnées par les règlements Algériens en vigueur.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Références bibliographique

- [1] **RPA-99/VERSION 2003.** Règles parasismiques Algériennes 1999. Document technique réglementaire DTR-BC 248 - Centre National de Recherche Appliquée en Génie sismique (CGS), Alger, 117p.
- [2] **Eurocode 2, 2004.** *Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings*, 225p
- [3] <http://www.mmaya.fr/Insta/poly/index.htm>
- [4] **HASSANI-MANAI .S.** « Etude Et Modélisation De La Stabilité Des Structures Elancées En Béton Arme », *Thèse Doctorat, L'UNIVERSITE DE CERGY-PONTOISE, 2008, France.*
- [5] **YOUSFI Mahfoud.** *Contribution a l'étude de la stabilité des poteaux des structures contreventées par des voiles en béton armé, Mémoire de magister , 2010, UHBB Chlef.*
- [6] **CBA-93, 1994.** *Code de béton algérien 1993.* Document technique réglementaire DTR-BC Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS), Alger.
- [7] **ACI-318, 2008.** *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary - ACI Committee 318.* American Concrete Institute, IHS, 467p.
- [8] **Ecole Nationale Supérieure d'Arts et Métiers, Centre de Cluny.** *Stabilité Appliquée.* Disponible sur : <http://www.mmaya.fr/Insta/poly/index.htm>
- [9] **FUENTES A.,** « Calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé», *édition dunod, 1985, paris, France.*
- [10] **Mécanique des structures mca-TSTP (Chapitre 10-Le flambement)**
<http://mescoursdegeniecivil.wifeo.com/documents/10-mca-TSTP.pdf>
- [11] **Dr. Ir. P. Boeraeve** « Cours de Béton Armé.. Chapitre 11. Flambement "www.gramme.be/unite9/beton/.../11_Flambement.pdf]
- [12] **Vable M. ,** “Stability of Columns “, , *Mechanics of Materials: Chapter 11 . Oxford university Press,*
- [11] **Ir. P. Boeraeve** « Cours de Béton Armé.. Chapitre 11. Flambement "www.gramme.be/unite9/beton/.../11_Flambement.pdf]
- [12] **Vable M. ,** “Stability of Columns “, , *Mechanics of Materials: Chapter 11 . Oxford university Press,*
- [13] **BTS Bâtiment, 1ère année.** *Poteaux En Béton Armé.*

- [14] Penelis, G.G., and Kappos, A.J., *Earthquake resistant concrete structures*. Edition E & FN SPON, London, 1997.
- [15] Victor DAVIDOVICI – Consultant – *Dynamique concept* ., «Comportement des hôpitaux lors des séismes majeurs» 29 mai 2007 *Conception et réalisation d'hôpitaux en zone sismique Chapitre 2*.
- [16] MILAN ZACEK. «*Conception parasismique*», édition les grands ateliers. France
- [17] British Standards Institution, BS 5400 Part 5 B S, London, 198 *Steel Concrete and Composite Bridges Code of Practice for Design*.
- [18] AISC 97, American Institute of Steel Construction, Inc. Chicago, Illinois, USA, 1997 *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*.
- [19] CAN/CSA-S 161-M89, Canadian Standards Assoc, Canada, 1989 *Limit States Design of Steel Structures*.
- [20] AIJSD-90, Architectural Institute of Japan, Tokio, 1990 AIJ 90 , *Standard for Limit State Design of Steel Structures (Draft)*.
- [21] Règles BAEL 91, révisées 99 (DTU P18-702). Béton Armé Aux Etats Limites. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages .
- [22] Fuentes .A *Livre Béton Armé, Calcul des ossatures, Edition Eyrolles*
- [23] Olivier GERMAIN. *Contribution à l'analyse du comportement et au dimensionnement des colonnes élancées en béton armé, Thèse présentée en vue de l'obtention du titre de Docteur, Université Libre De Bruxelles, 2003*
- [24] (CEB, 1977) CEB, Bulletin d'information n°123, 1977, CEB design manual of Buckling, Paris XVIème
- [25] (Bažant et al, 1991) Zdenek P. BAŽANT, Luigi CEDOLIN and Mazen R. TABBARA, *New method of analysis for slender columns, 1991, ACI Structural Journal, Vol. 88, N° 4, July-August 1991, Title n°88-S41, pg. 391-401*
- [26] (Bažant and Cedolin, 1991) Zdenek P. BAŽANT and Luigi CEDOLIN, *Stability of structures – Elastic, inelastic, fracture and Damage theories, 1991, Oxford University Press, 1991, Chapitre 8.5*
- [27] BTS Bâtiment, 1ère année. *Bases Du Béton Armé.*
<http://www.ponge.com/telechargements/beton-2.pdf>
- [28] Mosley. B., Bungey. J. and Hulse. R., 2007. *Reinforced concrete design to Eurocode2*. sixth edition, Palgrave Macmillan, New York, 408p
- [29] Olivier Gagliardini. «Cours de Béton Armé» IUP G_enie Civil et Infrastructures, UJF-Grenoble I, http://www-lgge.ujf-grenoble.fr/~gagliar/enseignement/polyBA_IUP3.pdf
- [30] AISC, 1999. *Load and Resistance Factor Design Specifications for Structural Steel*

Buikding, Dec. 1999,327 p.

- [31] **Cahier des modules de conférence pour les écoles d'architecture.** Béton et construction parasismique.
- [32] **(Manzelli et Harik, 1993) Anibal A. MANZELLI et Issam E. HARIK,** Approximate moment-curvature relationships for slender columns, 1993, ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 119, N° 4, April 1993,pg 1114-1132
- [33] **(Vandeperre et Plisnier, 1962). Lucien J. VANDEPERRE et Jacques PLISNIER,** La déformabilité élastique et permanente des bétons, la résistance à l'écrasement et au flambement des pièces longues en béton armé, 1962, Extrait des Annales des Travaux Publics de Belgique N°2 & 3, Bulletin n°12 du Laboratoire de connaissance des matériaux, ULB
- [34] **Professor Louie L. Yax,** *Structural Design. Slender Concrete Column Design In Sway Frames*, April 7, 2005
- [35] **Bazant Z.P., 2003.** *Stability of Structures.* New York, édition Oxford University Press, Inc., 1011p.