

Université Hassiba Benbouali – Chlef



Faculté des Sciences et Sciences de l'Ingénieur
Département de GENIE CIVIL

MEMOIRE DE MAGISTER

Spécialité : **Génie Civil** Option : **Matériaux et Structures**

Présenté par :

Mr. YOUSFI Mahfoud

Ingénieur d'Etat en Génie Civil (UHBB – Chlef)

Thème

CONTRIBUTION A L'ETUDE DE LA STABILITE DES POTEAUX DES STRUCTURES CONTREVENTEES PAR DES VOILES EN BETON ARME

Soutenue publiquement le : Jeudi 17 Juin 2010 à 11H00

Devant le jury composé de :

M ^r LAMRI Belkacem	Maître de Conférences "A" (UHBB – Chlef)	Président
M ^r KASSOUL Amar	Maître de Conférences "A" (UHBB – Chlef)	Rapporteur
M ^r BRANCI Taïeb	Maître de Conférences "A" (UHBB – Chlef)	Examineur
M ^r KADRI Tahar	Maître de Conférences "A" (UAB – Mostaganem)	Examineur
M ^r EZZIANE Ali	Maître Assistant "A" (UHBB – Chlef)	Examineur
M ^r BENANANE Abdelkader	Maître de Conférences "A" (UAB – Mostaganem)	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.*

*Mes sincères remerciements et ma profonde reconnaissance vont à mon Directeur de mémoire **Dr A. KASSOUL** Maître de Conférences à l'Université Hassiba Benbouali de Chlef pour son dévouement, ses conseils et son soutien tout au long de l'élaboration de ce travail.*

*Je tiens à remercier monsieur **B. LAMRI**, Maître de Conférences à l'Université Hassiba Benbouali de Chlef, d'avoir accepté de présider ce jury, ainsi que monsieur **T. KADRI**, Maître de Conférences à l'Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem, et monsieur **T. BRANCI**, Maître de Conférences à l'Université Hassiba Benbouali de Chlef, et monsieur **A. EZZIANE**, Maître Assistant à l'Université Hassiba Benbouali de Chlef, d'avoir accepté d'examiner ce travail.*

Mes pensées vont à tous les enseignants qui ont participé à ma formation, en graduation et en post-graduation.

Finalement, un grand merci à tous ceux et toutes celles qui d'une manière ou d'une autre m'ont aidé et soutenu de près ou de loin.

استقرار المباني هو هدف جميع المصممين و قواعد التصميم الحالية و ذلك تفاديا لانهيار مختلف العناصر المكونة للبنية ، خاصة الأعمدة ، الذي يؤدي انهيارها إلى انهيار حتمي للبنية. و من بين أنواع الانهيارات، نجد لا استقرار الأعمدة الذي يعد واحدا من أخطر الظواهر و الذي يتسبب في انهيار العمود قبل أن يصل إلى الحمولة الحرجة. هدف هذه المذكرة هو معالجة هذه الظاهرة في الهياكل الموصوفة عن طريق القواعد الجزائرية الحالية.

المذكرة تنقسم إلى ثلاثة أجزاء رئيسية. الجزء الأول هو استعراض مرجعي على الاستقرار. عرضنا فيه بعض الجوانب العامة وأشكال توازن الاستقرار في مختلف الهياكل للجسم الصلب. ثم، قدمنا لمحة عامة عن طرق تحليل الاستقرار الموجودة في المراجعيات وذلك لاختيار طريقة التحليل. الجزء الثاني يحمل تطوير منهجية تقييم الاستقرار، حيث تم عرض مخطط يضم جميع مراحل التحليل. الجزء الثالث يتناول تحليل استقرار أعمدة الهياكل ذات تريبط مشترك. بعد استعراض خمس هياكل تمثيلية، ناقشنا تحليل استقرار أعمدة هذه الهياكل. تظهر النتائج أن الاستقرار محقق إلى حد كبير في أعمدة الهياكل المختارة. بعد ذلك، قمنا بدراسة بارامترية للمختلف العوامل التي تؤثر على الاستقرار. أخيرا ، استخلاص استنتاجات وتوصيات هذه الدراسة.

الكلمات المفتاحية : عمود، استقرار، مخطط الترابط، السعة القصوى، انبعاج، عقد ثابتة، هياكل ذات تريبط مشترك، خرسانة مسلحة، النحول، الحمولة الحرجة.

Résumé

La stabilité des bâtiments constitue l'objectif de tous les concepteurs et les codes en vigueur, afin d'éviter l'échec des différents éléments constitutifs du bâtiment, et particulièrement les poteaux. Parmi les types d'échecs, on trouve l'instabilité de forme des poteaux qui est l'un des phénomènes le plus dangereux qui engendre l'effondrement du poteau avant qu'il atteigne sa capacité portante. L'impact de ce mémoire traite ce phénomène dans les structures à contreventement mixtes dimensionnées selon les codes Algérien en vigueur.

Le mémoire est structuré en trois grandes parties. La première partie concerne une synthèse bibliographique sur la stabilité. Des aspects généraux et les formes d'équilibres de différents systèmes de corps rigide sont exposés. Ensuite, une synthèse des méthodes d'analyse de la stabilité existant dans la littérature est présentée, en vue de choisir la méthodologie adoptée pour l'analyse. La deuxième partie porte sur le développement de la méthodologie d'évaluation de la stabilité, où un organigramme global comprenant toutes les étapes d'analyse est exposé. La troisième partie traite l'analyse de la stabilité des poteaux des

structures contreventées par des voiles en béton armé. Après l'identification de cinq structures représentatives, l'analyse de la stabilité de chaque poteau de différentes structures identifiées est discutée. Les résultats obtenus montrent que la stabilité est largement assurée dans les poteaux des structures considérées. Ensuite, une étude paramétrique des différents facteurs agissant sur la stabilité est réalisée, afin de voir la variation de quelques facteurs sur la capacité portante. Enfin, des conclusions et des recommandations sont tirées de cette étude.

Mots clés : Poteau, stabilité de forme, courbe d'interaction, capacité portante, flambement, nœuds fixes, structures à contreventement mixte, béton armé, élancement, charge critique.

Abstract

The stability of buildings is the objective of all designers and the current codes in to avoid the failure of various components of building, especially the columns, leading to the inevitable collapse of the structure. Among the types of failures, there is the instability of columns, which is one of the most dangerous phenomena which causes the collapse of the column before it reaches its carrying capacity. The impact of this memoir deals with this phenomenon in structures dimensioned by the Algerian current codes.

The thesis is structured into three main parts. The first part is a literature review on stability. General aspects and forms of equilibrium stability of various systems of rigid-body are exposed. Then, an overview of methods of stability analysis in the existing literature is presented in order to choose the methodology adopted for analysis. The second part concerns the development of methodology for stability evaluation, where a flow chart comprising all stages of the analysis is exposed. The third part deals with the stability analysis of structures columns braced by reinforced concrete shear walls. After the identification of five representative structures, the stability analysis of each column identified in different structures is discussed. The results show that stability is largely achieved in the columns structures considered. Then, a parametric study of various factors affecting stability is achieved, for the variation of some factors on the carrying capacity. Finally, conclusions and recommendations are drawn from this study.

Key words: Column, stability, interaction curve, carrying capacity, buckling, nonsway frame, structures of mixed bracing, reinforced concrete, slenderness, critical load.

TABLE DES MATIERES

Remerciements.....	I
Résumé.....	II
Table des matières.....	IV
Liste des figures.....	IX
Liste des tableaux.....	XII
Liste des symboles.....	XIII

CHAPITRE 1

INTRODUCTION GENERALE

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

CHAPITRE 2

ASPECTS GENERAUX SUR LA STABILITE

2.1. INTRODUCTION.....	5
2.2. DEFINITIONS DE LA STABILITE.....	5
2.3. FORMES D'EQUILIBRE ELASTIQUE STABLE ET INSTABLE.....	6
2.4. NOTION SUR LE FLAMBEMENT DES POTEAUX.....	7
2.4.1. Définition.....	7

2.4.2. Description du phénomène.....	7
2.4.3. Longueur de flambement.....	8
2.4.4. Charge critique de flambement.....	8
2.5. ELANCEMENT.....	8
2.5.1. Définition de l'élanement	8
2.5.2. L'effet de l'élanement sur le mode de défaillance du poteau	10
2.6. EVOLUTION DE LA THEORIE DE LA STABILITE.....	11
2.7. VISION REGLEMENTAIRE SUR LA STABILITE DES POTEAUX EN BETON ARME.....	14
2.7.1. Règles Parasismique Algérienne (RPA-99/Version 2003).....	14
2.7.2. Eurocode 2 (EN 1992-1-1,2004).....	15
2.7.3. Code ACI 318-08.....	15
2.8. Conclusion.....	15

CHAPITRE 3

SYNTHESE SUR LES METHODE D'ANALYSE DE LA STABILITE

3.1. INTRODUCTION.....	17
3.2. METHODES DE STABILITE DES ELEMENTS ISOTROPES.....	17
3.2.1. Méthode des équations différentielles.....	17
3.2.2. Méthodes énergétiques.....	19
3.2.2 .1. Méthode énergétique approximative.....	21
3.2.2 .2. Méthode énergétique des approximations successives.....	22
3.2.2 .3. Autres méthodes énergétiques.....	25

3.2.3. Méthodes numériques.....	26
3.2.3.1. Méthode des éléments finis.....	26
3.2.3.2. Méthode des différences finis.....	28
3.2.4. Méthodes itératives.....	28
3.3. METHODES DE STABILITE DES ELEMENTS EN BETON ARME.....	29
3.3.1. Méthode d'Engesser.....	29
3.3.2. Méthode de Ritter.....	32
3.3.3. Méthodes d'El-Metwaly.....	34
3.3.4. Méthode de Bažant.....	36
3.4. METHODES REGLEMENTAIRES.....	37
3.4.1. Méthode du CEB.....	37
3.4.1.1. Principe de la méthode.....	37
3.4.1.2. Descriptif de la méthode.....	38
3.4.1.3. Principe de l'arrêt des calculs.....	39
3.4.2. Méthodes proposées par l'Eurocode 2.....	40
3.4.2.1. Méthode générale.....	40
3.4.2.2. Méthodes simplifiées.....	40
3.4.2.2.1. Méthode basée sur la rigidité nominale.....	41
3.4.2.2.2. Méthode basée sur la courbure nominale.....	43
3.4. Conclusion.....	44

CHAPITRE 4

METHODE D'ÉVALUATION DE LA STABILITE DES POTEAUX EN BETON ARME

4.1. INTRODUCTION.....	46
------------------------	----

4.2. LOIS DE COMPORTEMENT DES MATERIAUX.....	46
4.2.1. Loi de comportement du béton.....	46
4.2.2. Loi de comportement de l'acier.....	47
4.3. COMPORTEMENT FLEXIONNEL DU POTEAU.....	47
4.4. DIAGRAMME D'INTERACTION.....	51
4.4.1. Équations d'équilibre de base.....	51
4.4.2. Modes de ruptures.....	52
4.4.2.1. Rupture à la traction.....	53
4.4.2.2. Rupture équilibrée.....	54
4.4.2.3. Rupture à la compression (écrasement du béton).....	55
4.4.3. Zones de stabilité.....	55
4.5. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUE D'APRES LE CODE ACI.....	56
4.5.1. Rigidité des sections.....	58
4.5.2. Rayon de giration.....	57
4.5.3. Longueurs libre et utile des éléments comprimés.....	57
4.5.4. L'élancement.....	59
4.6. METHODE D'EVALUATION DE LA STABILITE.....	60
4.6.1. Critère d'un portique a nœuds fixes.....	60
4.6.2. Limites d'application de la méthode	61
4.6.3. Procédure de la méthode d'amplification du moment	62
4.7. CONDITION DE STABILITE.....	64
4.8. RESUME DE LA METHODE D'ANALYSE DE LA STABILITE.....	64
4.9. CONCLUSION	74

CHAPITRE 5

ANALYSE DE LA STABILITE DES POTEAUX DES STRUCTURES A CONTREVENTEMENT MIXTE

5.1. GENERALITES.....	76
5.2. IDENTIFICATION DES BATIMENTS TRAITES.....	76

5.3. L'EVOLUTION DE L'ELANCEMENT DES POTEAUX.....	82
5.4. VARIATION DE LA CHARGE CRITIQUE DANS LES STRUCTURES...	85
5.5. ANALYSE DE LA STABILITE DES POTEAUX.....	88
5.6. CONCLUSIONS.....	106

CHAPITRE 6

ETUDE PARAMETRIQUE DE QUELQUES FACTEURS AGISSANT SUR LA STABILITE

6.1. INTRODUCTION.....	108
6.2. EFFET DE L'ELANCEMENT SUR L'AMPLIFICATION DU MOMENT...	108
6.3. L'EFFET DE LA RESISTANCE A LA COMPRESSION DU BETON SUR LA CAPACITE PORTANTE.....	111
6.4. L'EFFET DE LA LIMITE ELASTIQUE D'ARMATURES	113
6.5. L'EFFET DU POURCENTAGE D'ARMATURES	115
6.6. CONCLUSIONS.....	118

CHAPITRE 7

CONCLUSIONS GENERALES ET RECOMMANDATIONS

7.1. CONCLUSIONS.....	120
7.2. RECOMMANDATIONS	122

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	124
----------------------------------	-----

Liste des figures

<i>Figure 2.1 : Formes d'équilibre élastique stable et instable.....</i>	6
<i>Figure 2.2 : Flambement d'une lame de scie.....</i>	7
<i>Figure 2.3 : Effondrement du poteau en fonction de l'élanement</i>	10
<i>Figure 3.1 : Barre comprimée.....</i>	17
<i>Figure 3.2 : les différentes charges critiques selon le type des liaisons.....</i>	18
<i>Figure 3.3 : les différentes charges critiques selon le nombre courbure n.....</i>	19
<i>Figure 3.4 : Système structural supposé.....</i>	20
<i>Figure 3.5 : Estimation de la courbe de déformation.....</i>	21
<i>Figure 3.6 : Barre avec les extrémités articulées.....</i>	23
<i>Figure 3.7 : Poteau avec des extrémités articulées.....</i>	25
<i>Figure 3.8 : Portique avec le système de chargement</i>	27
<i>Figure 3.9 : Illustration de la méthode des différences finies</i>	28
<i>Figure 3.10 : Courbe contrainte - déformation</i>	30
<i>Figure 3.11 : Relations rigidité - contrainte (comme décrites par (3.32) et (3.27)).....</i>	32
<i>Figure 3.12 : Contrainte critique pour $\varepsilon_{cy} = 0.2\%$.....</i>	33
<i>Figure 3.13 : Déformation et discrétisation du poteau</i>	35
<i>Figure 3.14 : Diagramme d'interaction (P-M) pour différent élanement et à excentricité constante.....</i>	36
<i>Figure 3.15 : Géométrie et sollicitations extérieures d'un poteau</i>	37
<i>Figure 3.16 : Organigramme de la méthode des différences finies du CEB.....</i>	38
<i>Figure 3.17 : Représentation du type de moment maximum.....</i>	39
<i>Figure 4.1 : Diagramme contrainte - déformation du béton pour le CBA-93.....</i>	46

<i>Figure 4.2 : Diagramme contrainte - déformation de l'acier pour le CBA 93.....</i>	47
<i>Figure 4.3 : Poteau soumis à la flexion composée</i>	48
<i>Figure 4.4: Poteau d'une construction</i>	49
<i>Figure 4.5 : Cas de flexion composée dans la section transversale du poteau.....</i>	50
<i>Figure 4.6 : Diagramme d'interaction avec les modes de rupture.....</i>	54
<i>Figure 4.7 : Diagramme d'interaction avec les zones de stabilité.....</i>	55
<i>Figure 4.8 : Rayon de giration r</i>	57
<i>Figure 4.9 : Longueur libre l_u.....</i>	57
<i>Figure 4.10 : Longueur utile l_e (nœuds fixes).....</i>	58
<i>Figure 4.11 : Moments M_1 et M_2 du premier ordre dans les extrémités d'un poteau.....</i>	59
<i>Figure 4.12 : Déformation du portique</i>	60
<i>Figure 4.13 : Limite d'application de la méthode.....</i>	62
<i>Figure 4.14 : Facteur de moment C_m.....</i>	64
<i>Figure 4.15 : Organigramme de la méthode d'analyse de la stabilité.....</i>	73
<i>Figure 5.1 : Les données de la structure $n=1$ (ST1).....</i>	77
<i>Figure 5.2 : Les données de la structure $n=5$ (ST2).....</i>	78
<i>Figure 5.3 : Les données de la structure $n=10$ (ST3).....</i>	79
<i>Figure 5.4 : Les données de la structure $n=15$(ST4).....</i>	80
<i>Figure 5.5 : Les données de la structure $n=20$ (ST5).....</i>	81
<i>Figure 5.6 : L'évolution de l'élancement du poteau B2 de la structure $n=5$ (ST2) de chaque étage par rapport à l'élancement limite.....</i>	82
<i>Figure 5.7 : L'évolution de l'élancement du poteau C1 de la structure $n=10$ (ST3) de chaque étage par rapport à l'élancement limite.....</i>	83
<i>Figure 5.8 : L'évolution de l'élancement du poteau C1 de la structure $n=15$ (ST5) de chaque étage par rapport à l'élancement limite.....</i>	84

<i>Figure 5.9 : L'évolution de l'élançement du poteau A3 de la structure n=20 (ST5) de chaque étage par rapport à l'élançement limite.....</i>	84
<i>Figure 5.10 : Comparaison entre l'élançement du poteau B3 de la structure n=1 (ST1) et l'élançement limite.....</i>	85
<i>Figure 5.11 : Comparaison entre l'effort normal et la charge critique d'Euler du poteau B2 de la structure n=5 (ST2) à tous les niveaux.....</i>	86
<i>Figure 5.12 : Comparaison entre l'effort normal et la charge critique d'Euler du poteau C1 de la structure n=10 (ST3) à tous les niveaux.....</i>	86
<i>Figure 5.13 : Comparaison entre l'effort normal et la charge critique d'Euler du poteau C1 de la structure n=15 (ST4) à tous les niveaux.....</i>	87
<i>Figure 5.14 : Comparaison entre l'effort normal et la charge critique d'Euler du poteau A3 de la structure n=20 (ST5) à tous les niveaux.....</i>	87
<i>Figure 5.15 : Comparaison entre l'effort normal et la charge critique d'Euler du poteau B3 de la structure n=1 (ST1).....</i>	88
<i>Figure 5.16 : Etat de stabilité du poteau C1 de la structure 3 (n = 10).....</i>	93
<i>Figure 5.17 : Etat de stabilité du poteau C1 de la structure 4 (n = 15).....</i>	98
<i>Figure 5.18 : Etat de stabilité du poteau A3 de la structure n =20 (ST5).....</i>	102
<i>Figure 5.19 : Etat de stabilité du poteau B2 de la structure 2 (n = 5).....</i>	104
<i>Figure 5.20 : Etat de stabilité du poteau C3 de la structure n = 1 (ST1).....</i>	105
<i>Figure 6.1 : L'effet de l'élançement géométrique (kl_u/r) sur le moment additionnel ($M_c - M_2$) avec la variation de la résistance du béton (f_{c28}).....</i>	110
<i>Figure 6.2 : Influence de la résistance du béton (f_{c28}) sur la capacité portante.....</i>	113
<i>Figure 6.3 : Influence de la limite élastique de l'acier (f_e) sur la capacité portante.....</i>	115
<i>Figure 6.4 : Influence du pourcentage des armatures sur la capacité portante.....</i>	117

Liste des tableaux

<i>Tableau 2.1 : L'élanement limite dans quelques codes.....</i>	9
<i>Tableau 4.1. Propriétés des sections pour l'analyse des portiques.....</i>	56
<i>Tableau 5.1 : les données géométrique des éléments de la structure n=1 (ST1).....</i>	77
<i>Tableau 5.2 : les données géométrique des éléments de la structure n=5 (ST2).....</i>	78
<i>Tableau 5.3 : les données géométrique des éléments de la structure n=5(ST3).....</i>	79
<i>Tableau 5.4 : les données géométrique des éléments de la structure n=15 (ST4).....</i>	80
<i>Tableau 5.5 : les données géométrique des éléments de la structure n=20 (ST5).....</i>	81
<i>Tableau 5.6 : Etat de stabilité de chaque niveau de la structure (ST3).....</i>	89
<i>Tableau 5.7 : Etat de stabilité de chaque niveau de la structure n = 15 (ST4).....</i>	94
<i>Tableau 5.8 : Etat de stabilité de chaque niveau de la structure n = 20 (ST5).....</i>	98
<i>Tableau 5.9 : Etat de stabilité de chaque niveau de la structure (ST2).....</i>	102

Liste des symboles

A_c	surface de la section du béton
A_g	section brute du béton
A_s	surface totale des armatures
C_m	facteur de correction du moment équivalent
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
M_1	petit moment du premier ordre des extrémités du poteau

M_2	grand moment du premier ordre des extrémités du poteau
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
σ_c	contrainte critique du béton
σ'_s	contrainte des armatures comprimées
σ_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

CHAPITRE 1

INTRODUCTION GENERALE

Actuellement, les structures à contreventements mixtes (voiles-portiques), sont très utilisées dans la construction des bâtiments en Algérie, ce qui montre l'importance de ce système structural. Dans ce système, les portiques seront en interaction avec les voiles pour fournir la résistance nécessaire aux forces horizontales dues au séisme, de sorte que, les poteaux supportent une partie des forces sismiques en plus des charges permanentes. Or, la ruine des poteaux d'un bâtiment a un impact nécessairement catastrophique, car elle entraîne la chute d'un étage, qui engendre à son tour 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). 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 [1] [2].

Généralement, 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 consécutifs de la structure, le contreventement et l'ancrage au sol. Ainsi, il demande que la stabilité de forme et la résistance des éléments soient largement garanties par les éléments structuraux [3]. 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 [3]. Vue l'importance de ce phénomène dans la résistance et la sécurité de la construction, l'objectif de ce travail vise principalement en premier lieu à clarifier le concept de la stabilité de forme et les méthodes de leur évaluation. Ensuite, à réaliser une contribution à l'étude de la stabilité des poteaux de quelques structures contreventées par des voiles en béton armé. Enfin, l'éclaircissement de l'influence des différents facteurs régissant la stabilité par une étude paramétrique.

Afin de réaliser ces objectifs, le mémoire est structuré selon ce qui suit :

Après une introduction générale, qui expose l'importance du sujet, le deuxième chapitre présente des aspects généraux sur la stabilité. Au début, quelques définitions et les formes

d'équilibres de la stabilité de différents systèmes de corps rigide sont exposées, et qui seront suivies par quelques notions sur le flambement et l'élançement. Enfin, l'évolution de la théorie de la stabilité avec la vision de quelques codes sont présentées.

Le troisième chapitre, comporte une synthèse sur les méthodes d'analyse de la stabilité existant dans la littérature. Le principe de plusieurs méthodes sera exposé à savoir : les méthodes des équations différentielles, énergétiques, numériques, et itératives, pour les éléments isotropes, et les méthodes d'Engesser, de Ritter d'El-Metwaly et de Bažant, pour les éléments en béton armé. Enfin, quelques méthodes règlementaires sont illustrées à savoir : la méthode de CEB [4] et la méthode de l'Eurocode 2 [2].

Le quatrième chapitre concerne la méthodologie d'évaluation de la stabilité. On commence par la présentation des lois du comportement des matériaux et la flexion des poteaux. Puis, on montre la méthode de traçage des courbes d'interactions. Ensuite, on illustre en détail la méthode d'évaluation de la stabilité utilisée dans cette étude. Enfin, un organigramme global comprenant toutes les étapes d'analyse est exposé.

Le cinquième chapitre porte sur l'étude de la stabilité des poteaux des structures contreventées par des voiles en béton armé. En premier lieu, on identifie les cinq structures qui seront traitées. Puis, on analyse les résultats de l'étude, en commençant par l'évolution de l'élançement dans les poteaux de chaque étage. Ensuite, la variation de la charge critique dans les structures sera illustrée. Finalement, la capacité portante de chaque poteau de différentes structures identifiées est discutée.

Le sixième chapitre traite l'influence de la variation des différents facteurs régissant la stabilité, à savoir : les effets de l'élançement sur l'amplification du moment, la résistance à la compression du béton sur la capacité portante, la limite élastique d'aciers et du pourcentage d'armatures sur la capacité portante.

Le septième chapitre incarne les conclusions et les recommandations extraites de cette étude.

CHAPITRE 2

ASPECTS GENERAUX SUR LA STABILITE

2.1. INTRODUCTION

Ce chapitre concerne quelques aspects généraux sur la stabilité des poteaux en général, afin de comprendre mieux la notion de la stabilité. On commence par quelques définitions, puis, les formes d'équilibres de la stabilité de différents systèmes de corps rigide. Des notions sur le flambement et l'élanement sont illustrées. Ensuite, l'évolution de la théorie de la stabilité est présentée dans l'ordre de leur apparition. Finalement, la vision réglementaire de quelques codes de conception est exposée pour savoir leur considération dans la conception.

2.2. DEFINITIONS DE LA STABILITE

La stabilité d'un système est une notion relativement intuitive. Il est cependant difficile de donner une définition précise. On peut définir la stabilité comme la capacité d'un système physique à revenir à l'équilibre lorsqu'il est perturbé légèrement [5]. D'après 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 d'un système restent, pendant le déplacement, contenus dans des limites imposées faibles [5].

Pour un bâtiment en génie civil, la stabilité latérale de l'ensemble dans les deux directions orthogonales doit être fournie par un système des points résistants de la construction afin de produire une structure attachée au mouvement latéral, dans lesquels les poteaux ne seront pas soumis à des moments de balancement importants. Les points résistants peuvent généralement être fournis par le système de contreventement. Ce système doit être distribué dans toute la structure, et être arrangé de telle sorte que leur centre de rigidité soit situé approximativement sur le centre de torsion des forces horizontales appliquées [6].

On peut dire qu'un bâtiment est stable à condition que, les déplacements induits par les charges normales (durables) soient acceptables [7], et si :

- une charge dans sa forme, normale (permanente + exploitation) ne causerait pas l'effondrement partiel ou total et ;
- elle n'est pas trop sensible aux changements résultant à des actions accidentelles (séisme ou vent). Par ailleurs, la stabilité de forme d'un élément d'une structure (poteau) est la

mesure de la capacité de maintenir l'équilibre dans toutes ces conditions de chargement. Elle est affectée par plusieurs paramètres à savoir [8] :

- les caractéristiques géométriques et les propriétés physiques des matériaux ;
- l'élanement du poteau ;
- les conditions aux limites établies au pied et en tête du poteau ;
- l'orientation de l'application de la charge ;

2.3. FORMES D'EQUILIBRE ELASTIQUE STABLE ET INSTABLE

Pratiquement, la question de la stabilité des différentes formes d'équilibre des corps a le même principe utilisé pour l'analyse de la stabilité d'équilibre d'un corps rigide. Considérons, les trois cas d'équilibre de la balle dans la Figure 2.1.

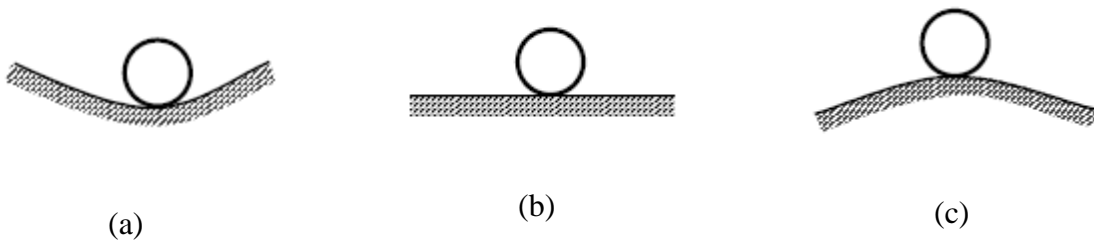


Figure 2.1 : Formes d'équilibre élastique stable et instable [9]

D'après la Figure 2.1, on peut dire que, la balle sur la surface concave (Figure 2.1a) est en *équilibre stable*, tandis que, la balle sur la surface sphérique convexe (Figure 2.1c) est en *équilibre instable*, et la balle sur le plan horizontal (Figure 2.1b) est dite en équilibre indifférent ou neutre [9].

Le type d'équilibre peut être établi en considérant l'énergie du système. Dans le cas de la Figure 2.1a, n'importe quel déplacement de la balle de sa position d'équilibre soulèvera le centre de gravité. Une certaine quantité de travail est nécessaire pour produire un tel déplacement ; ainsi l'énergie potentielle du système augmente pour n'importe quel petit déplacement de la position de l'équilibre. Cependant, dans le cas de la Figure 2.1c, n'importe quel déplacement de la position de l'équilibre abaissera le centre de la gravité de la balle et diminuera l'énergie potentielle du système. Ainsi dans le cas de l'équilibre stable l'énergie du système est *une minimale* et dans le cas de l'équilibre instable il s'agit une énergie *maximale*. Si l'équilibre est neutre (Figure 2.1b), il n'y a aucun changement d'énergie lors d'un déplacement [10].

2.4. NOTIONS SUR LE FLAMBEMENT DES POTEAUX

2.4.1. Définition

Sous une force axiale de compression, un poteau qui est suffisamment élancé va échouer par la déformation vers le côté plutôt que par l'écrasement des matériaux [11].

Ce phénomène, appelé flambement, est le plus simple type de problèmes de stabilité structurelle. Le problème du flambage élastique a été étudié pour la première fois par le mathématicien Suisse Leonhard Euler (1707-1783).

En général, le flambement d'un poteau est un phénomène dangereux, se manifestant de manière insidieuse et brutale, sous des charges inférieures à celles correspondant à la résistance des sections. Il est caractérisé par le fait essentiel que le poteau se dérobe à l'effort normal P en fléchissant transversalement [12].

2.4.2. Description du phénomène

Un élément élancé, c'est-à-dire ayant une grande dimension (longueur) par rapport à au moins une des deux autres de la section, soumis à un effort de compression axial, peut se déplacer transversalement de façon importante sous de faibles charges [13].

On peut facilement se rendre compte de ce phénomène avec une lame de scie à métaux tenue verticalement et chargée avec la main appuyée en tête (Figure 2.2).



Figure 2.2 : Flambement d'une lame de scie [13]

On constate qu'à partir d'une charge de l'ordre de 20 N, le déplacement latéral commence et que pour 25 N, on transforme la lame de scie en boucle en se faisant rejoindre les deux extrémités. Ce phénomène est appelé flambement ou, quelquefois, flambage [13].

2.4.3. Longueur de flambement

On appelle longueur de flambement l_f la longueur comprise entre deux points d'inflexion de la barre. Dans le cas d'une structure, nous nous trouvons rarement dans le cas d'éléments comportant deux articulations aux extrémités. La longueur du flambement est caractérisée principalement par l'état des liaisons du poteau [13].

2.4.4. Charge critique de flambement

La charge limite à partir duquel se manifeste les grands déformations allant jusqu'à l'instabilité est appelé charge critique de flambement, noté P_c [13].

2.5. Élancement

2.5.1. Définition de l'élancement

L'élancement est un paramètre très important qui définit la limite entre un poteau court et élancé [1].

- En général, pour les faibles valeurs de ce facteur, le poteau est considéré comme court, 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.

L'élancement géométrique définit généralement par le rapport de la longueur utile du poteau et le rayon de giration :

$$\lambda = \frac{l_f}{r} \quad (2.1)$$

Cet élancement géométrique est limité par l'élancement normalisé λ_n , défini par les codes réglementaires, qui est en fonction de plusieurs paramètres influents sur la stabilité du poteau.

Le tableau 2.1, récapitule quelques valeurs de l'élancement normalisé fournies par les codes de conception du béton armé [14] :

Tableau 2.1 : L'élanement normalisé λ_n dans quelques codes :

N°	Code	Paramètre	Nœuds déplaçables	Nœuds déplaçables (Fixes)
1	ACI 318-71 (1971)	λ	22	34 - 12 μ_0
4	BS 8110 (1985) [15]	$kL/h (\lambda)$	10 (35 à 40)	15 (52 - 60)
7	Eurocode 2 (1991) [16]	λ	$\frac{15}{\sqrt{n}} \geq 25$	$\frac{15}{\sqrt{n}} \geq 25(2 - \mu_0)$
10	ACI 318-08 [1]	λ	22	34 - 12 $\mu_0 \geq 40$
11	Eurocode 2 (2002) [2]	λ	$14 \frac{AB}{\sqrt{n}}$	$20 \frac{ABC}{\sqrt{n}};$ $A = \frac{1}{1 + 0,2\phi_{ef}}$ $B = \sqrt{1 + 2\omega_t};$ $C = 1,7 - \mu_0$

avec :

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

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

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 de fluage effectif;

si ϕ_{ef} est inconnu, $A = 0,7$.

si ω_t est inconnu, $B = 1,1$.

Pour les éléments comprimés avec une charge axiale approximativement constante à toute la longueur, Helleland [14] propose une formulation moins pessimiste que celle des normes et qui est basée sur une réduction de 5 à 10% du moment fléchissant de la section résistante.

$$\lambda_{n0} = \frac{kL}{r_g} \sqrt{\frac{P_u / (f'_c A_g)}{0.6(1 + k_t \omega_t)}} \quad (2.2)$$

P_u : charge ultime.

f'_c : résistance à la compression du béton sur cylindre.

A_g : surface de béton.

k_t : coefficient dépendant des modules d'élasticités, des résistances et des rayons de girations de l'acier et du béton.

ω_t : rapport mécanique entre l'acier et le béton.

2.5.2. L'effet de l'élancement sur le mode de rupture du poteau

En générale, la ruine d'un poteau est engendrée selon la taille de l'élancement (kl_u / r).

- Dans le cas des poteaux courts, où l'élancement est faible, il se produit une rupture connue sous le nom " rupture des matériaux" en raison d'une combinaison du moment fléchissant M et de la charge axiale P , qui excède la capacité de la section transversale (Figure 2.3).
- Lorsque l'élancement est très élevé, le poteau sera élancé, il se produit une rupture qui s'appelle " rupture de stabilité" (Figure 2.3).
- Dans le cas intermédiaire, où l'élancement est modéré, la ruine du poteau se produit par la rupture des matériaux, qu'est amplifiée par la déformation latérale due au moment additionnel.

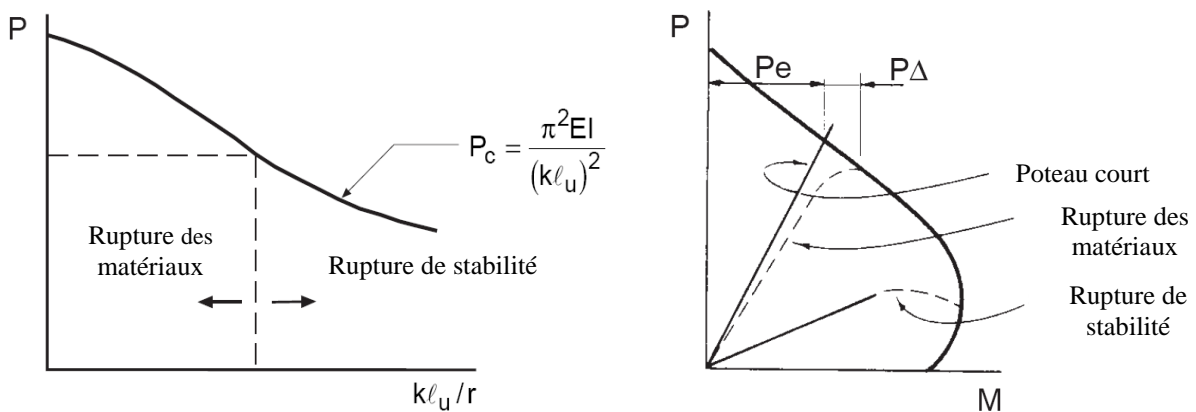


Figure 2.3 : Effondrement du poteau en fonction de l'élancement [1]

2.6. EVOLUTION DE LA THEORIE DE LA STABILITE

Musschenbroek (1729) [9] réalisa les premières expériences avec le flambement des barres prismatiques comprimées axialement, à la suite de ces essais, il a conclu que la charge de flambement était inversement proportionnelle au carré de la longueur du poteau. Un résultat qui a été confirmé 30 ans plus tard par le Mathématicien Suisse Euler, à partir d'une analyse mathématique. Euler (1759) [9] a étudié la stabilité élastique d'un poteau isolé chargé axialement, il a supposé qu'un poteau droit (poteau parfait), reste droit depuis le début de chargement et de manière à produire une petite déformation, la charge devrait atteindre une valeur limite critique, au-dessous de celle-ci le poteau, ne subirait aucune déformation. Au début, les ingénieurs n'ont pas accepté les résultats des expériences de Musschenbroek et de la théorie d'Euler, presque 90 ans après, Lamarle (1846) était le premier qui a donné une explication satisfaisante de l'anomalie entre les résultats théoriques et expérimentaux. Il a prouvé que la théorie d'Euler est en accordance avec les expériences de Musschenbroek et les hypothèses fondamentales de la théorie d'élasticité parfaite en ce qui concerne le matériau, et les conditions idéales aux extrémités ont été remplies. Il a clarifié que, lorsque un poteau idéal se fléchit, les fibres les plus soumises à une contrainte dans le poteau peuvent immédiatement dépasser la limite d'élasticité du matériau. Cette condition a déterminé la valeur du rapport d'élancement, au-dessous duquel la formule d'Euler est inapplicable, et jusqu'à cette valeur le rapport d'élancement du poteau s'effondre, à cause de la compression directe plutôt que de l'instabilité. Bien que, cette charge critique d'Euler a été largement critiquée, elle reste jusqu'à nos jours, la plus logique et la plus utilisable [9].

Smith et Merchant (1956), ont proposé la méthode de relaxation avec la fonction de la stabilité sans cisaillement pour évaluer la charge critique élastique pour n'importe quel portique rigide symétrique d'une seule travée et de plusieurs étages. L'analyse était prolongée pour tenir compte de la déformation axiale. Bowles et Merchant (1956) ont appliqué une méthode basée sur la même technique d'analyse de la stabilité d'un portique en acier à deux travées et cinq étages. Les résultats obtenus étaient en accordance avec ceux précédemment obtenus, en utilisant une version plus simple de la méthode. Ensuite, Bowles et Merchant (1958) ont proposé la simulation d'un portique rigide de multi-travées et plusieurs étages, à l'équivalent d'un portique d'une seule travée de sorte qu'il pourrait être utilisé par la méthode proposée plus tôt. Timoshenko et Gere (1963) ont traité le comportement et la charge du

flambement d'un portique rectangulaire d'une seule travée et d'un seul étage avec des bases articulées [10].

Goldberg (1968) était le premier qui a abordé le problème de la charge latérale du flambement des portiques contreventés. Il n'a pas considéré la stabilité du portique dans son ensemble, mais il a obtenu les équations de la théorie d'élasticité de la charge critique pour un poteau intermédiaire typique dans un portique de plusieurs étages. Il a considéré l'effet de la rigidité des poutres aux extrémités de ce poteau, ainsi que la rigidité moyenne de cet étage. Dans la même année, Salem (1968) a étudié le problème du flambement latéral des portiques rectangulaires de plusieurs étages. Ces portiques sont chargés aux niveaux des planchers intermédiaires et les sections des poteaux varient selon une série arithmétique. Une recherche sur le facteur de la charge critique de déplacement latéral des portiques symétriques et antisymétriques, chargés axialement égales et inégales, a été effectuée par Salem (1973), afin de voir l'effet de la variation de la déformation axiale des poteaux. Wood (1974a, 1974b, 1974c) a adapté une technique manuelle approximative à appliquer en même temps des diagrammes de facteur de la longueur efficace et de la charge critique. La méthode, qui explique la continuité de poteau, est semblable à la distribution de moment, et appelée la distribution de la rigidité, n'impliquant aucun cisaillement dans les fonctions de stabilité. Le facteur élastique de la charge critique pour un étage particulier peut être estimé. La même procédure est suivie pour le reste des étages, et la charge critique la plus basse est la charge critique élastique du portique original. Cette technique a été recommandée dans la norme BS 5950 : partie 1 à utiliser dans la procédure de la conception [9].

Horne (1975) a recommandé qu'une charge horizontale ponctuelle égale à 1% de la charge verticale de l'étage doit être ajoutée à chaque niveau, et une analyse élastique linéaire de la stabilité soit effectuée. Bolton (1976) a proposé une charge horizontale ponctuelle unitaire simple qui doit être appliquée à la partie supérieure du portique, et la déformation à chaque étage doit être calculée en utilisant une analyse élastique.

Al-Sarraf (1979) a adopté une méthode de calcul pour prévoir le facteur de la charge critique élastique la plus faible des portiques à nœuds fixes et à nœuds déplaçables appliquant des équations modifiées de déformation de pente basées sur les fonctions de stabilité sans cisaillement. Anderson (1980) a dérivé des formules, à partir des équations de déformation de pente qui ont servi à donner les déplacements latéraux d'étage. Un calcul direct des charges

critiques élastiques basées sur le concept de système structural n'impliquant aucune fonction de stabilité, a été également présenté par Awadalla (1983). L'aspect informatique de cette méthode a été discuté, en montrant que l'efficacité de la solution numérique peut être améliorée en considérant chaque poteau comme sous-structure. Les résultats de cette méthode excèdent uniformément ceux produits par la solution obtenue en utilisant les fonctions de la stabilité [9].

Carr (1985) a développé un programme informatique pour le problème de la stabilité. Le programme calcule le facteur de la charge critique des poteaux isolés avec des sections transversales variables, en définissant un nœud à chaque changement de la section transversale. Simitzes et Vlahinos (1986) ont effectué une analyse élastique de la stabilité pour des portiques de plusieurs étages d'une seule travée avec certaine rigidité rotationnelle d'appui. Le code de calcul a permis de mettre une analyse qui a été appliquée pour un portique d'une seule travée et deux étages dans une étude paramétrique, pour étudier l'effet de : (a) nombre croissant des étages, (b) charge proportionnelle, (c) la variation de la longueur et de la rigidité de la poutre, (d) la rigidité rotationnelle d'appui, et (e) la variation de la rigidité du poteau du deuxième plancher. Goto et Chen (1987) ont proposé une analyse élastique de second ordre appliquée à n'importe quelle forme d'ossature. Ils tiennent compte de l'effet de la déformation axiale d'un élément structural. Puisque les matrices de rigidité utilisées étaient non linéaires, l'itération était nécessaire afin d'arriver à la solution correcte.

Duan et Chen (1988) ont été commencé leur étude par la proposition d'une modification simple à l'alignement des graphes afin de tenir compte de l'effet des conditions aux extrémités des poteaux dans les portiques contreventés. Comme élargissement à leur recherche sur les portiques contreventés, Duan et Chen (1989) et Chen et Lui (1991) ont suggéré une autre modification à l'alignement des graphes pour inclure l'effet de la mesure des conditions des extrémités des poteaux dans les portiques non contreventés. Essa (1997) a dérivé des expressions pour les facteurs de la longueur efficace élastique pour les poteaux des portiques non contreventés de plusieurs étages. Le modèle tient compte des effets des conditions aux limites des extrémités des poteaux de l'étude. Hashemi (1993) a proposé une méthodologie de conception pour le poteau-poutre, cette méthodologie se base sur les étapes suivantes : d'abord, une analyse élastique de la charge critique est réalisée avec un modèle idéal, qui tient compte de l'interaction de la rigidité avec le portique environnant. Ensuite, on définit un

paramètre d'imperfection équivalent total qui tient compte des effets des tolérances des imperfections géométriques adoptées. Enfin, la réponse élastique non linéaire est utilisée pour définir les charges auxquelles l'échec plastique est lancé. Lokkas (1996) a prolongé le travail effectué par Hashemi aux circonstances où plus d'un mode à contribuer au comportement élastique non-linéaire et par conséquent à l'échec élasto-plastique [9].

Le problème de la stabilité est actuellement largement préconisé par les codes de conception des structures en béton armé [1], [2], [3], [4].

2.7. VISION REGLEMENTAIRE SUR LA STABILITE DES POTEAUX

Aujourd'hui, la majorité des codes de conception des constructions en béton armé exigent la vérification de la stabilité d'une manière très explicite. Dans la suite, on expose la vision de quelques codes de conception.

2.7.1. Règles Parasismiques Algériennes (RPA-99 / Version 2003)

Le code parasismique Algérien RPA-99/Version 2003 [3] n'insiste pas explicitement sur la prise en compte de la stabilité dans la conception des poteaux des constructions en béton armé, néanmoins, il impose une vérification implicite de la stabilité dans le choix des armatures transversales dans les poteaux, en imposant la vérification suivante :

La quantité d'armatures transversales minimale $\rho_h = A_t / t.b_l$ en pourcentage est donnée comme suit :

- 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

λ_g est l'élancement géométrique du poteau :

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) \quad (2.3)$$

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

2.7.2. Eurocode 2 (EN 1992-1-1, 2004)

D'après l'Eurocode 2 [2], l'analyse de la stabilité doit tenir compte :

- des effets défavorables des imperfections géométriques éventuelles de la structure consiste à utiliser une excentricité additionnelle $e_i = l_0 / 400$ pour couvrir les imperfections liées aux tolérances normales d'exécution.
- ainsi que des excentricités des charges axiales exprimées par une excentricité minimale $e_0 = \max (h/30; 20 \text{ mm})$, h étant la hauteur de la section.

Pour les éléments isolés de section constante la longueur efficace (longueur de flambement) varie entre $0.5l$ et $2l$. Les méthodes d'analyse de la stabilité selon l'Eurocode 2 seront traitées en détail dans le chapitre suivant.

2.7.3. Code ACI 318-08

Le code ACI 318-08 [1] contient des dispositions détaillées régissant la stabilité des poteaux élancés. Il présente des méthodes approximatives pour la considération de l'élanement grâce à l'utilisation d'un facteur d'amplification du moment. Ainsi, des dispositions sont assez semblables à ceux utilisés pour les poteaux en acier conçus par American Institute of Steel Construction (AISC) Specification [17]. 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.

2.8. CONCLUSION

La clarification de la notion de la stabilité présentée dans ce chapitre montre que :

- L'étude de la stabilité des poteaux est nécessaire pour éviter l'effondrement de la structure ;
- De nombreux chercheurs ont développé des méthodes pour étudier le problème de la stabilité des poteaux ;
- Aujourd'hui, la majorité des codes de conception des constructions en béton armé exigent la vérification de la stabilité d'une manière très explicite.

Dans la suite, on essaye de voir quelques méthodes proposées pour l'analyse de la stabilité.

CHAPITRE 3
SYNTHESE SUR LES METHODES
D'ANALYSE DE LA STABILITE

3.1. INTRODUCTION

L'évaluation de la stabilité des structures a connu des progrès énormes dans les dernières décennies, où de nombreuses méthodes ont été élaborées pour la détermination de la charge critique. Ce chapitre, traite une synthèse sur quelques méthodes élaborées pour l'analyse de la stabilité. En premier lieu, on présente les méthodes de stabilité des éléments isotropes, à savoir : Mathématiques (des équations différentielles), énergétiques, numériques et itératives. Ensuite, les méthodes de stabilité des éléments en béton armé proposées par Engesser, Ritter, El-Metwaly et Bažant. Enfin, les méthodes règlementaires en l'occurrence celles proposées par CEB et l'Eurocode 2.

3.2. METHODES DE STABILITE DES ELEMENTS ISOTROPES

3.2.1. Méthode des équations différentielles

Le concept de base sur le comportement des poteaux élancés et chargés axialement a été initialement développé par Euler en 1759 [9]. Il a été basé sur les équations différentielles pour trouver la charge critique P_c , pour une barre horizontale soumise à une charge axiale P (Figure 3.1), l'expression de la courbure de la barre est exprimée par l'équation différentielle du deuxième degré :

$$EI \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} = -M_x \quad (3.1)$$

Où EI est la rigidité en flexion de la barre dans le plan X-Y, et M_x est le moment fléchissant en travée.

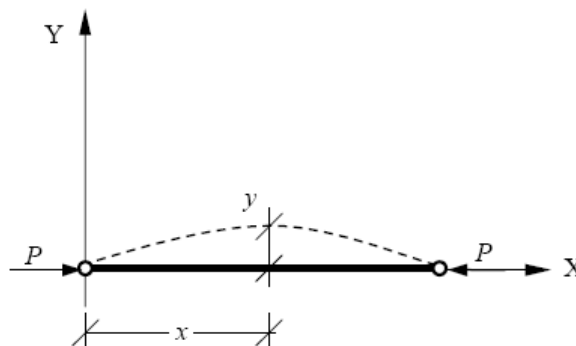


Figure 3.1 : Barre comprimée [9]

La solution de cette équation (3.1) donne l'expression de la charge critique P_c :

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{l^2} \tag{3.2}$$

où l : la longueur utile du poteau.

A partir de l'équation 3.1, on peut déduire la contrainte critique de la barre, qui est égale la charge critique sur la section transversale :

$$\sigma_c = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{l}{r}\right)^2} \tag{3.3}$$

avec E : module d'élasticité

r : rayon de giration

Selon l'état des liaisons des extrémités du poteau, la Figure 3.2 résume les différentes charges critiques obtenues [18].

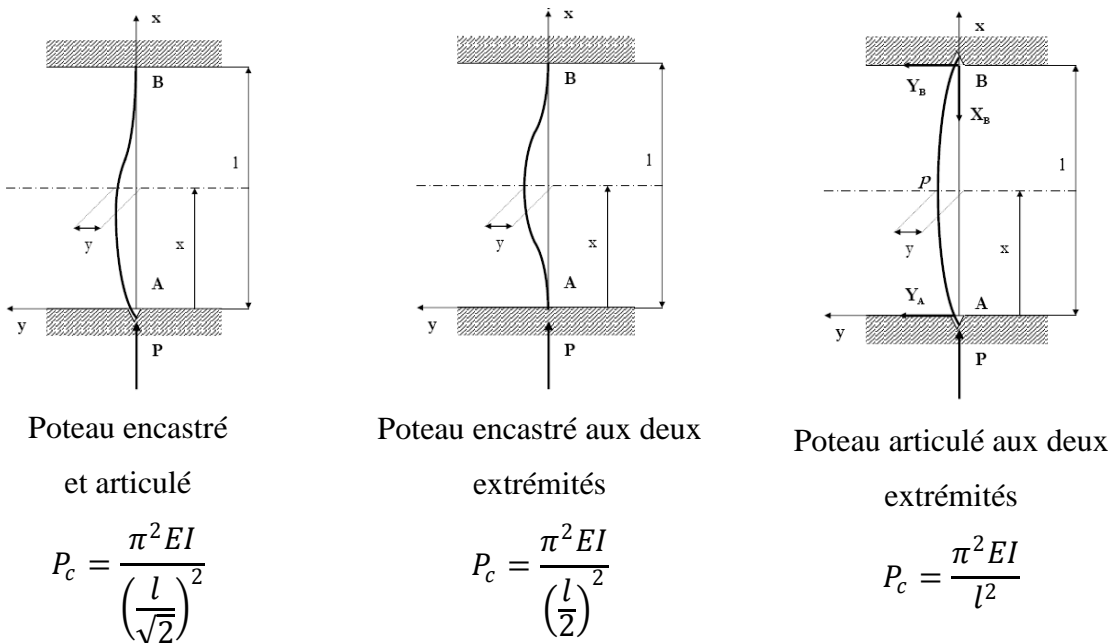


Figure 3.2 : les différentes charges critiques selon le type des liaisons [18]

La Figure 3.3, illustre les charges critiques en fonction du nombre de déformation (n) pour un poteau encastré à la base et libre à l'autre coté.

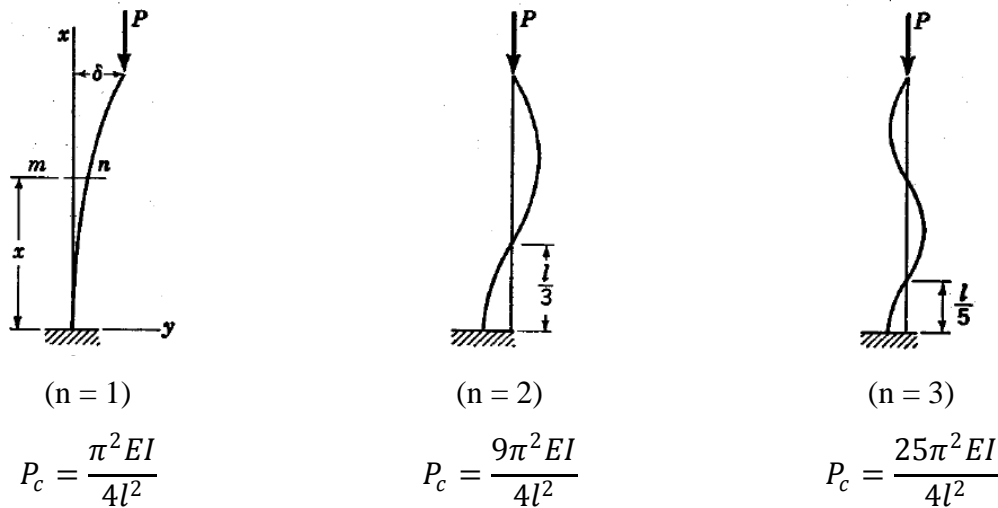


Figure 3.3 : les différentes charges critiques selon le nombre de la courbure n [10]

Il a été noté que, les valeurs de la charge critique P_c dépendent uniquement des conditions géométriques de l'élément et le module d'élasticité du matériau, ce qui pose quelque question concernant la charge réelle qui peut supporter le poteau.

3.2.2. Méthodes énergétiques

Les méthodes énergétiques sont basées sur le principe de conservation d'énergie (l'énergie de déformation du système ΔU et le travail effectué lors du déplacement de la charge P , ΔT). Le système est considéré comme stable si ($\Delta U > \Delta T$), ainsi, l'expression de la charge critique de la charge P se résulte à partir de l'équation :

$$\Delta U = \Delta T \tag{3.4}$$

Pour la barre verticale AB (Figure 3.4), considérée comme infiniment rigide, articulée à la base et appuyée par un ressort BC au sommet. Elle supporte une charge axiale appliquée P . Pour de petites valeurs de cette charge la position verticale de la barre est stable. La valeur critique de la charge P peut être obtenue à partir d'une étude énergétique du système.

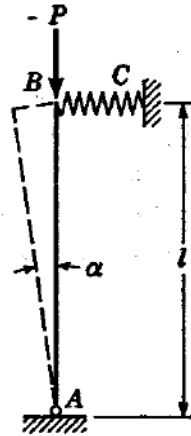


Figure 3.4 : Système structural supposé [10]

Supposons qu'un petit déplacement latéral se produit à B , de sorte que la barre est inclinée d'un angle α avec la verticale (Figure 3.4). Dans ce cas, le travail effectué par P , est :

$$\frac{Pl \alpha^2}{2} \tag{3.5}$$

L'augmentation de l'énergie de déformation du ressort est :

$$\frac{\beta(\alpha l)^2}{2} \tag{3.6}$$

où β représente la constante de raideur du ressort.

Le système (Figure 3.4) sera stable si :

$$\frac{\beta(\alpha l)^2}{2} > \frac{Pl \alpha^2}{2} \tag{3.7}$$

Par conséquent, la valeur critique de la charge P se trouve à partir de la condition suivante

$$\frac{\beta(\alpha l)^2}{2} = \frac{Pl \alpha^2}{2} \tag{3.8}$$

Dans laquelle la charge critique est :

$$P_c = \beta l \tag{3.9}$$

D'autres approches ont utilisé le même principe de cette méthode à savoir:

3.2.2.1. Méthode énergétique approximative

La méthode énergétique précédente a montrée des problèmes du flambement trop compliqué [10]. Dans la méthode énergétique approximative, Timoshenko a considéré le cas d'une barre fixée à la base et libre au sommet (Figure 3.5a), en supposant une forme arbitraire de la courbe de déformation (Figure 3.5b).

Par exemple, dans la Figure 3.5 à supposer que la déformée s'écrit :

$$y = \frac{Qx^2}{6EI} (3l - x) = \frac{\Delta_x x^2}{2l^3} (3l - x) \tag{3.10}$$

Cette courbe diffère de la courbe réelle, mais elle satisfait les conditions aux limites exigées.

Par l'application du théorème de conservation d'énergie ($\Delta U = \Delta T$), la charge critique s'écrit :

$$P_c = \frac{42 EI}{17 l^2} = 2,4706 \frac{EI}{l^2} \tag{3.11}$$

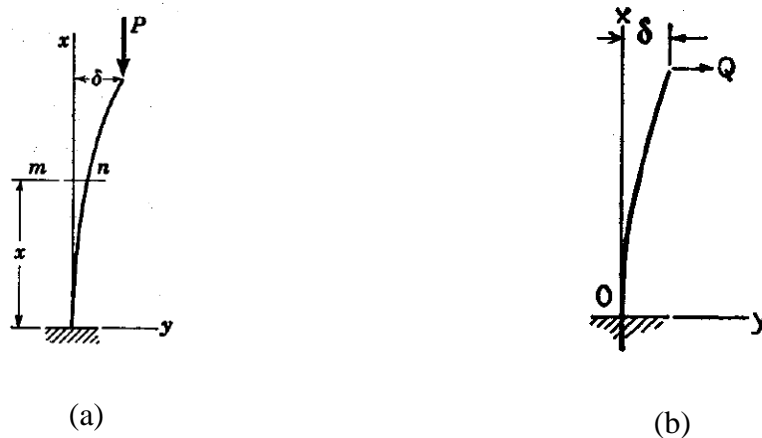


Figure 3.5 : Estimation de la courbe de déformation [10]

Cette méthode donne une approximation très satisfaisante de la charge critique réelle, si la forme de la courbe supposée est raisonnablement près de la courbe exacte. Elle donne toujours des valeurs de la charge critique plus grandes que la valeur réelle [10].

En conséquence, un mauvais choix de la forme de la déformée exige naturellement que les contraintes additionnelles peuvent augmenter seulement la rigidité de la barre, et par conséquent la charge critique devient plus grande que sa valeur réelle. D'ici, réside la difficulté de cette méthode.

3.2.2.2. Méthode énergétique des approximations successives

La méthode énergétique des approximations successives est utilisée pour déterminer les charges critiques dans le cas où la solution exacte est compliquée. Les méthodes énergétiques précédentes donnent toujours une valeur de la charge critique plus élevée que la valeur réelle, dans ce cas la méthode d'approximations successives est une moyenne d'obtenir les limites inférieure et supérieure de la charge critique. Ainsi, la précision de la solution approximative est connue, et la procédure d'approximation successive peut être poursuivie jusqu'à ce que la précision soit obtenue [10].

Le même principe de la méthode énergétique approximative sera utilisé pour le choix de la courbe de la déformée de la barre flambée. Sur la base de ces déformations supposées, les moments de flexion dans la barre sont calculés en fonction de la force axiale P . L'égalité des déformations supposées donne une équation à partir de laquelle la charge critique est calculée. Ce processus est répété, en utilisant la dernière série de déformations dans les premiers calculs comme une nouvelle approximation aux valeurs réelles. Le résultat de cette deuxième approximation sera une autre équation. Le processus se poursuit jusqu'à on obtient une petite différence entre les déformations supposées et calculées, dans ce cas, la charge critique est exacte [10].

Par exemple, pour l'élément illustré dans la Figure 3.6, on suppose que la courbe de déformation pour la barre flambée est une parabole :

$$y_1 = \frac{4\delta_1 x(l-x)}{l^2} \quad (3.12)$$

Une deuxième approximation pour la déformation est proposée comme suit :

$$y_2 = \frac{Pl\delta_1 x}{3EI} \left(1 - \frac{2x^2}{l^2} + \frac{2x^3}{l^2} \right) \quad (3.13)$$

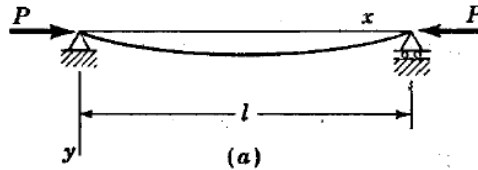


Figure 3.6 : Barre avec les extrémités articulées [6]

Par l'application de cette méthode à mi-travée de la poutre, la charge critique s'écrit :

$$P_c = \frac{48EI}{5l^2} = \frac{9,6EI}{l^2} \quad (3.14)$$

qui est d'environ 2,7% plus petit que la charge critique réelle. Pour obtenir un résultat plus précis, on peut calculer des valeurs moyennes des déformations y_1 et y_2 comme suit :

$$(y_1)_{av} = \frac{1}{l} \int_0^l y_1 dx = \frac{2}{3} \Delta_1 \quad (3.15)$$

$$(y_2)_{av} = \frac{1}{l} \int_0^l y_2 dx = \frac{Pl^2 \Delta_1}{15EI} \quad (3.16)$$

L'équation des valeurs moyennes entre y_1 et y_2 donne :

$$P_c = \frac{10EI}{l^2} \quad (3.17)$$

qui est d'environ 1,3% de plus que la valeur réelle. Enfin, si l'on veut déterminer les limites supérieure et inférieure de la charge critique P_c , nous avons besoin de trouver les valeurs maximales et minimales du rapport y_1/y_2 . A partir d'équations. (3.12) et (3.13) on obtient :

$$\frac{y_1}{y_2} = \frac{12EI}{Pl^2} \frac{l^2(l-x)}{l^2 - 2x^2l + x^2} \quad (3.18)$$

Ce qui donne une valeur maximale à $x = 0$ et une valeur minimale à $x = l/2$.

qui sont :

$$\left(\frac{y_1}{y_2}\right)_{max} = \frac{12EI}{Pl^2} \quad \left(\frac{y_1}{y_2}\right)_{min} = \frac{9,6EI}{Pl^2} \quad (3.19)$$

et, par conséquent, la charge critique est comprise entre les deux valeurs :

$$\frac{9,6EI}{l^2} < P_c < \frac{12EI}{l^2} \quad (3.20)$$

Le cycle d'approximation successif peut être répété, en utilisant y_2 de l'équation (3.13) comme déformation supposée.

Par la méthode d'approximations successives nous pouvons obtenir des limites supérieure et inférieure de la charge critique, et la méthode peut être poursuivie jusqu'à ce que les résultats soient aussi précis comme désirés [10].

On voit que les valeurs de la charge critique obtenue par l'utilisation des valeurs moyennes des déformations sont généralement plus précises que celles obtenues en choisissant au hasard la déformation à une section particulière de la barre.

Il a été observé à partir de la discussion précédente, qu'il est encore trop difficile à utiliser la méthode énergétique pour traiter le problème de la stabilité élastique d'une ossature. La raison de cette difficulté est que le nombre d'éléments du portique augmente, les complications dans les formules de l'énergie de déformation et le travail effectué augmentent aussi.

3.2.2.3. *Autres méthodes énergétiques*

Il existe d'autres méthodes énergétiques approchées qui fournissent à l'ingénieur des moyens pratiques de déterminer les charges critiques. Ces méthodes font comme hypothèse la nature de la déformé du flambement du système élastique. Parmi ces méthodes, on cite :

- La méthode du coefficient de Rayleigh [2], qui découle directement de l'équation de la seconde variation de l'énergie potentielle totale ($\delta^2 V = 0$).

Par exemple, pour la barre représentée dans la Figure 3.7, et pour une déformée du flambement choisie, la charge critique obtenue est :

$$P_c = 9.88 \frac{EI}{l^2} \tag{3.21}$$

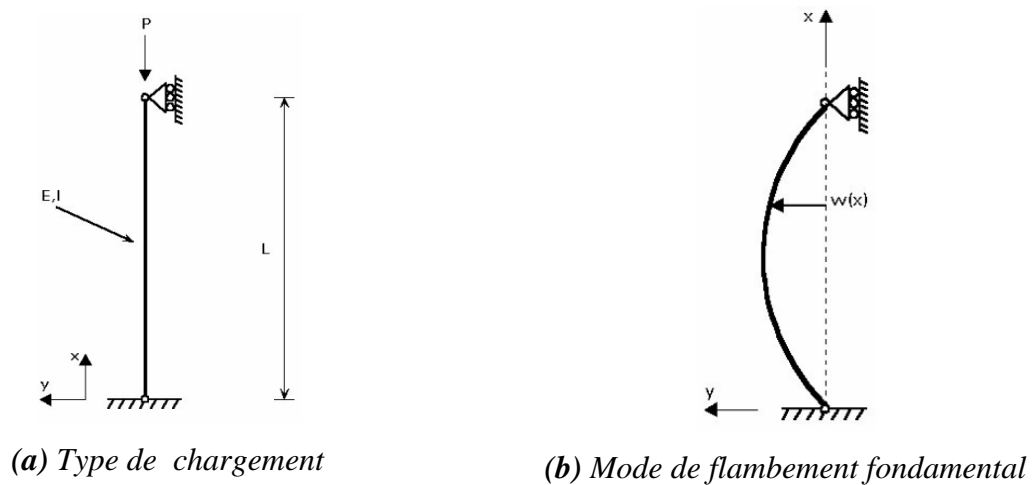


Figure 3.7 : Poteau avec des extrémités articulées

- La méthode de Rayleigh-Ritz [5] suppose que la solution exacte du problème variationnel peut être approchée par une combinaison linéaire de « fonctions de coordonnées » correctement choisies.

Pour l'exemple illustré dans la Figure 3.7, la charge critique obtenue par cette méthode est :

$$P_c = 9.875 \frac{EI}{l^2} \tag{3.22}$$

- La méthode de Galerkin [5] qui fournit directement une solution approchée des équations différentielles. Elle s'applique à condition d'écrire la transformation sous la forme d'un problème variationnel. Cette méthode est plus utilisée que la technique de Rayleigh-Ritz et plus attractive en pratique dans la mesure.

La charge critique donnée par cette méthode pour la Figure 3.7 est :

$$P_c = 9.8697 \frac{EI}{l^2} \quad (3.23)$$

Il est à noter que, les méthodes du coefficient de Rayleigh, de Rayleigh-Ritz et de Galerkin présentées précédemment peuvent généralement être appliquées manuellement à des problèmes simples d'éléments isolés.

3.2.3. Méthodes numériques

Les méthodes précédentes, sont limitées pour l'évaluation de la stabilité des éléments isolés seulement. La solution radicale pour le cas des structures complexes est les méthodes numériques, qui nécessitent l'utilisation d'un ordinateur. On décrira ici brièvement quelques approches numériques à savoir : la méthode des différences finies et la méthode des éléments finis (MEF).

3.2.3.1 Méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis peut être appliquée pour l'évaluation de la charge critique élastique des portiques (voir Allen et Bulson, 1980). Elle est basée sur l'utilisation des fonctions locales. Dans cette méthode, chaque élément de la structure est subdivisé en série d'éléments assez courts. La déformation de chaque élément est définie par une fonction polynôme simple. Les coefficients de ces fonctions polynomiales sont déterminés si les déplacements de chaque nœud sont connus. En conséquence, les différents déplacements de l'ensemble de la structure peuvent être calculés et, par conséquent, le comportement de la structure peut être entièrement décrit en termes de déplacements des nœuds.

Cela conduit à un ensemble d'équations homogènes linéaires, où les variables dépendantes de ces équations sont les déplacements nodaux ψ , c.-à-d. le problème suivant des valeurs propres [9]:

$$\lambda^f [K_{CG}] \{\psi\} = [K_{CE}] \{\psi\} \quad (3.24)$$

où λ^f est le facteur de charge, K_{CE} est la matrice de rigidité élastique globale correspondant à la connexion des articulations (nœuds), K_{CG} est la matrice de rigidité géométrique.

La première valeur propre, c.-à-d. la plus petite valeur de λ^f à laquelle la structure devient instable que l'on appelle le facteur de charge critique λ_{cr}^f .

Pour l'exemple illustré dans la Figure 3.8, la charge critique obtenue par la méthode des éléments finis, si le portique est considéré :

- à nœuds fixes :

$$P_c \leq 24.343 \frac{EI}{l^2} \quad (3.25)$$

- à nœuds déplaçables :

$$P_c \leq 6.622 \frac{EI}{l^2} \quad (3.26)$$

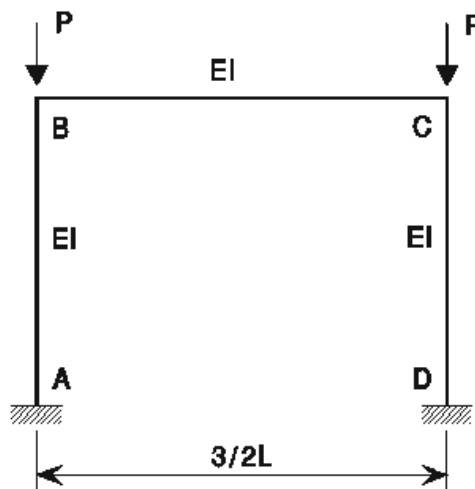


Figure 3.8 : Portique avec le système de chargement [9]

3.2.3.2. Méthode des différences finies

La base de la méthode des différences finies [5] consiste donc à diviser le domaine d'intégration en un certain nombre de sous-domaines ou intervalles (Figure 3.9), en supposant les fonctions linéaires à l'intérieur du sous-domaine.

Si on note f_i la valeur de la fonction f à la frontière entre les intervalles i et $i+1$, les dérivées de f peuvent être exprimées comme des fonctions de f et la somme de la deuxième variation de l'énergie sur tous les intervalles est aussi une fonction de f [5]. Cette approche fait la continuité de la méthode de Rayleigh-Ritz.

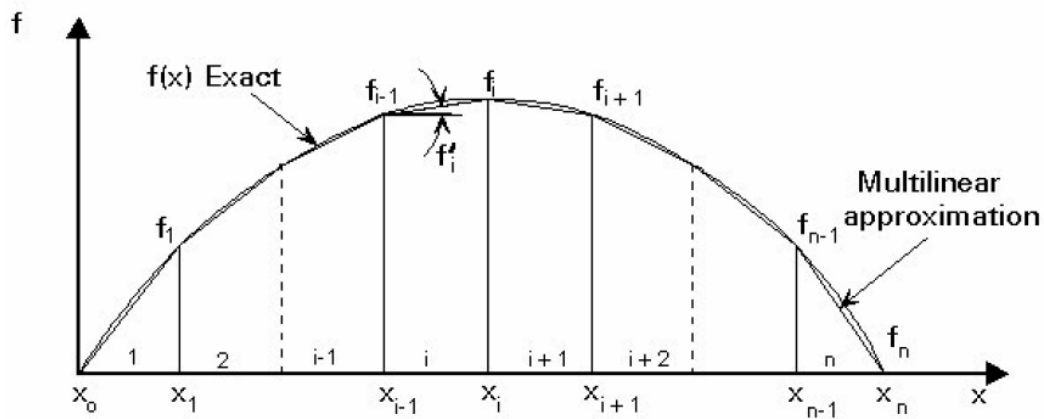


Figure 3.9 : Illustration de la méthode des différences finies [5]

Les méthodes des différences finies et des éléments finis sont utilisées lorsque le nombre de degrés de liberté augmente, ces méthodes requièrent un traitement informatique.

3.2.4. Méthodes itératives

Les méthodes itératives sont utilisées pour résoudre les problèmes de stabilité, en particulier pour la détermination des charges critiques et des configurations d'équilibre. L'idée de base de ces méthodes a été introduite par Vianello, consiste à remplacer la solution d'un problème non-linéaire par la solution d'une suite convergente de problèmes linéaires. Parmi ces méthodes itératives, la méthode de Vianello, la méthode de Newmark, et la méthode de Vianello-Newmark [5].

- La méthode de Vianello est une procédure itérative que l'on peut utiliser pour déterminer approximativement la charge critique, et le mode de flambement pour des structures réelles continues ou discrètes. Elle est basée sur l'équation différentielle de l'équilibre du système.
- L'essentiel de la méthode de Newmark [5] réside dans une technique d'intégration numérique permettant la résolution d'équations différentielles. Elle conduit à un calcul rapide et systématique des cisaillements et des moments dans des poutres isostatiques soumises à des charges transversales. Si l'on combine la démarche d'intégration de Newmark et la méthode des poutres conjuguées, on peut aussi calculer les rotations et les déplacements dus à la flexion.
- Enfin, la méthode de Vianello-Newmark combine le concept de la méthode de Vianello et la technique d'intégration numérique de Newmark. Elle constitue une alternative très efficace pour la détermination des charges critiques de flambement et les modes pour des poteaux chargés axialement. On peut aussi utiliser cette méthode pour déterminer les configurations d'équilibre des poteaux sur lesquels agissent les charges axiales données et qui présentent des imperfections géométriques initiales ou des charges horizontales (par exemple poutres - poteaux).

3.3. METHODES DE STABILITE DES ELEMENTS EN BETON ARME

Les méthodes précédentes traitent la stabilité des éléments isotropes sans tenir compte la non linéarité des matériaux constituant les éléments de la structure. Dans la suite de ce paragraphe, on présente quelques méthodes qui traitent la stabilité des structures en béton armé.

3.3.1. Méthode d'Engesser

Engesser [19] a énoncé sa première théorie en 1890 concernant les poteaux non linéaires sans considération de l'effet de déchargement du béton [19]. Elle s'appuie sur l'expression d'Euler, avec une modification du module d'élasticité. L'idée était d'introduire le module de tangente (E_{σ}) de la relation contrainte-déformation au niveau de contrainte courante, c.-à-d. l'utilisation de l'inclinaison de la tangente (E_{σ}), comme module d'élasticité du matériau, (Figure 3.10).

D'après cette méthode, la contrainte critique est exprimée par la formule suivante :

$$\sigma_c = \frac{P_c}{A_c} = \frac{\pi^2 E_\sigma}{\left(\frac{l}{i}\right)^2} \quad (3.27)$$

Ensuite, en 1895, Engesser a énoncé une deuxième théorie tenant compte de l'effet de chargement et déchargement du béton. Il a supposé que le béton chargé, a une rigidité égale au module de tangente et le béton déchargé, à une rigidité initiale (la rigidité pour $\sigma = 0$). Cette théorie conduit à des calculs plus compliqués. En 1946, Shanley [19] a prouvé, par des études expérimentales que la charge critique est un peu plus élevée que celle donnée par la première théorie d'Engesser, il a montré que la deuxième théorie d'Engesser fourni une limite supérieure de la charge critique, et suggère que la première théorie d'Engesser est plus pratiques.

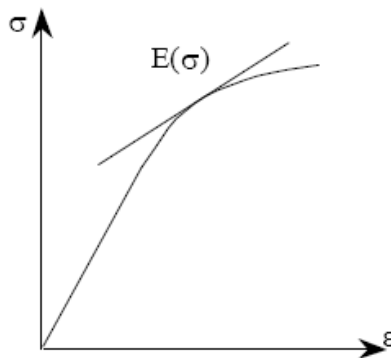


Figure 3.10 : Courbe contrainte - déformation [19].

Pour la courbe contrainte-déformation de la Figure 3.10, Engesser a proposé l'expression suivante pour la rigidité :

$$E_\sigma = E_0 \sqrt{1 - \frac{\sigma}{f_{cb}}} \quad (3.28)$$

Par substitution de (3.27) en (3.28) et en supposant $\sigma = \sigma_c$, on obtient :

$$\frac{\sigma_c}{f_{cb}} = \frac{1}{2} \frac{\sigma_E}{f_{cb}} \left(\sqrt{\left(\frac{\sigma_E}{f_{cb}}\right)^2 + 4} - \frac{\sigma_E}{f_{cb}} \right) \quad (3.29)$$

avec

$$\sigma_E = \frac{\pi^2 E_0}{\left(\frac{l}{i}\right)^2} \quad (3.30)$$

Puisque l'influence des armatures n'a pas été considéré en (3.26) et (3.27), Engesser a intégré cette influence dans la charge critique du poteau comme suit :

$$P_c = \sigma_c b h + \sigma_s A_s \quad (3.31)$$

Or, cette simplification conduit à une sous-estimation de la contrainte critique puisque la rigidité du poteau renforcé est supérieure que la rigidité du poteau non renforcé.

Si la contribution de l'armature est incluse, la formule (3.30) peut être réécrite comme suit:

$$P_c = \min \left((\sigma_c b h (1 + n\rho)), (\sigma_c b h + A_s f_c) \right) \quad (3.32)$$

où A_s est la section totale des armateurs et n est un rapport d'équivalence égal à :

$$\frac{E_s}{500 f_{bc}} [18], \text{ ou } \frac{\sigma_s}{\sigma_c}.$$

3.3.2. Méthode de Ritter

Vu la complexité de L'équation (3.29) d'Engesser, Ritter [17] a proposé une simplification de cette formule, en supprimant la racine carrée. L'équation proposée est également dérivée de l'équation d'Euler par l'hypothèse de la relation contrainte - rigidité pour le béton comme suit :

$$E_{\sigma} = E_{c0} \left(1 - \frac{\sigma}{f_{bc}}\right) \quad (3.33)$$

La Figure 3.11 illustre la différence entre la rigidité de Ritter et la rigidité correspondant à la courbe parabolique "contrainte-déformation". On voit que la simplification utilisée par Ritter est conservatrice [19].

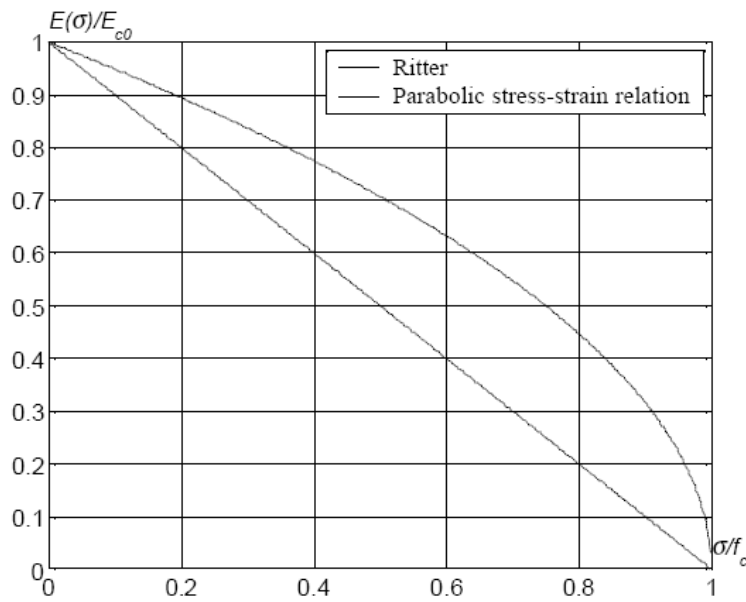


Figure 3.11 : Relations contrainte - rigidité (comme décrites par (3.32) et (3.27)) [19]

L'insertion de la rigidité de Ritter dans la formule d'Euler (3.28) conduit à la formule de Ritter suivante :

$$\sigma_{c,Ritter} = \frac{f_{cb}}{1 + \frac{f_{cb}}{\pi^2 E_{c0}} \left(\frac{l}{i}\right)^2} \quad (3.34)$$

Les résultats des calculs à partir de la formule de Ritter et d'Engesser sont montrés dans la Figure 3.12, pour les deux modules d'élasticité initiaux différents.

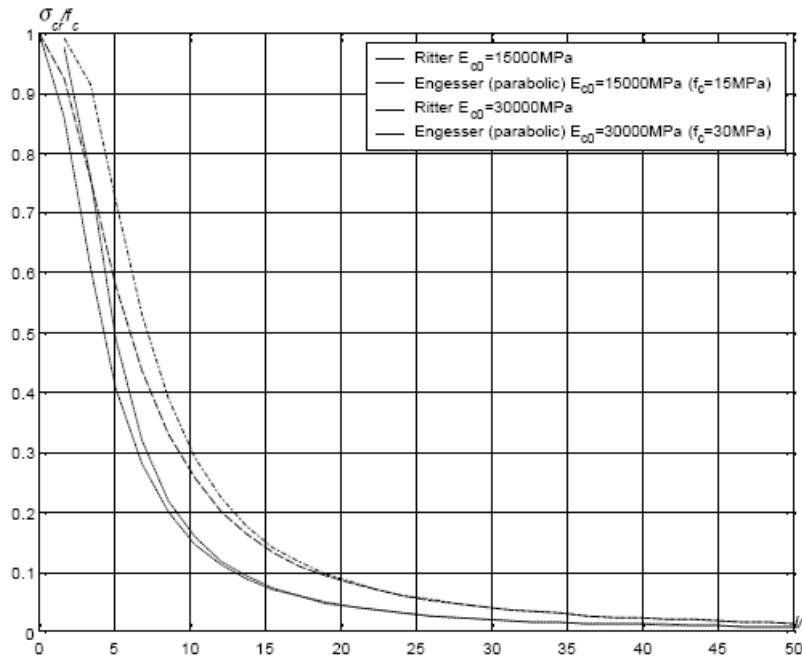


Figure 3.12 : Contrainte critique pour $\epsilon_{cy} = 0,2\%$. [19]

L'effet des armatures est incluse de la même manière que la méthode d'Engesser, où :

$$P_c = \min \left((\sigma_c b h (1 + n\rho)), (\sigma_c b h + A_s f_c) \right) \tag{3.35}$$

où A_s désigne la section des armatures.

Selon NIELSEN [18] le coefficient d'équivalence peut estimer par :

$$\frac{E_s}{500f_{cb}} \tag{3.36}$$

Dans l'hypothèse de la relation parabolique contrainte-déformation le module sécant d'élasticité correspond à une déformation arbitraire ε est:

$$E_{\sigma, \text{sek}} = \frac{(2\varepsilon_{cy} - \varepsilon)f_c}{\varepsilon_{cy}^2} \quad (3.37)$$

Ainsi, le coefficient d'équivalence est exprimé par :

$$n = \frac{E_s \varepsilon_{cy}^2}{(2\varepsilon_{cy} - \varepsilon)f_c} \quad (3.38)$$

Il s'avère que le coefficient d'équivalence dépend de la déformation de la charge critique.

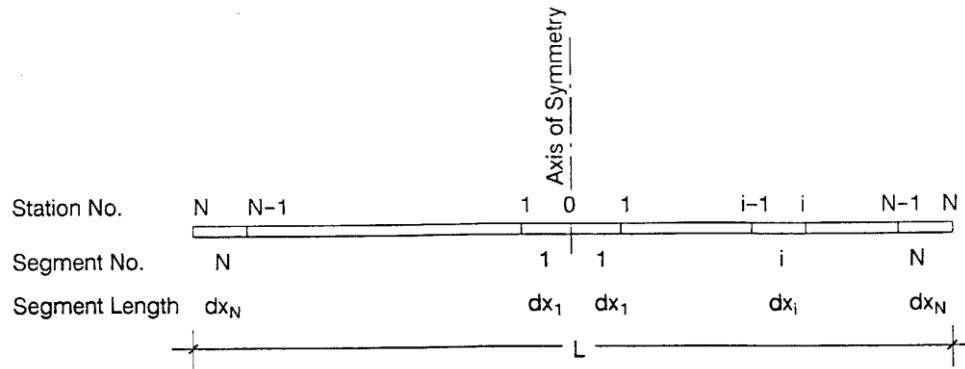
Pour la charge critique conduisant à une déformation inférieure à la contrainte du béton maximale, la formule simple (3.36) surestime le coefficient d'équivalence. Ceci signifie que la contribution de l'armature est surestimée. Cependant, dans [20] cette surestimation de la contrainte d'armature est considérée comme compensée par la sous-estimation de la rigidité dans la contrainte critique [20]. Ceci est confirmé par les calculs numériques effectués plus tard [19].

L'avantage de la méthode d'Engesser et la méthode de Ritter est de traiter le problème de la stabilité des poteaux isolés en béton armé seulement.

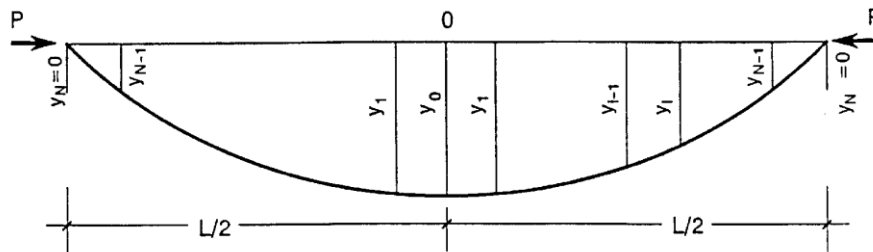
3.3.3. Méthode d'El-Metwaly

La méthode des segments développée par El-Metwaly [21] pour l'analyse directe de la stabilité des poteaux est appuyée sur le principe de la méthode des différences finis. Elle est basée sur la supposition des valeurs discrètes de la distribution de la courbure dans les différents points du poteau, à l'aide d'un profil de déformation supposé (Figure 3.13). L'emplacement exact de ces points est déterminé avec la supposition d'une répartition linéaire de la courbure entre les points de l'élément. Ainsi, la longueur critique du poteau avec le profil de déformation sont déterminés.

L'utilisation de cette méthode conduit à une solution avec haute précision sans passer par un processus itératif.



(a) Discrétisation du poteau en segments



(b) La déformée du poteau

Figure 3.13 : Déformation et discrétisation du poteau [21]

Bien que la méthode de longueur de segment a été développé par El-Metwaly pour des poteaux en béton armé sous une flexion uni-axiale, elle est applicable à des poteaux de n'importe quel matériau, et elle peut être étendue à des poteaux soumis à la flexion bi-axiale. La méthode ouvre également une nouvelle orientation pour l'analyse non linéaire directe des portiques [21].

3.3.4. Méthode de Bažant

Bažant [22] propose une méthode basée sur la proposition d'une déformée de forme sinusoïdale du poteau qui diffère de celle proposée dans les méthodes énergétiques. Cette méthode est caractérisée par :

- 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.

L'échec d'un poteau est défini à mi-longueur et à l'excentricité constante de la charge comme le seuil du diagramme d'interaction (Figure 3.14).

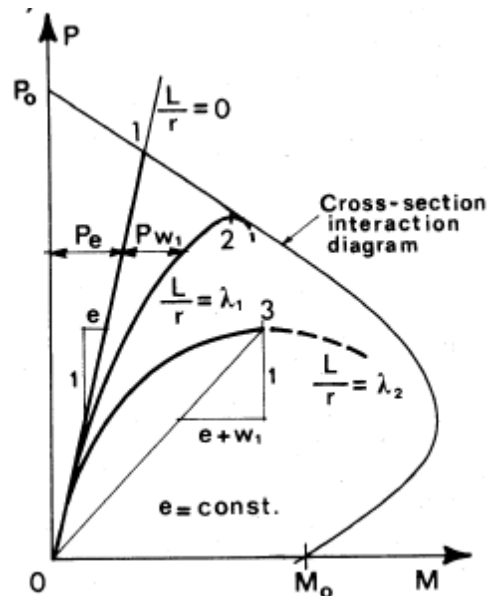


Figure 3.14 : Diagramme d'interaction ($P-M$) pour différents élancements et à excentricité constante [22]

Cette méthode est comparée avec la méthode d'amplification du moment du code ACI 318-08 et avec la méthode de colonne modèle de CEB basée sur les relations moment-courbure. L'accord avec la méthode CEB est très proche, mais en ce qui concerne la méthode ACI il ya des écarts importants.

3.4. METHODES REGLEMENTAIRES

3.4.1. Méthode du CEB

3.4.1.1. Principe de la méthode

La méthode des différences finies du CEB [4] utilise un développement en série de Taylor limité au deuxième ordre de la déformée. 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.

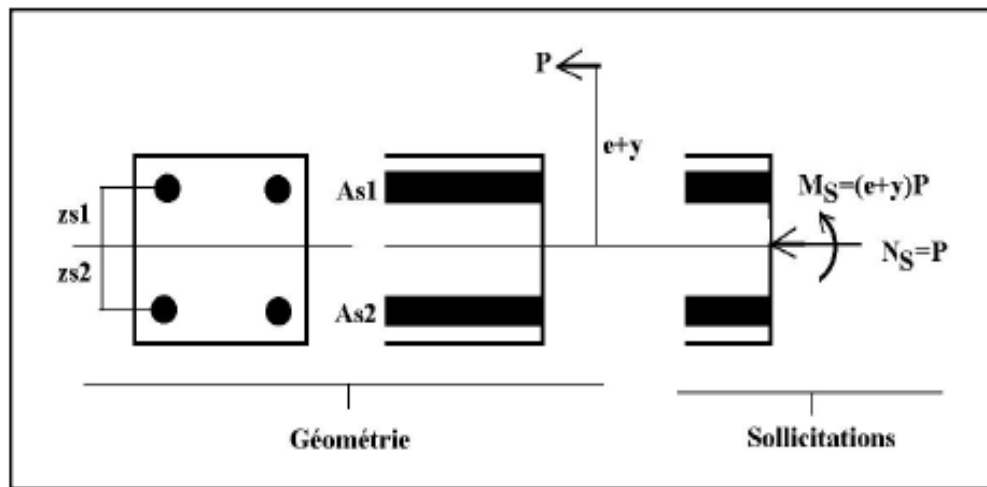


Figure 3.15 : Géométrie et sollicitations extérieures d'un poteau [23]

Pour étudier cette trajectoire, la hauteur du poteau doit être divisée en segments afin d'approcher la déformée réelle que prend le poteau [4]. Les éléments de base de cette technique sont les courbes moment-courbure $M-\psi$.

Le principe de la méthode de CEB est résumé dans l'organigramme illustré dans la Figure 3.16 [23].

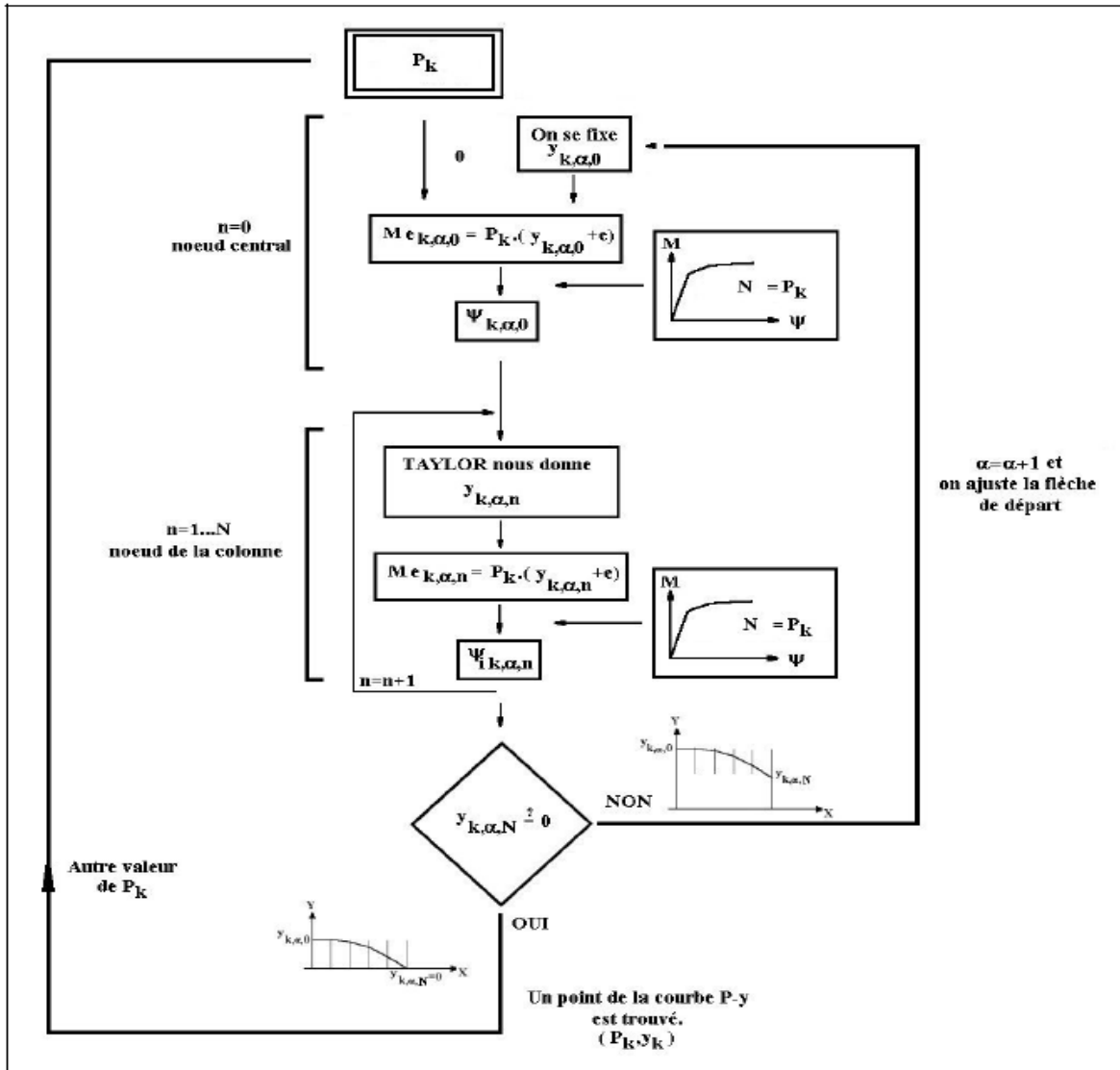


Figure 3.16 : Organigramme de la méthode des différences finies du CEB [23]

3.4.1.2. 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 nœud $n=0$) vaut $y_{k,\alpha,n}$. Grâce à la flèche, nous pouvons connaître le moment extérieur induit par la charge P_k (Figure 3.16).

Ce moment vaut :

$$M_s = M_{e_{k,\alpha,0}} = P_k(y_{k,\alpha,0} + e) \quad (3.39)$$

Sachant que le moment interne $M_{i_{k,a,n}}$ doit être égal au moment extérieur $M_{e_{k,a,n}}$, nous pouvons obtenir la valeur de la courbure au nœud central $n = 0$, $y_{i_{k,a,0}}$.

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.

3.4.1.3. Principe de l'arrêt des calculs

Le dernier couple de valeurs (P_k, y_k) de la trajectoire prise par un poteau sous l'action d'une force de compression est celui pour lequel le moment à mi-hauteur du poteau 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 3.17), soit à un maximum global (point carré sur la Figure 3.17).

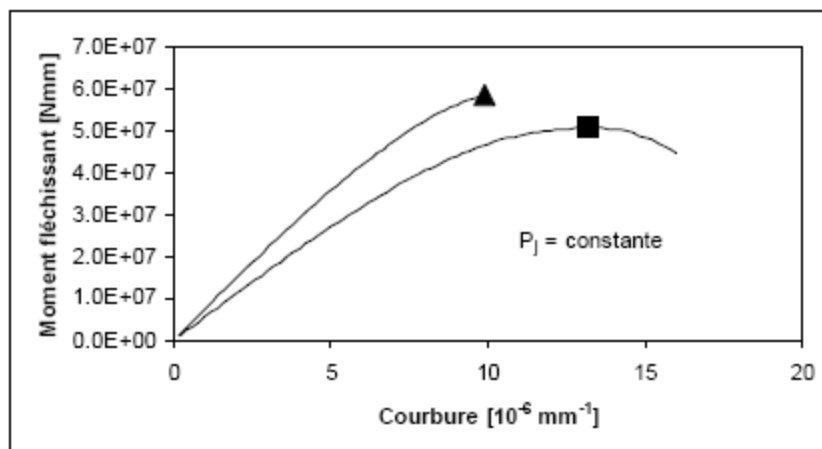


Figure 3.17 : Représentation du type de moment maximum [23]

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

3.4.2. Méthodes proposées par l'Eurocode 2

L'Eurocode 2 [2] propose deux méthodes pour l'analyse de la stabilité des poteaux en béton armé, en l'occurrence, la méthode générale et les méthodes simplifiées.

3.4.2.1. Méthode générale

La méthode générale est basée 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 lesquelles les effets du second ordre ne peuvent pas être négligés.

3.4.2.2. Méthodes simplifiées

Pour les bâtiments courants, on peut utiliser une méthode 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 l'Eurocode 2 [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 critiques soumise à des moments de flexion ainsi qu'à des efforts normaux est suffisante. Cela 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.

Les méthodes simplifiées rassemblent deux catégories: méthode basée sur la rigidité nominale et méthode basée sur la courbure nominale.

3.4.2.2.1. Méthode 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.

Se 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.

$$EI = K_c E_{cd} I_c + K_s E_s I_s \quad (3.40)$$

avec :

E_{cd} module d'élasticité du béton [N/mm²]

I_c inertie de la section droite du béton [mm⁴]

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

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

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

K_s coefficient tenant compte de la contribution des armatures

Les facteurs suivants peuvent être utilisés dans l'expression (3.23), si $\rho \geq 0.002$:

$$K_s = 1$$

$$K_c = k_1 k_2 / (1 + \varphi_{ef})$$

ρ le rapport géométrique des armatures, A_s / A_c .

A_s la surface totale des armatures

A_c la surface de la section du béton

φ_{ef} le coefficient de fluage effectif

$$k_1 = \sqrt{f_{ck} / 20} \text{ (MPa)}$$

$$k_2 = n \frac{\lambda}{170} \leq 0.20$$

n effort normal relatif, $N_{Ed} / (A_c f_{cd})$

λ coefficient d'élanement

Si le coefficient d'élanement λ n'est pas défini, k_2 peut être pris comme suit :

$$k_2 = n \times 0.30 \leq 0.20$$

et pour $\rho \geq 0,01$

$$K_s = 0$$

$$K_c = 0,3 / (1 + 0,5 \varphi_{ef})$$

Le moment de la conception total, y compris le moment du second ordre, peut être exprimé comme une amplification des moments de flexion résultant d'une analyse linéaire, à savoir :

$$M_{Ed} = M_{0Ed} \left[1 + \frac{\beta}{(N_B/N_{Ed}) - 1} \right] \quad (3.41)$$

M_{0Ed} moment de premier ordre

β coefficient qui dépend de la distribution des moments du premier et du second ordre

N_{Ed} effort normal agissant de calcul

N_B charge de flambement basée sur la rigidité nominale

Pour les éléments isolés avec la section transversale et la charge axiale constante,

$$\beta = \pi^2 / c_0$$

$c_0 = 8$ pour un moment de premier ordre constant,

$c_0 = 9.6$, pour une distribution parabolique,

$c_0 = 12$ pour une distribution triangulaire,

dans les autres cas on peut le prendre égal à 1

3.4.2.2.2. Méthode 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.

Le calcul du moment se représente de la manière suivante:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2 \quad (3.42)$$

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]

Le moment nominal M_2 du second ordre dans l'expression (3.25) est

$$M_2 = N_{Ed} e_2 \quad (3.43)$$

avec :

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

$$\frac{1}{r} = K_r K_\varphi \frac{1}{r_0}; \text{ la courbure [mm}^{-1}\text{]}$$

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

$$K_r = \frac{n_0 - n}{n_u - n_{bal}} \leq 1 : \text{ coefficient de réduction de l'effort normal}$$

$$K_\varphi = 1 + \beta \varphi_{ef} \geq 1 : \text{ coefficient de fluage}$$

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

- n effort normal relatif
- 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

3.5. CONCLUSION

Dans ce chapitre, il a été conclu que les méthodes d'analyse de la stabilité peuvent être divisées en trois grandes parties :

- Les méthodes destinées pour les éléments isotropes à savoir : la méthode des équations différentielles, les méthodes énergétiques, les méthodes numériques et les méthodes itérative;
- Les méthodes d'analyse des éléments en béton armé en l'occurrence : la méthode d'Engesser, la méthode de Ritter, la méthode d'El-Metwaly et la méthode de Bazant;
- Les méthodes réglementaires tels que : CEB et l'Eurocode 2

Dans le chapitre suivant, la méthode d'amplification du moment proposée par le code ACI 318-08 [1], sera développée afin de les utilisée dans notre analyse.

CHAPITRE 4
METHODE D'EVALUATION DE LA
STABILITE DES POTEAUX EN BETON ARME

4.1. INTRODUCTION

Ce chapitre aborde le développement de la méthode d'évaluation de la stabilité préconisée par le code ACI 318-08 [1], qui sera utilisée dans l'analyse de la stabilité des poteaux en béton armé dans notre étude.

En premier lieu, on expose les lois de comportement, suivie par le comportement flexionnel des poteaux. Ensuite, on illustre la procédure d'illustration du diagramme d'interaction (P-M) pour la vérification de la capacité portante. Enfin, on développe explicitement la méthode du code ACI 318-08 [1].

4.2. LOIS DE COMPORTEMENT DES MATERIAUX

4.2.1. Loi de comportement du béton

Le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours notée f_{c28} . Le code du béton Algérien CBA-93 [24], à l'état limite ultime, adopte un diagramme non-linéaire de forme parabole-rectangle montré sur la Figure 4.1.

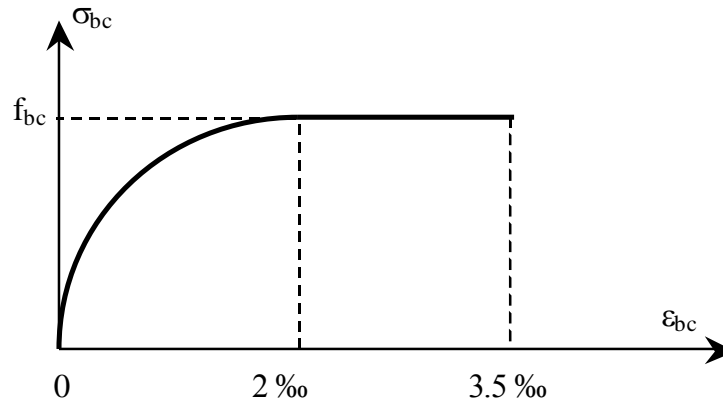


Figure 4.1 : Diagramme contrainte - déformation du béton pour le CBA-93 [24]

Cet état limite est caractérisé par une déformation ultime, ϵ_{bu} égale à 3.5 ‰ et une contrainte de calcul f_{bc} définie par la relation :

$$f_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b} \quad (4.1)$$

où γ_b est le coefficient de sécurité, égal à 1.5 pour les combinaisons fondamentales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles et, θ est un coefficient égal à 1, pour une durée d'application de la charge inférieure à une heure.

4.2.2. Loi de comportement de l'acier

Le code du béton Algérien CBA-93 [24] adopte, à l'état ultime, un diagramme contrainte-déformation conventionnel (Figure 4.2) défini par une déformation à la fin de la phase élastique ε_{se} égale à σ_s/E_s et une déformation ultime ε_s égale à 10 ‰ avec une contrainte dans les armatures σ_s égale à f_e/γ_s , où f_e est la limite d'élasticité spécifiée des aciers et γ_s est un coefficient de sécurité égal à 1.15 dans les situations normales et 1 pour les situations accidentelles. E_s est le module élastique des aciers où tous les types d'armatures sont caractérisés par la même valeur de 200.000 MPa.

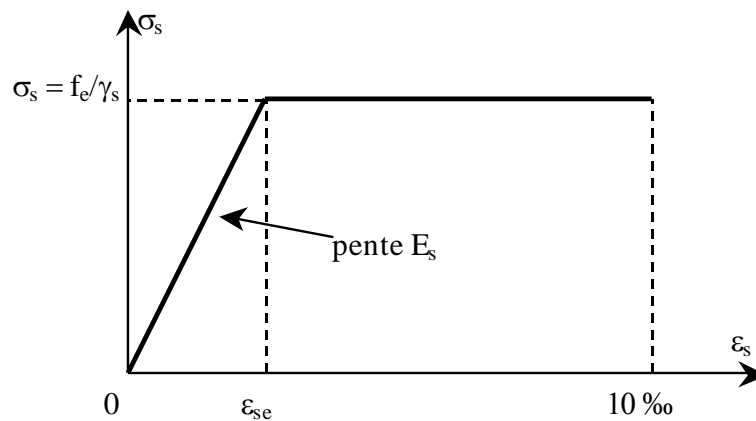


Figure 4.2 : Diagramme contrainte - déformation de l'acier pour le CBA 93 [24]

4.3. COMPORTEMENT FLEXIONNEL DU POTEAU

Le poteau est un élément porteur vertical, généralement sollicité en compression excentrée. Son fonction est de servir d'appui aux éléments horizontaux tels que les poutres ou les dalles. Dans les bâtiments, il a l'avantage, par rapport aux voiles de permettre une grande liberté dans l'aménagement des surfaces utiles. La section des poteaux est généralement constante sur toute la hauteur (Figure 4.4) [25].

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

- Si un effort normal P et un moment fléchissant M appliqués au centre de gravité du béton (Figure 4.3a).
- Si un effort normal P excentré par rapport au centre de gravité du béton. Le point d'application de P est appelé le centre de pression (Figure 4.3b).

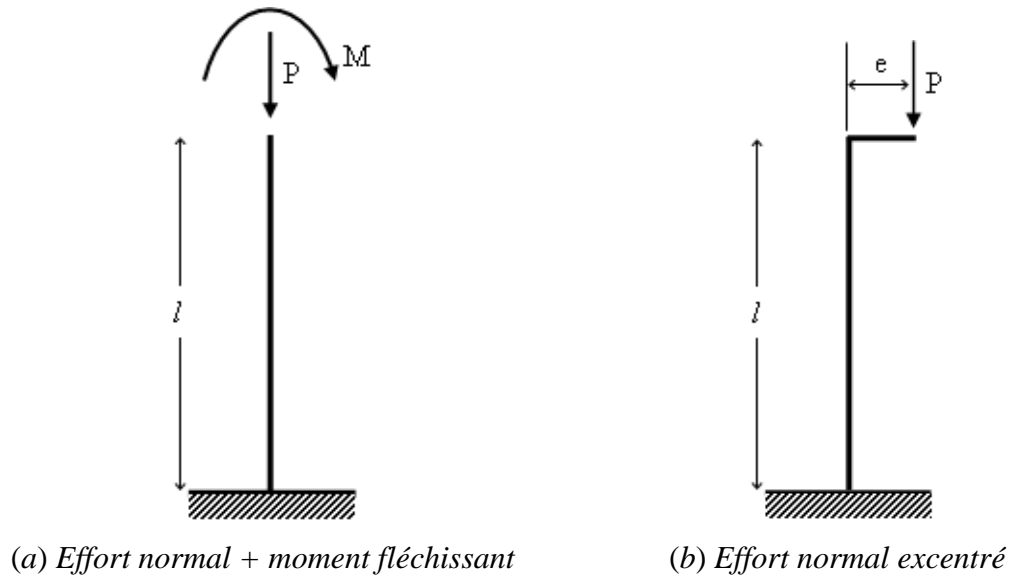


Figure 4.3 : Poteau soumis à la flexion composée

Quelle que soit la méthode utilisée pour le calcul de l'instabilité, il est nécessaire de prendre en compte les trois excentricités ayant des origines différentes :

- L'excentricité de premier ordre (e_1)

$$e_1 = \frac{M}{P} \quad (4.2)$$

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

- L'excentricité accidentelle (e_a), traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution) qui s'ajoute à l'excentricité résultant des efforts appliqués [24].

$$e_a = \max\left(2\text{cm}, \frac{l}{250}\right) \quad (4.3)$$

- l'excentricité du second ordre (e_2), est le résultat de la déformation du poteau sous l'effet des charges [24].

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10h} (2 + \alpha\phi) \tag{4.4}$$

α : rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre. Le coefficient α est compris entre 0 et 1.

ϕ : le rapport de la déformation finale due au fluage, à la déformation instantanée sous la charge considérée, ce rapport pris égal à 2.

La somme de ces trois excentricités constitue l'excentricité totale (e_{tot}).

$$e_{tot} = e_1 + e_a + e_2 \tag{4.5}$$

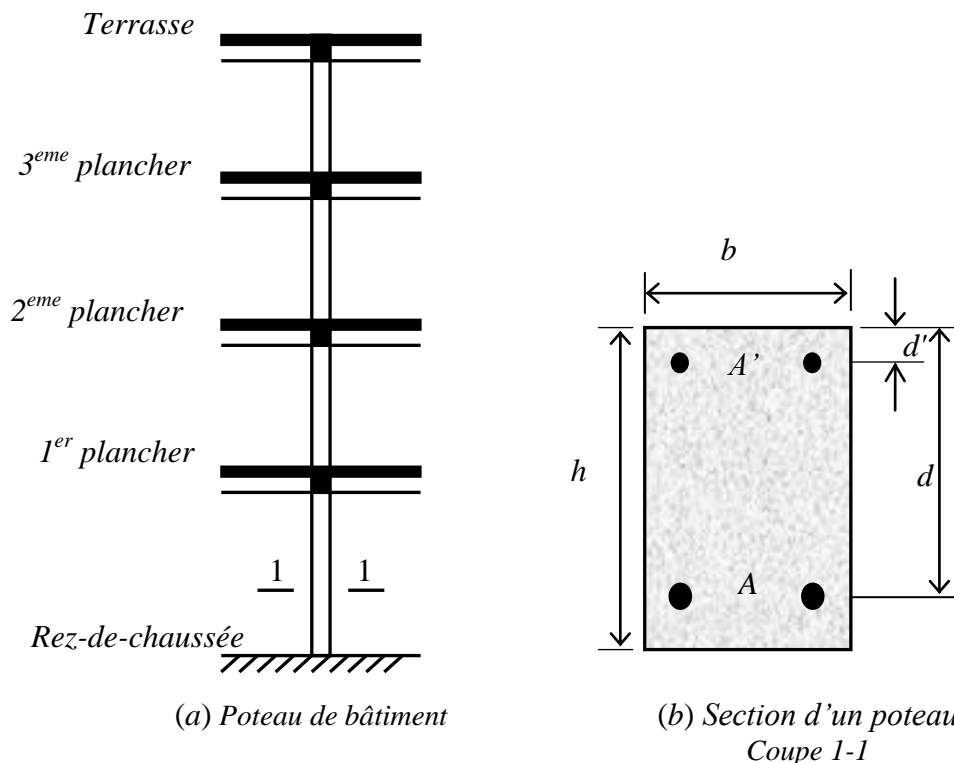


Figure 4.4: Poteau d'une construction [25]

Selon les valeurs de l'effort normal P et de l'excentricité e , la section soit :

- entièrement tendue : $P < 0$ et le centre de pression est entre les armatures,
- entièrement comprimée : $P > 0$ et le centre de pression est dans le noyau central,
- partiellement tendue/comprimée : $P < 0$ ou $P > 0$ et le centre de pression est hors du noyau central [26].

La Figure 4.5 représente la section transversale d'un poteau avec des distributions typiques des déformations et des contraintes pour des positions variables de l'axe neutre. Elle est soumise à un moment M et une force de compression axiale P , la direction du moment est la cause à provoquer la compression sur la partie supérieure de la section et la traction sur la partie inférieure. Dans le cas où la section est partiellement comprimée (Figure 4.5a), la déformation ultime du béton est limitée à 0,0035. Cependant, pour le cas où la section est entièrement comprimée (Figure 4.5b), la déformation du béton est limitée par une valeur de 0,002 au niveau des $3/7$ de la profondeur de la section [27].

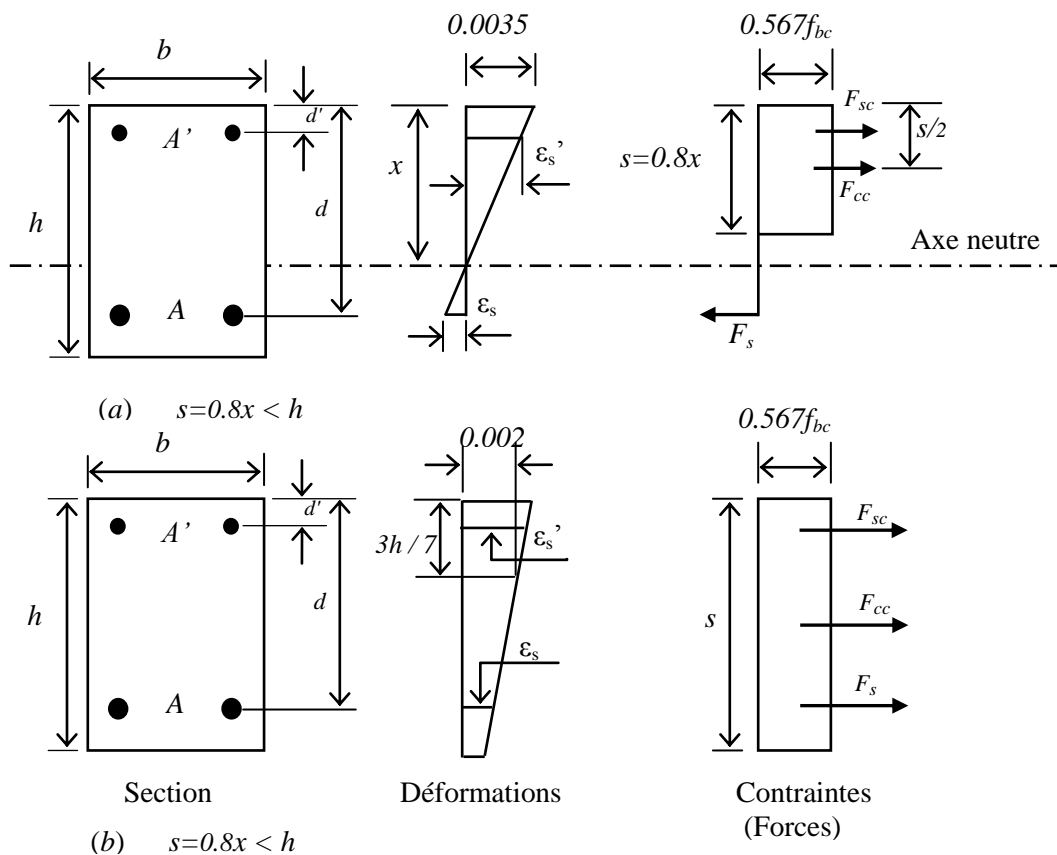


Figure 4.5 : Cas de flexion composée dans la section transversale du poteau [27]

4.4. DIAGRAMME D'INTERACTION

Une courbe du diagramme d'interaction correspond à une section de béton (b, h) et un ferrailage (A, A') (Figure 4.5) pour lesquels on envisage toutes les droites de déformation. Dans le plan $[M, P]$, pour chaque valeur de s ($s=0.8x$) on calcule le couple $M(s)$ et $P(s)$ correspondant au moment fléchissant et à l'effort normal résistant de la section. On trace une courbe d'interaction à partir des équations d'équilibre de la section [26].

4.4.1. Équations d'équilibre de base

Considérons les équations d'équilibre des forces agissant sur la section illustrée dans la Figure (4.5). La force axiale appliquée (P) est exprimée par :

$$P = F_{cc} + F_{sc} + F_s \quad (4.6)$$

où :

F_{cc} : la résultante des forces de compression développée dans le béton et agissant au centre de gravité du bloc comprimé.

F_{sc} : la résultante des forces de compression dans la surface d'armatures comprimées A'_s et agissant au centre de gravité de ces armatures.

F_s : la résultante des forces de compression ou de traction dans la surface d'armature A_s et agissant au centre de A_s . Cette force sera négative lorsque A_s est tendue (Figure 4.5a).

En remplaçant les forces par les contraintes et les sections correspondant, l'équation (4.6) devient :

$$P = 0.567 f_{bc} b s + \sigma'_s A' + \sigma_s A \quad (4.7)$$

où : s : profondeur du bloc de contrainte : où ($s = 0.8x$).

σ'_s : contrainte à la compression dans les armatures comprimées A'

σ_s : contrainte à la traction ou à la compression dans les armatures tendues A .

Le moment résistant M au centre de la section est exprimé par :

$$M = F_{cc} \left(\frac{h}{2} - \frac{s}{2} \right) + F_{sc} \left(\frac{h}{2} - d' \right) + F_s \left(\frac{h}{2} - d \right) \quad (4.8)$$

où bien :

$$M = 0,567 f_{bc} b s \left(\frac{h}{2} - \frac{s}{2} \right) + \sigma'_s A' \left(\frac{h}{2} - d' \right) - \sigma_s A \left(\frac{h}{2} - d \right) \quad (4.9)$$

Lorsque la profondeur de l'axe neutre est $s = 0,8 x \geq h$ (Figure 4.5b), toute la section du béton est soumise à une compression uniforme du $0.567 f_{bc}$. (la section est entièrement comprimée). Dans ce cas, le béton ne fournit aucune contribution au moment de résistance.

Généralement, le poteau est sollicité par des charges verticales réversible, d'où une disposition symétrique des armatures ($A' = A$ et $d' = h - d$) est toujours recommandée. En effet, les équations 4.7 et 4.9 deviennent :

$$\frac{P}{bh f_{bc}} = \frac{0,567 s}{h} + \frac{\sigma'_s A}{f_{bc} b h} + \frac{\sigma_s A}{f_{bc} b h} \quad (4.10)$$

$$\frac{M}{bh^2 f_{bc}} = \frac{0,567 s}{h} \left(0,5 - \frac{s}{2h} \right) + \frac{\sigma'_s A}{f_{bc} b h} \left(\frac{d}{h} - 0,5 \right) - \frac{\sigma_s A}{f_{bc} b h} \left(\frac{d}{h} - 0,5 \right) \quad (4.11)$$

Dans ces équations, les déformations des armatures et du béton, et, éventuellement les contraintes σ'_s et σ_s , varient en fonction de la profondeur de l'axe neutre (x). En conséquence, l'effort normale réduit $P / bh f_{bc}$ et le moment réduit $M / bh^2 f_{bc}$ sont calculés pour des pourcentages d'armatures $\rho = A / bh$. Ensuite le diagramme d'interaction sera représenté en fonction du rapport x/h .

4.4.2. Modes de ruptures

L'étude de la stabilité d'un poteau en béton armé nécessite la connaissance du mode de rupture où d'échec d'une section de ce dernier, que peut être en traction où en compression. Cette rupture est influencée par :

- Les valeurs du moment fléchissant (M) et de la charge axiale (P) ;

- de l'excentricité ($e = M / P$) qui affecte la position de l'axe neutre et par conséquent des contraintes et des déformations dans les armatures.

D'après la Figure (4.5a), la déformation en compression des armatures A' , ε'_s , s'écrit :

$$\varepsilon'_s = 0.0035 \left(\frac{x - d'}{x} \right) \quad (4.12)$$

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

$$\varepsilon_s = 0.0035 \left(\frac{d - x}{x} \right) \quad (4.13)$$

Dans le cas d'une section entièrement comprimée ($x > h$) (Figure 4.5b), la déformation ε'_s devient :

$$\varepsilon'_s = 0.002 \frac{7(x - d')}{(7x - 3h)} \quad (4.14)$$

et, la déformation ε_s devient :

$$\varepsilon_s = 0.002 \frac{7(x - d)}{(7x - 3h)} \quad (4.15)$$

Selon l'état de déformation de la section, la forme de rupture peut être illustrée de la manière suivante [27] :

4.4.2.1. Rupture à la traction

Ce mode de rupture aura lieu lorsque la déformation $\varepsilon_s > \varepsilon_{su}$. Il est associé aux grandes excentricités (e) et aux petites profondeurs de l'axe neutre (x). Cette rupture commence par la plastification des armatures de traction, qui sera suivie par l'écrasement du béton comprimé, et au même temps les contraintes de traction dans le béton augmentent rapidement.

4.4.2.2. Rupture équilibrée

Lorsqu'il y a une plastification des armatures tendues et un écrasement du béton au même temps, correspondant $\epsilon_s = \epsilon_{su}$, il se produit une rupture appelée rupture «équilibrée». Ce type correspond au point de balancement b sur la Figure 4.6.

Dans ce cas, la profondeur de l'axe neutre est égale à :

$$x = x_{bal} = \frac{d}{1 + \frac{\epsilon_{su}}{0.0035}} \tag{4.16}$$

et les deux équations 4.7 et 4.9 deviennent :

$$P_{bal} = f_{cb} b \times 0.8x_{bal} + \sigma'_s A' - 0.87f_e A \tag{4.17}$$

et

$$M_{bal} = F_{cc} \left(\frac{h}{2} - \frac{0.8x_{bal}}{2} \right) + F_{sc} \left(\frac{h}{2} - d' \right) - F_s \left(d - \frac{h}{2} \right) \tag{4.18}$$

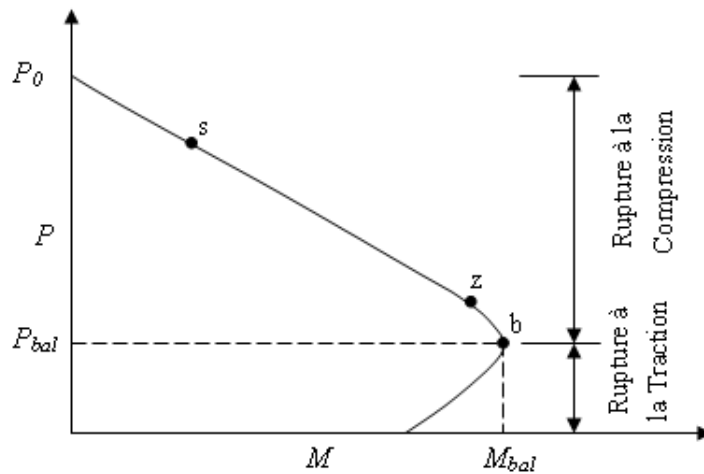


Figure 4.6 : Diagramme d'interaction avec les modes de rupture [27]

4.4.2.3. Rupture à la compression (écrasement du béton)

Le troisième type de rupture est l'échec par compression (écrasement du béton), lorsque $x > x_{bal}$ et $P > P_{bal}$. Le changement de la pente au point z sur la Figure 4.6 se produit lorsque $\epsilon'_s = \epsilon_{su}$. Le point "z" se produira dans la zone de rupture de traction du diagramme d'interaction si $x_z < x_{bal}$.

Lorsque x devient très grand, la section rapproche d'un état de compression axiale uniforme

$$\epsilon_s = \epsilon_{su}$$

À ce stade, les deux couches d'acier seront à l'état plastique et le moment de résistance est nul, avec une section symétrique, de sorte que :

$$P_0 = f_{bc}bh + 0.87f_e(A' + A) \tag{4.19}$$

4.4.3. Zones de stabilité

Les courbes sont tracées à partir des équations d'équilibre de la section et définissent la zone autorisée (où l'équilibre de la section est possible) et la zone non autorisée (Figure 4.7).

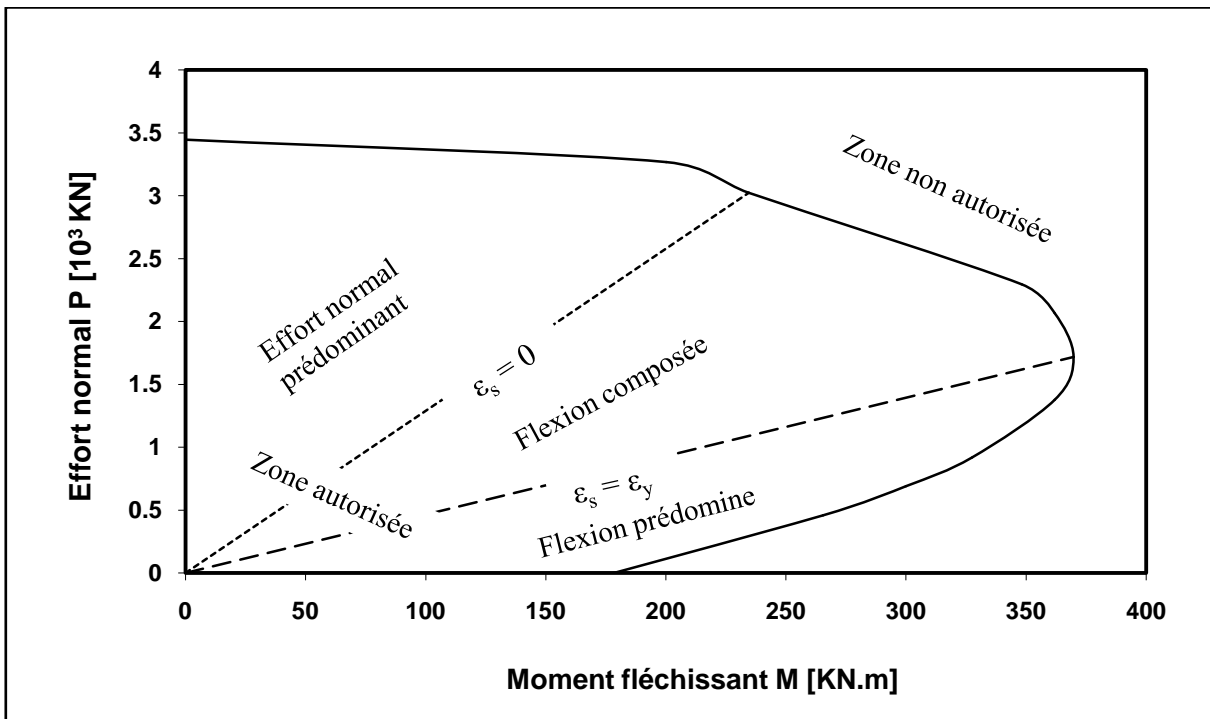


Figure 4.7 : Diagramme d'interaction avec les zones de stabilité

A partir aux droites de déformation on peut définir trois zones au comportement différent :

- Zone de la flexion prédomine : se trouve entre l'axe du moment fléchissant et la droite de déformation correspond à $\varepsilon_s = \varepsilon_y$.
- Zone de la flexion composée : se trouve entre les deux droites de déformation correspond à $\varepsilon_s = \varepsilon_y$ et à $\varepsilon_s = 0$.
- Zone de l'effort normal prédominant : se trouve entre la droite de déformation correspond à $\varepsilon_s = 0$ et l'axe de l'effort normal.

4.5. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUE D'APRES LE CODE ACI 318-08

Avant d'exposé la méthode de la stabilité, le code ACI 318-08 [1], définit les rigidités des sections, le rayon de giration, la longueur libre, la longueur utile, et l'élanement.

4.5.1. Rigidités des sections

La charge axiale modérée P_u , les moments modérés aux extrémités M_1 et M_2 d'un poteau, et les déformations latéraux relatifs Δ_0 d'un étage seront calculés en utilisant une analyse élastique de premier ordre d'un portique, en tenant compte les rigidités des sections fissurées (EI). Le tableau 4.1 récapitule les différentes rigidités des sections fissurées préconisées par le code ACI 318-08 [1]. A l'état limite de service ces rigidités sont majorées par 1.43.

Tableau 4.1. Propriétés des sections pour l'analyse des portiques

	Module d'élasticité	Moment d'inertie	Surface
Poutres	E_c	$0,35I_g$	$1,0A_g$
Poteaux		$0,70I_g$	

4.5.2. Rayon de giration

En général, le rayon de giration r , est exprimé par la formule suivante :

$$r = \sqrt{\frac{I_g}{A_g}} \quad (4.20)$$

où I_g : moment d'inertie de la section transversale du béton.

A_g : section brute du béton, ($A_g = bxh$)

En particulier, r peut être pris 0,30 fois la dimension dans la direction de l'analyse pour une section rectangulaire et 0,25 fois le diamètre d'une section circulaire, comme montré dans la Figure 4.8.

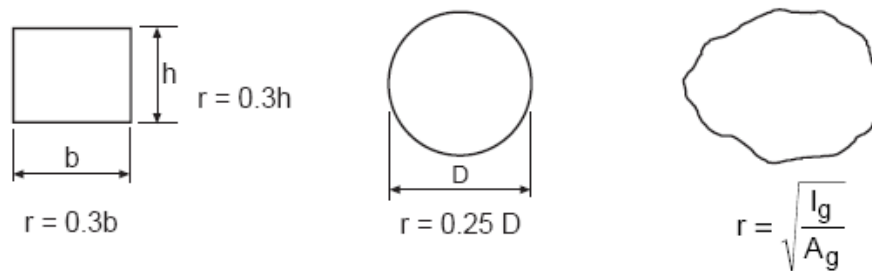


Figure 4.8 : Rayon de giration r [10]

4.5.3. Longueurs libre et utile des éléments comprimés

La longueur libre l_u d'un poteau, est la distance nette entre les appuis latéraux comme montre dans la Figure 4.9. Cette longueur (l_u) peut être différente pour le flambement de chacune des axes principaux de la section transversale du poteau.

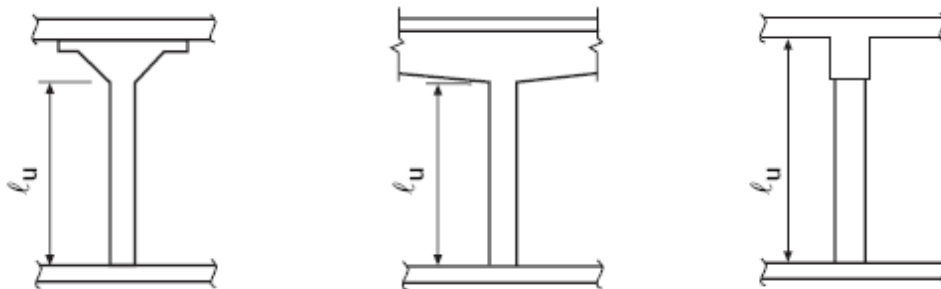


Figure 4.9 : Longueur libre, l_u

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

$$l_e = kl_u \tag{4.21}$$

k : coefficient dépend de l'état de liaison des extrémités du poteau défini dans la Figure 4.10.

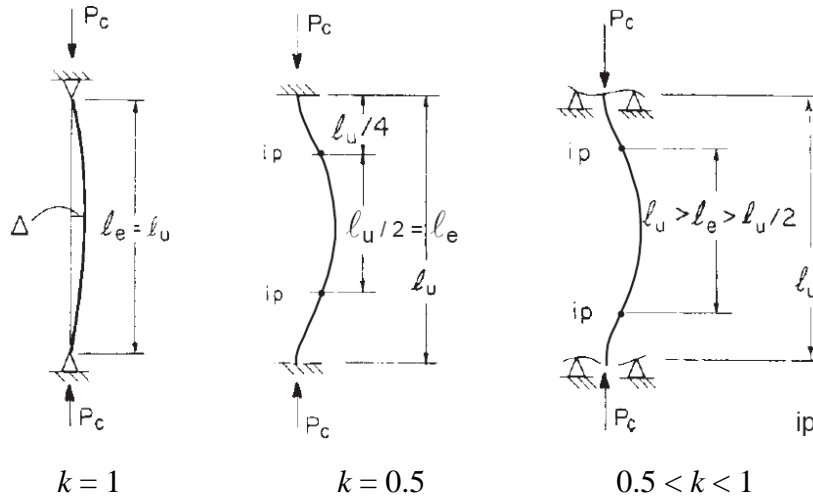


Figure 4.10 : Longueur utile, l_e (nœuds fixes) [10]

Pour des éléments comprimés dans un portique à nœuds fixes, cette longueur est comprise entre $l_u/2$ et l_u .

Dans le cas général d'un portique à nœuds fixes, d'après le code ACI 318-08 [1], le facteur k est déterminé par :

$$k = \min \left((0,7 + 0,05(\psi_A + \psi_B)), (k = (0,85 + 0,05\psi_{\min})) \right) \leq 1 \tag{4.22}$$

où : ψ_A et ψ_B sont des coefficients en pied et en tête du poteau déterminés par :

$$\psi_A = \frac{\sum \frac{E_A I_A}{l_{cA}} (\text{Poteaux})}{\sum \frac{E_A I_A}{I_A} (\text{Poutres})}, \quad \psi_B = \frac{\sum \frac{E_B I_B}{l_{cB}} (\text{Poteaux})}{\sum \frac{E_B I_B}{I_B} (\text{Poutres})} \tag{4.23}$$

avec : $\psi_{\min} = \min(\psi_A, \psi_B)$

4.5.4. L'élancement

L'élancement géométrique d'un poteau selon ACI 318-08 [1] est exprimé par la relation suivante :

$$\lambda = \frac{k l_u}{r} \quad (4.24)$$

Dans les structures à nœuds fixes, d'après le code ACI 318-08 [1], l'élancement normalisé λ_n est exprimé par :

$$\lambda_n = \left(34 - 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \right) \quad (4.25)$$

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

avec : M_1, M_2 , moments du premier ordre des extrémités d'un poteau (Figure 4.11).

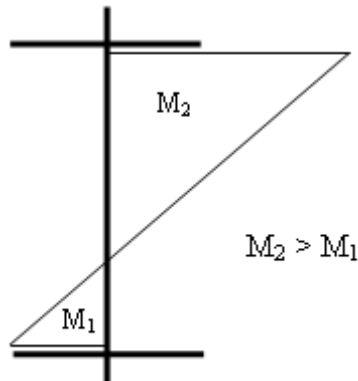
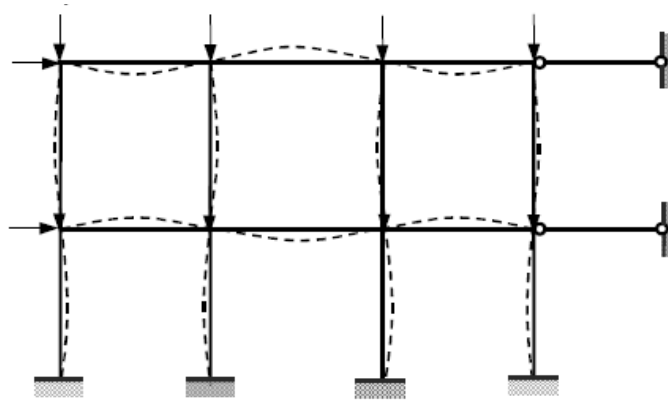


Figure 4.11 : Moments M_1 et M_2 du premier ordre dans les extrémités d'un poteau

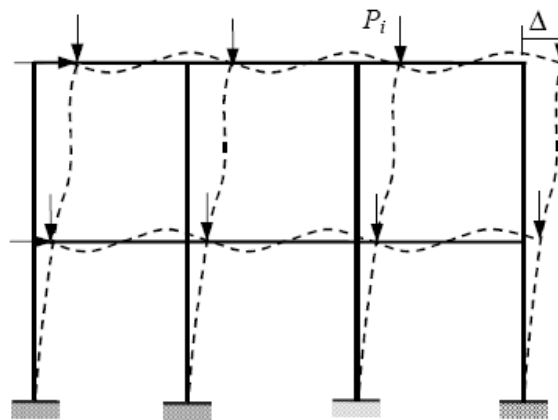
4.6. METHODE D'EVALUATION DE LA STABILITE

4.6.1. Critère d'un portique a nœuds fixes.

Un portique est rarement considéré parfaitement contreventé, il donc nécessaire de déterminer à l'avance si les contreventements assurés par les voiles de cisaillement ou d'autres éléments suffisant pour empêcher le déplacement latéral du portique [28].



(a) Nœuds fixes



(b) Nœuds déplaçables

Figure 4.12 : Déformation du portique [12].

Le code ACI 318-08 [1], exige la vérification du critère de déplacement suivante :

$$\text{si : } Q = \frac{\sum P_u \Delta_0}{V_{us} l_c} \leq 0,05 \text{ l'étage est considéré à nœuds fixes (Figure 4.12.a)}$$

$$\text{si : } Q = \frac{\sum P_u \Delta_0}{V_{us} l_c} > 0,05 \text{ l'étage est considéré à nœuds déplaçables (Figure 4.12.b)}$$

où

Q = indice de stabilité pour un portique ;

$\sum P_u$ = charge verticale totale modérée dans un portique correspondant au cas d'un chargement latéral pour laquelle $\sum P_u$ 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 .

4.6.2. Limites d'application de la méthode

L'organigramme illustré dans la Figure 4.13, explique clairement les limites d'application de la méthode approximative d'amplification des moments adoptée par le code ACI 318-08 [1], soit pour les poteaux à nœuds déplaçables ou non. Notre étude sera articulée uniquement pour les poteaux des portiques à nœuds fixes.

1. Pour les faibles valeurs de l'élançement où $\lambda = (kl_u/r) \leq (34 - 12(M_1/M_2))$, les poteaux sont considérés comme des poteaux courts, ce cas ne sera pas considéré dans notre analyse.
2. Pour les valeurs très élevées de l'élançement où $(kl_u/r) > 100$, ce cas demande une étude de l'effet (P- Δ), où une analyse du second ordre est nécessaire, et ce cas ne fera pas l'objet de notre étude.
3. Cependant, pour des rapports modérés de l'élançement, une analyse approximative basée sur l'amplification des moments du premier ordre est recommandée, où l'élançement (kl_u/r) est compris entre $(34 - 12(M_1/M_2))$ et 100. Ce dernier cas fait l'objet de la méthode approximative et qui sera l'objet de notre analyse.

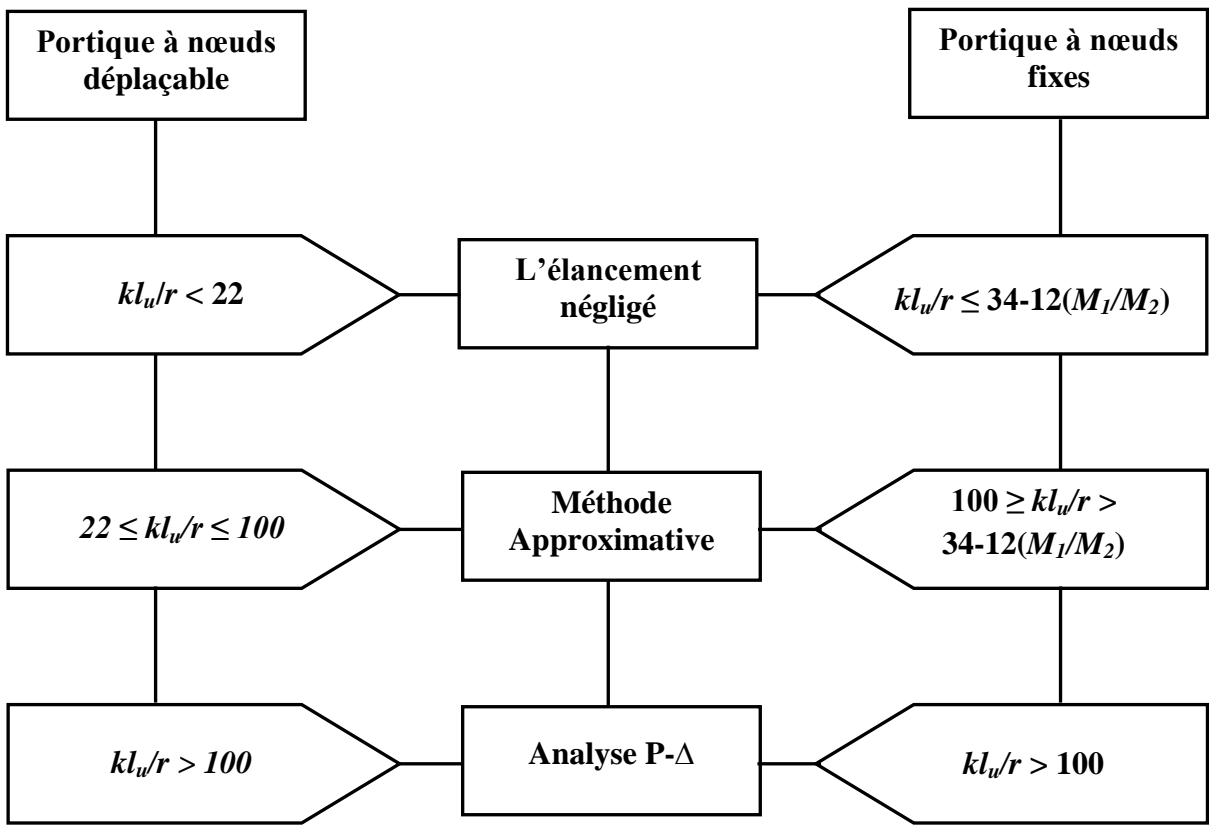


Figure 4.13 : Limite d'application de la méthode [1]

4.6.3. Procédure de la méthode d'amplification du moment

Le principe de la méthode est basé sur l'amplification de la valeur la plus élevée du moment du premier ordre (M_2) à l'extrémité du poteau par un coefficient δ_{ns} [29]. Ensuite, le poteau sera traité pour la charge axiale modérée P_u et le moment amplifié M_c , où M_c est donné par :

$$M_c = \delta_{ns} M_2 \tag{4.26}$$

où, le coefficient δ_{ns} est donné par :

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75P_c}} \geq 1,0 \tag{4.27}$$

et la charge critique P_c est exprimée par :

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(kl_u)^2} \quad (4.28)$$

Afin de tenir des effets de la fissuration, le fluage et la non-linéarité de la courbe contrainte-déformation du béton, le code ACI 318-08 [1], donne une rapproche raisonnable de rigidité (EI) comme suit :

$$EI = \frac{(0,2E_c I_g + E_s I_{se})}{1 + \beta_d} \quad (4.29)$$

ou, une autre forme simplifiée de EI est exprimée comme suit :

$$EI = \frac{0,4E_c I_g}{1 + \beta_d} \quad (4.30)$$

L'équation (4.29) représente une limite inférieure de l'intervalle de la valeur de rigidité. Cela est particulièrement valable pour les poteaux fortement armés. Cependant, l'équation (4.30) est plus simple à utiliser mais sous-estime considérablement l'effet des armatures dans les poteaux fortement armés.

Pour des portiques à nœuds fixes, β_d est défini comme suit :

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

Le terme C_m est un facteur de correction du moment équivalent. Pour des éléments sans charges transversales entre les appuis, C_m est exprimé :

$$C_m = 0,6 + 0,4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \geq 0,4 \quad (4.31)$$

Si le moment du poteau M_2 est petit ou nul, la conception d'un poteau à nœuds fixes doit être basé sur le moment minimum $M_{2,min}$ défini par :

$$M_{2,min} = P_u (15 + 0,03h) \quad (4.32)$$

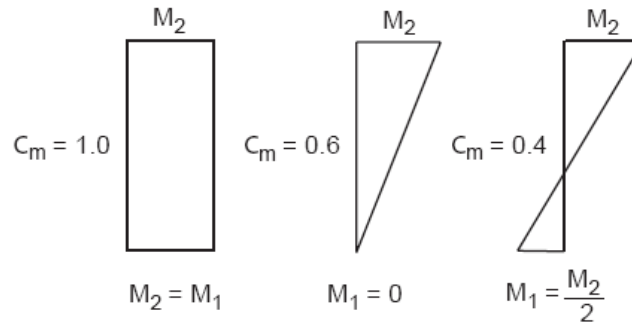


Figure 4.14 : Facteur de moment C_m [1]

Pour des éléments où $M_{2,min} > M_2$, la valeur du C_m sera pris égal à 1.0, ou calculé par l'équation (4.31) en utilisant le rapport des moments calculés réels M_1 et M_2 .

4.7. CONDITION DE STABILITE

Afin de vérifier l'état de stabilité d'un poteau, on examine l'emplacement du couple critique (P_u, M_c) par rapport au diagramme d'interaction P-M.

- 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 la stabilité du poteau est assurée.
- 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 la stabilité du poteau n'est pas vérifiée et on doit redimensionner le poteau, et on refait l'analyse de nouveau.

4.8. RESUME DE LA METHODE D'ANALYSE DE LA STABILITE

Pour l'analyse de la stabilité d'une structure à contreventement mixte (voiles + portiques) en béton armé, on suivre la démarche illustrée dans l'organigramme schématisé dans la Figure 4.15.

Les étapes nécessaires de l'analyse sont résumées de la manière suivante :

1^{er} étape : Dimensionnement de la structure.

1- Les données initiales de la structure à considérées sont :

- Les dimensions de la construction choisie : L_x, L_y, H, h .
- Les dimensions des sections des éléments de la structure : poteaux, voile, poutres.
- Les caractéristiques des matériaux : f_{c28}, f_e .
- Zone sismique.
- Groupe d'usage de la structure.
- Nature du sol.

2- Calcul des efforts M, P, T à l'aide du logiciel SAP-2000.

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

Ces résultats sont conservés comme données pour l'analyse de la stabilité.

2^{ème} étape : Diagramme d'interaction.

Pour chaque section de chaque poteau, on trace le diagramme d'interaction, on suivre les étapes suivantes :

4- Calcul le centre de gravité x_g de la section transversale du poteau.

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

5- Calcul de la déformation en compression des armatures A' selon la condition suivante :

- $x_g \leq h$

$$\varepsilon'_s = 0.0035 \left(\frac{x - d'}{x} \right)$$

- $x_g > h$

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

6- Calcul de la déformation en traction ou en compression des armatures A selon la condition suivante :

- $x_g \leq h$

$$\varepsilon_s = 0.0035 \left(\frac{d - x}{x} \right)$$

- $x_g > h$

$$\varepsilon_s = 0.002 \frac{7(x - d)}{(7x - 3h)}$$

7- Calcul de la contrainte à la compression des armatures comprimées A'

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

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

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

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

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

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

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

- $\varepsilon_s > \varepsilon_{su}$

$$\sigma_s = E \varepsilon_s$$

9- A partir de ces contraintes, on formule les expressions de P et M comme suit

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

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

10- On trace la courbe d'interaction en utilisant les équations d'équilibres précédentes P et M

11- On schématise 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 fixes et limite d'application.

12- Vérification du critère de déplacement :

Si : $Q = \frac{\sum P_u \Delta_0}{V_{us} l_c} \leq 0,05$ le portique est considéré à nœuds fixes

Si : $Q = \frac{\sum P_u \Delta_0}{V_{us} l_c} > 0,05$ le portique est considéré à nœuds déplaçables

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

- Déterminer les facteurs du poteau $\psi_A, \psi_B, \psi_{min}$:

$$\psi_A = \frac{\sum \frac{E_A I_A}{l_{cA}} (Poteaux)}{\sum \frac{E_A I_A}{I_A} (Poutres)}$$

$$\psi_B = \frac{\sum \frac{E_B I_B}{l_{cB}} (Poteaux)}{\sum \frac{E_B I_B}{I_B} (Poutres)}$$

$$\psi_{min} = \min (\psi_A, \psi_B)$$

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

$$k = \min \begin{cases} 0.7 + 0.05 (\psi_A + \psi_B) \leq 1 \\ 0.85 + 0.05 \psi_{min} \leq 1 \end{cases}$$

- Déterminer le rayon de giration r :

$$r = \sqrt{\frac{I_g}{A_g}}$$

- Déterminer l'élançement géométrique λ :

$$\lambda = kl_u / r$$

Si $\lambda \leq 34-12(M_1, M_2)$ ou $\lambda > 100$ \longrightarrow la méthode d'analyse n'est pas applicable

Si $100 \geq \lambda > 34-12(M_1, M_2)$ \longrightarrow la méthode d'analyse est applicable

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

14- Calcul le rapport β_d :

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

15- Calcul de la rigidité flexionnel EI :

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

16- Calcul de la charge critique P_c :

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(kl_u)^2}$$

17- Déterminer le facteur du moment C_m :

$$C_m = 0,6 + 0,4 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \geq 0,4$$

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

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75P_c}} \geq 1$$

19- Calcul du moment minimum $M_{2,min}$:

$$M_{2,min} = P_u (15 + 0,03h)$$

20- Déterminer le moment M_2^* :

$$M_2^* = \max(M_{min}, M_2)$$

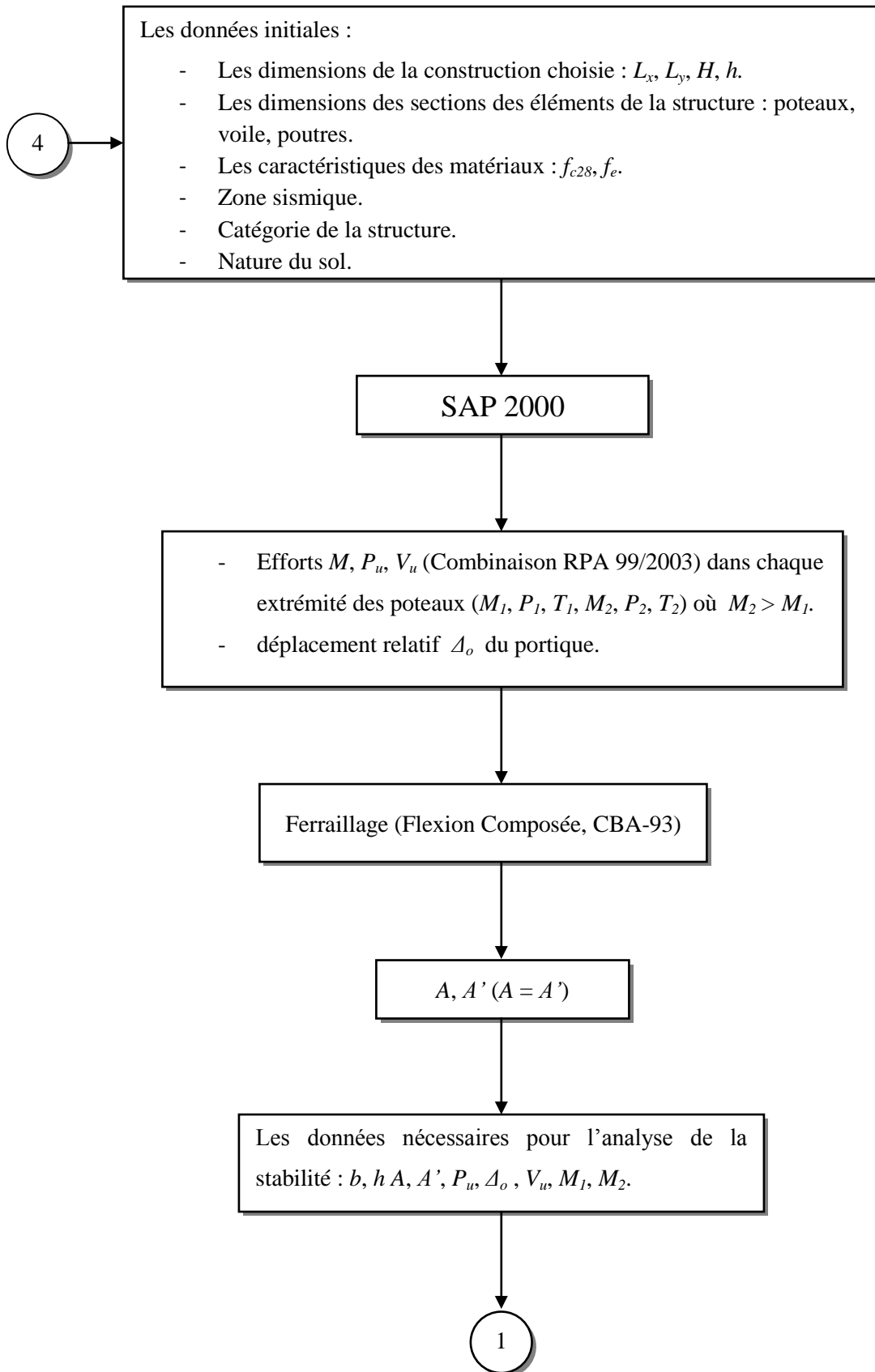
21- Déterminer le moment M_c :

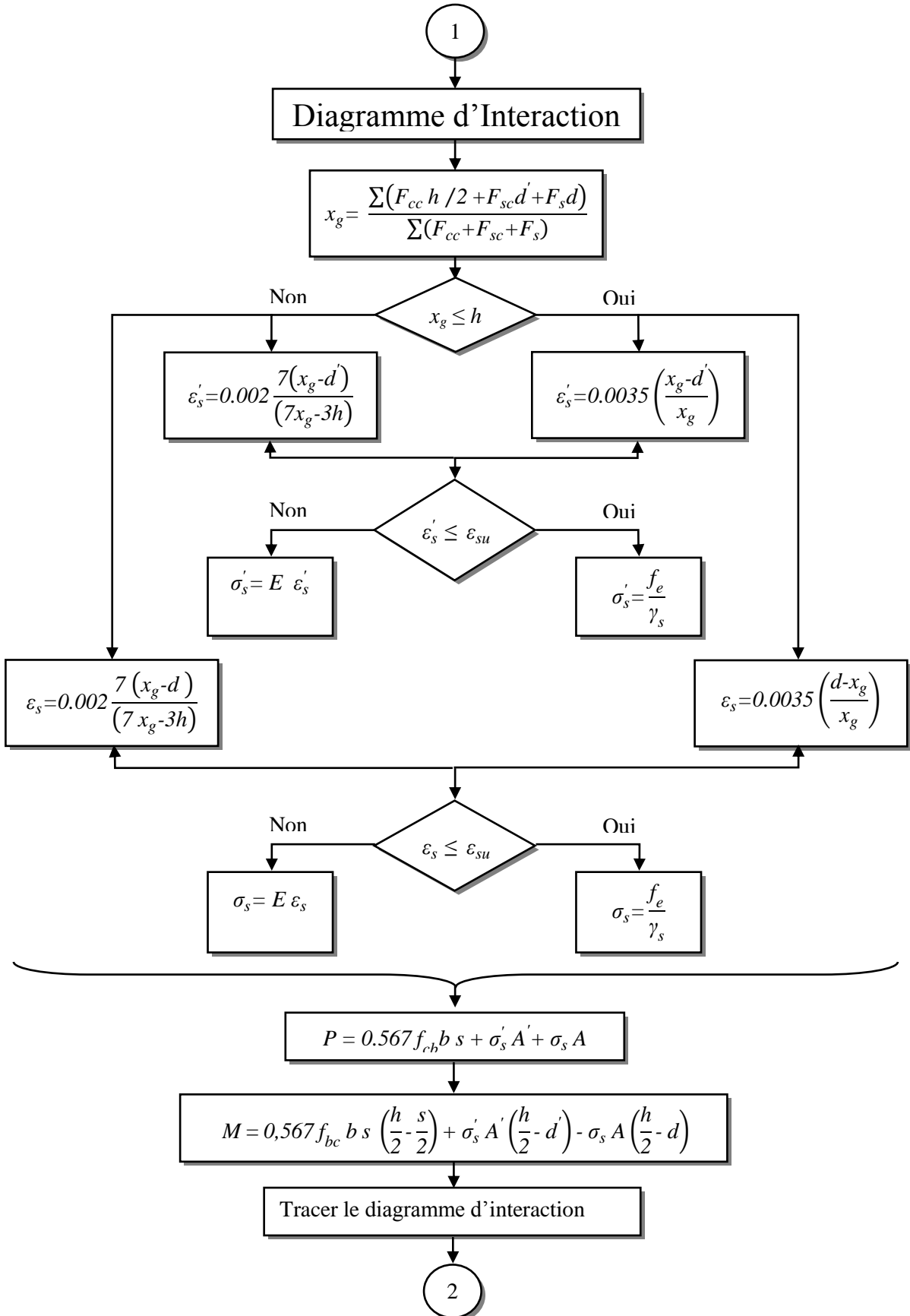
$$M_c = \delta_{ns} \times M_2^*$$

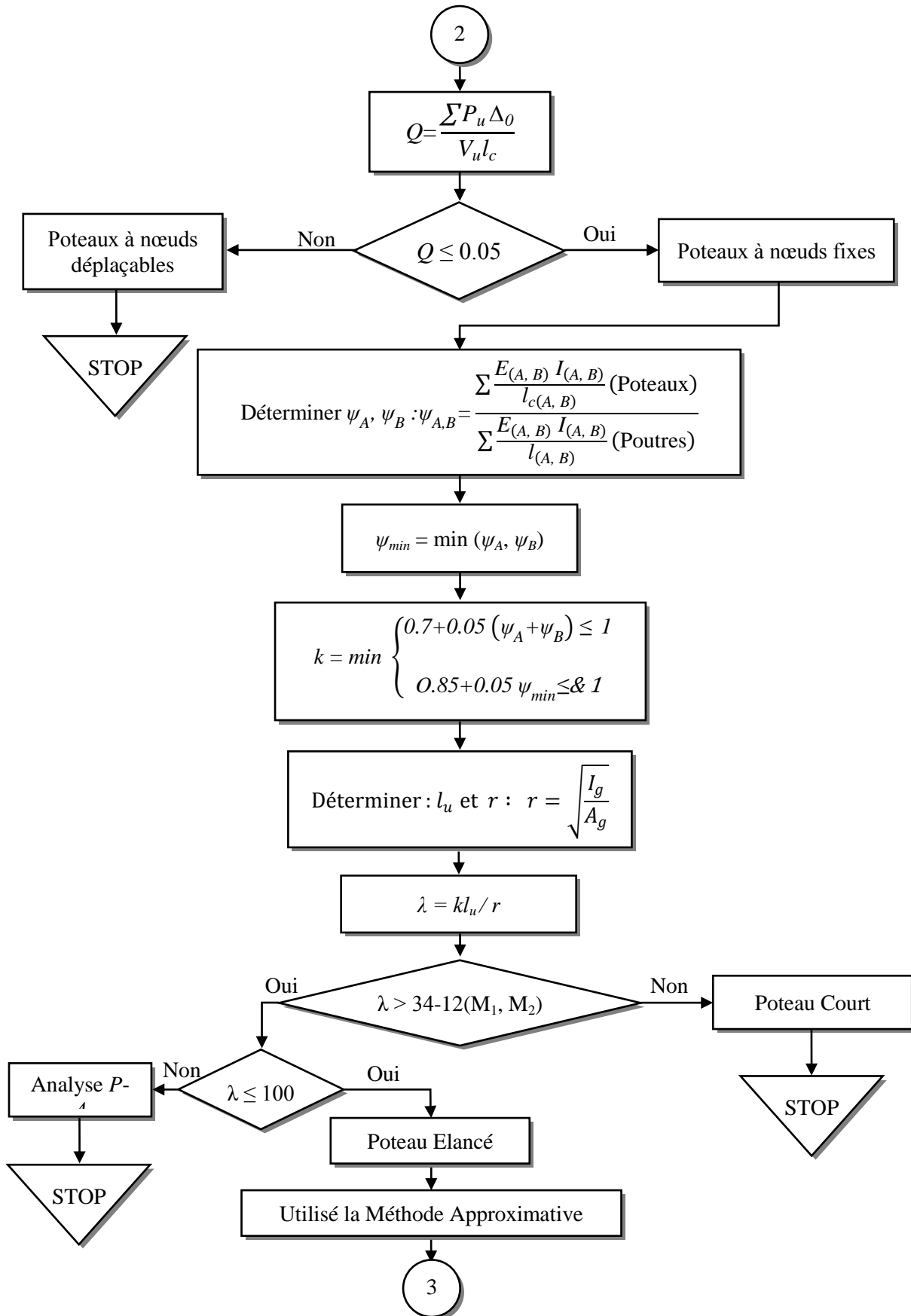
5^{ème} étape : Vérification des conditions de la stabilité

22- Vérifier l'emplacement du couple critique (P_u, M_c) dans le 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), dans ce cas la stabilité du poteau est assurée.
- Si le point (P_u, M_c) se trouve à l'extérieur du diagramme d'interaction ($M-P$) (la zone non autorisée), dans ce cas la stabilité du poteau n'est pas vérifiée et on doit redimensionner le poteau, et on refait l'analyse.







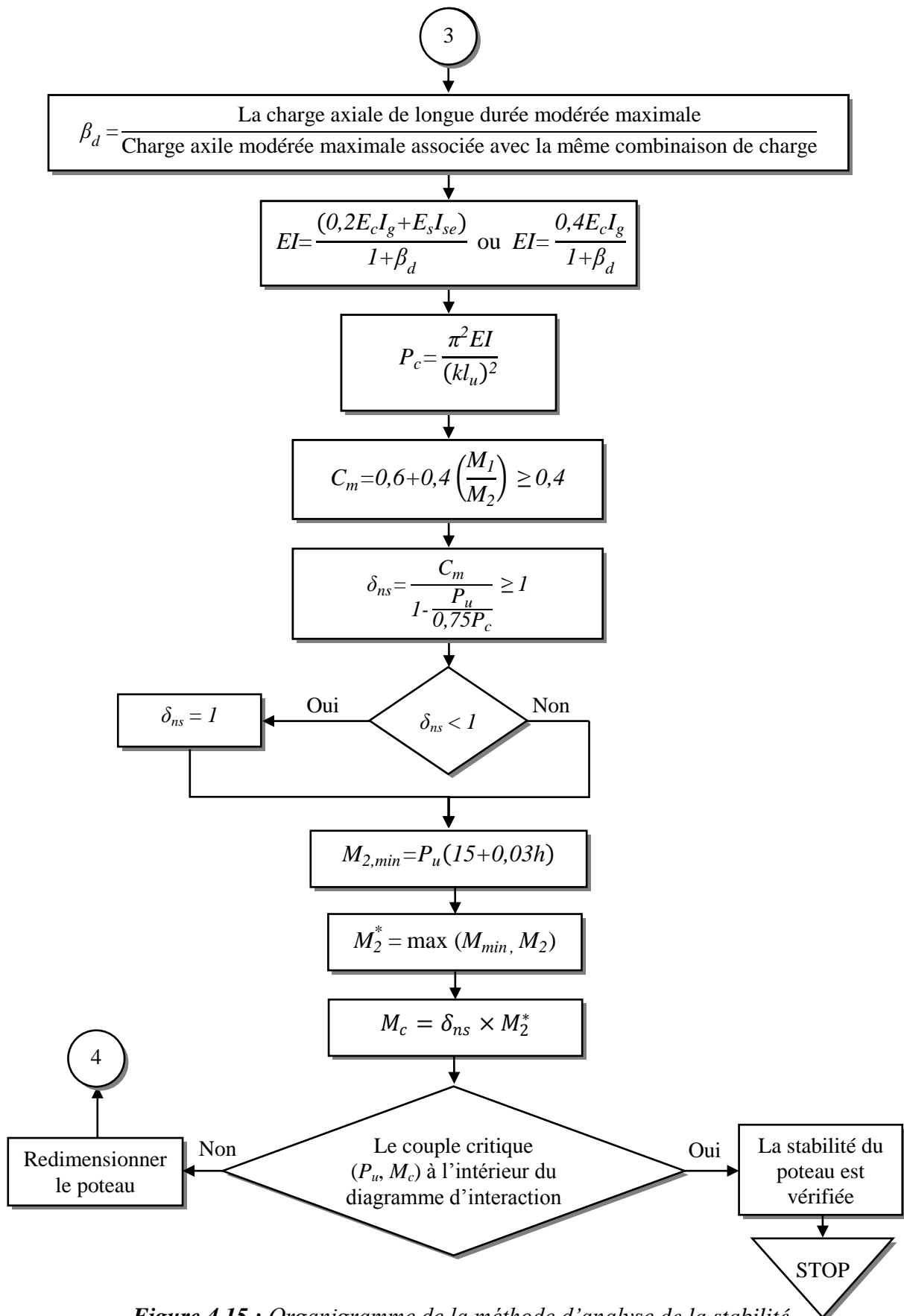


Figure 4.15 : Organigramme de la méthode d'analyse de la stabilité

4.9. CONCLUSION

Le développement de la méthode d'amplification du moment donnée par le code ACI 318-08 nous a permis d'obtenir les conclusions suivantes :

- L'évaluation de la stabilité des poteaux en béton armé permet de prendre en compte les effets de la fissuration, du fluage et de la non-linéarité de la courbe contrainte-déformation du béton.
- Cette méthode est réservée seulement pour les structures à nœuds fixes et dans le cas où l'élancement géométrique (kl_u/r) est compris entre $(34 - 12(M_1/M_2))$ et 100.
- La méthode est une approche efficace pour compenser les effets du deuxième ordre par l'amplification de la valeur la plus élevée du moment du premier ordre (M_2) à l'extrémité du poteau par un coefficient δ_{ns} .
- Le traçage de la courbe d'interaction est nécessaire pour connaître l'état stable ou instable d'un poteau.

Le chapitre suivant est consacré à l'analyse de la stabilité des poteaux en béton armé, en utilisant la méthode décrite dans ce chapitre.

CHAPITRE 5
ANALYSE DE LA STABILITE
DES POTEAUX DES STRUCTURES
A CONTREVENTEMENT MIXTE

5.1. GENERALITES

L'objectif principal d'un système structural utilisé dans la construction est de supporter les charges verticales, et les forces horizontales dues au séisme ou au vent. Lorsqu'un bâtiment est plus grand, les effets des forces horizontales seront plus importants, et par conséquent le système de contreventement devrait être très fiable. Actuellement, trois types de système de contreventement des structures sont utilisés en l'occurrence, les systèmes qui se composent uniquement des portiques auto-stables, qui supportent les charges verticales et horizontales. Ce type des structures est implanté généralement dans les zones de faible sismicité. Parfois des exigences fonctionnelles dans les zones de forte sismicité et de hauteur très élevée, permettent l'utilisation uniquement des voiles porteurs. Cependant, en pratique aujourd'hui, le type de contreventement qui rassemble les deux systèmes précédents, connu sous le nom de contreventement mixte, hybride, ou structure voiles-portiques. Dans ce cas, les portiques seront en interaction avec les voiles pour fournir la résistance nécessaire aux forces horizontales, tandis que chaque système comporte sa part approprié de la charge de gravité. Dans ce cas, les portiques sont considérés généralement avec des nœuds non déplaçables. Les poteaux de ce type de structures font l'objet de l'analyse de la stabilité dans ce chapitre, où un ensemble de cinq bâtiments de différents niveaux ($n = 1, 5, 10, 15$ et 20) sera examiné.

5.2. IDENTIFICATION DES BATIMENTS TRAITES

Les structures sélectionnées pour l'analyse de la stabilité des poteaux des structures mixtes (voile-portique) en béton armé, possèdent tous les critères recommandés par le règlement parasismique Algérien RPA-99 version 2003 [3]. Elles seront composées de un (1), cinq (5), dix (10), quinze (15) et vingt (20) niveaux (Figure 5.1, 5.2, 5.3, 5.4 et 5.5). Le calcul des efforts interne est réalisé à l'aide du logiciel SAP 2000 [30]. Ensuite, le ferrailage aux états limites est déterminé selon le code de béton Algérien CBA-93[24]. Pour cette partie, on a établi une feuille d'Excel pour le calcul du ferrailage. Les caractéristiques des matériaux initialement considérés sont, 30 MPa pour la résistance à la compression du béton f_{c28} , et 400 MPa pour la limite d'élasticité les armatures f_e .

Structure n = 1 (ST1) :

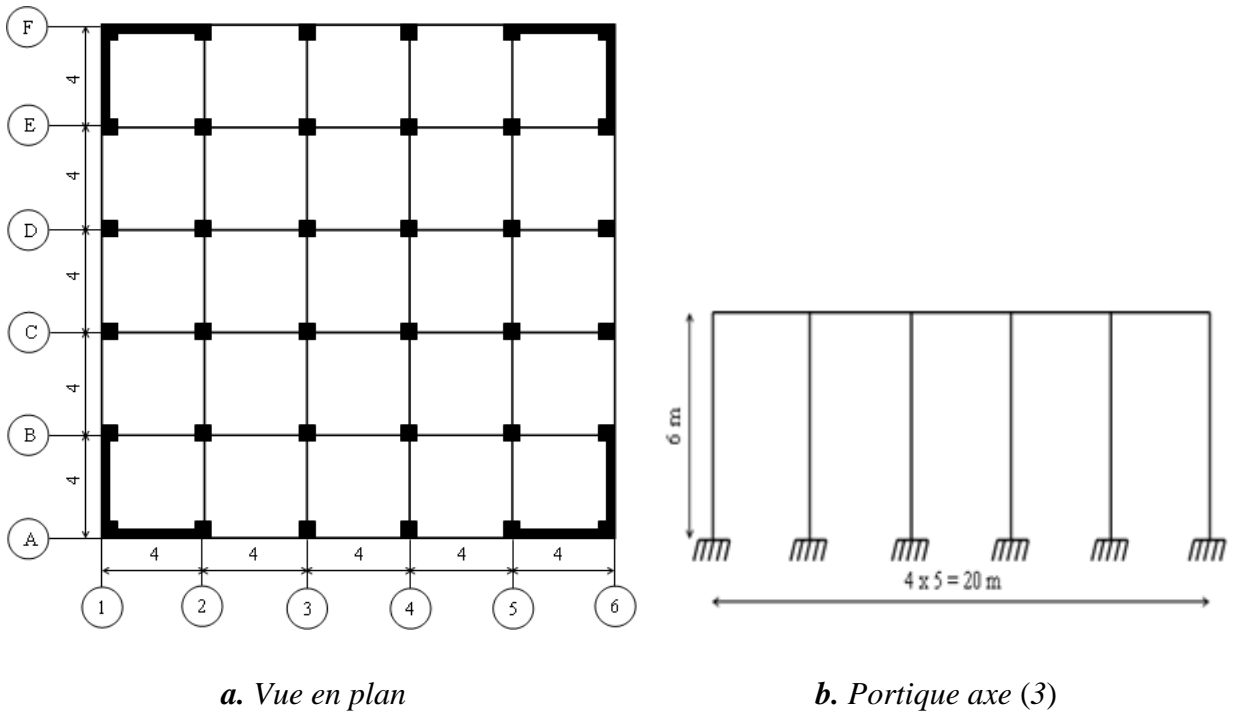


Figure 5.1 : Les données de la structure n=1 (ST1)

Tableau 5.1 : les données géométrique des éléments de la structure n=1 (ST1).

	Dimensions (bxh)
Poteaux	40x40 cm ²
Voiles	e = 20 cm
Poutres	30x35 cm ²

Structure n = 5 (ST2) :

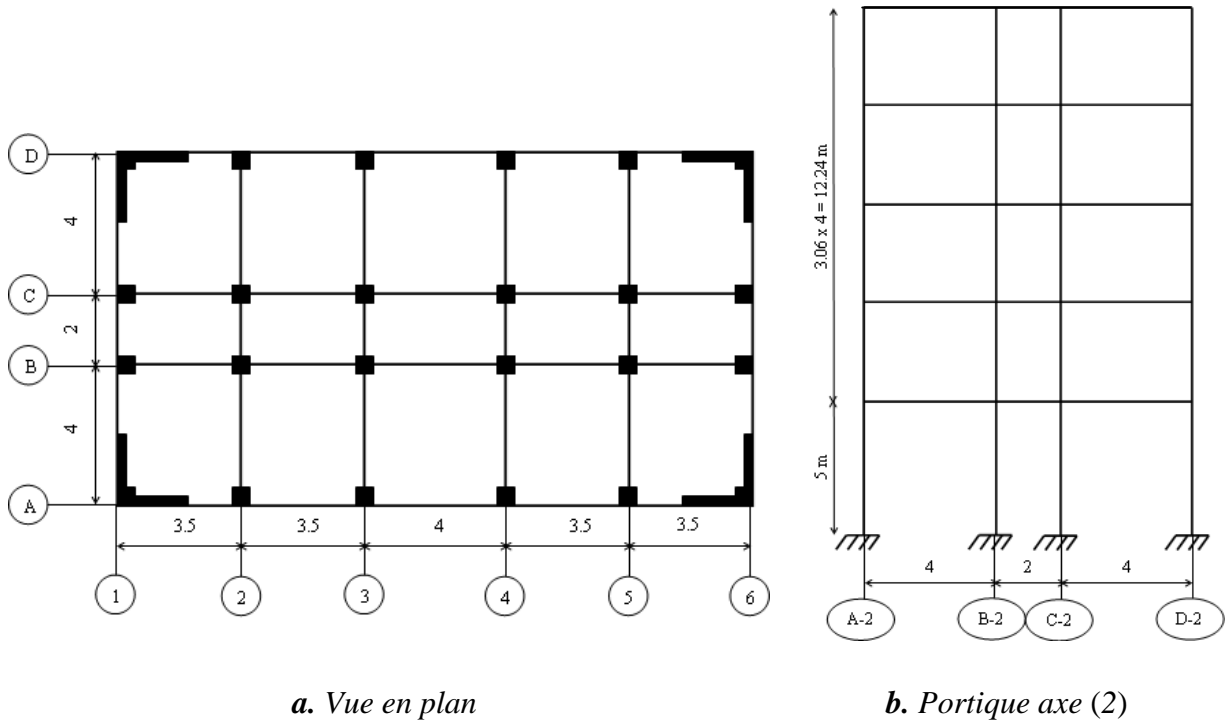


Figure 5.2 : Les données de la structure n=5 (ST2)

Tableau 5.2 : les données géométrique des éléments de la structure n=5 (ST2)

	Niveaux	Dimensions (bxh)
Poteaux	1, 2	40x40 cm ²
	3, 4, 5	35x35 cm ²
Voiles	Tous les niveaux	e = 20 cm
Poutres	Tous les niveaux	30x35 cm ²

Structure n = 10 (ST3) :

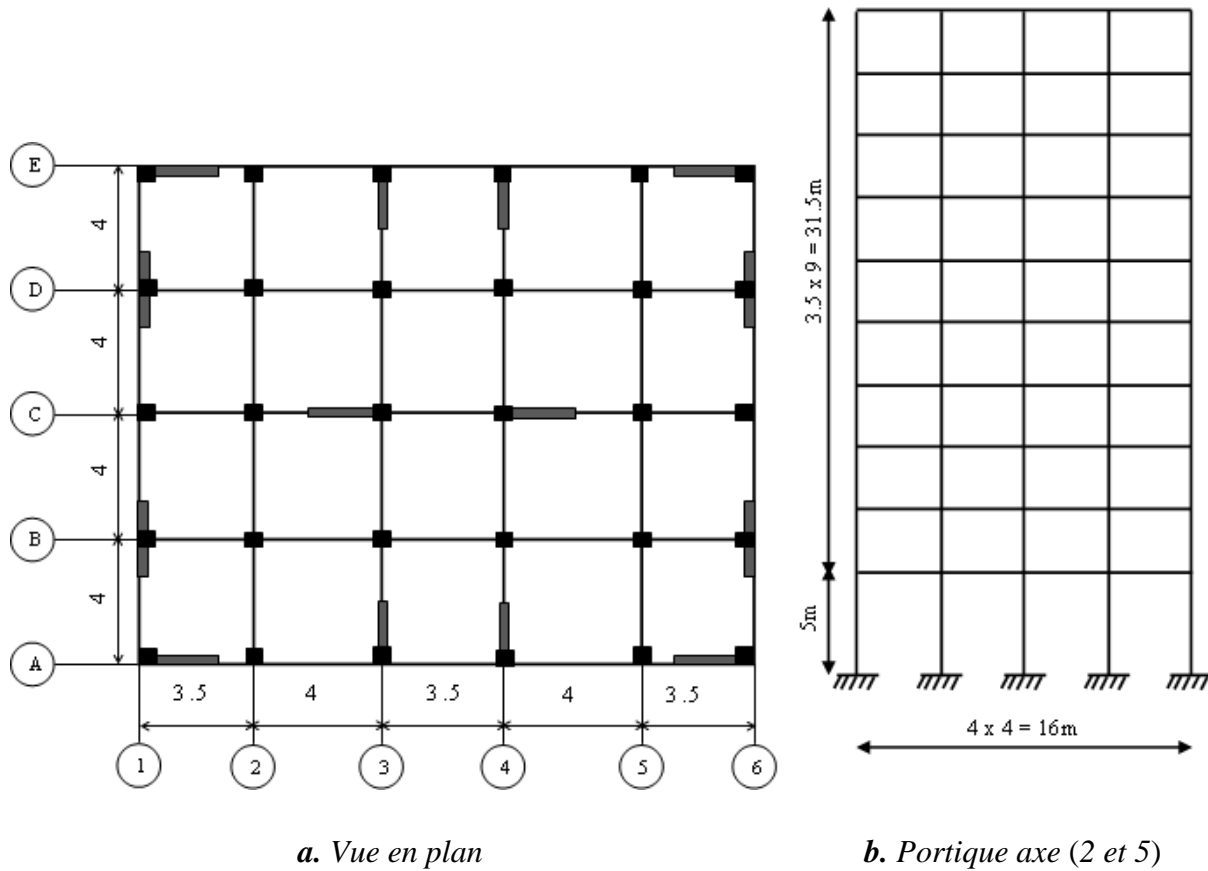


Figure 5.3 : Les données de la structure n=10 (ST3)

Tableau 5.3 : les données géométrique des éléments de la structure n=10 (ST3).

	Niveaux	Dimensions (bxh)
Poteaux	1, 2, 3	45x45 cm ²
	4, 5, 6	40x40 cm ²
	7, 8, 9, 10	35x35 cm ²
Voiles	Tous les niveaux	e = 20 cm
Poutres	Tous les niveaux	30x40 cm ²

Structure n = 15 (ST4) :

Tableau 5.4 : les données géométrique des éléments de la structure n=15 (ST4).

	Niveaux	Dimensions (bxh)
Poteaux	1, 2, 3	50x50 cm ²
	4, 5, 6	45x45 cm ²
	7, 8, 9	40x40 cm ²
	10, 11, 12	35x35 cm ²
	13, 14, 15	30x30 cm ²
Voiles	Tous les niveaux	e = 20 cm
Poutres	Tous les niveaux	30x40 cm ²

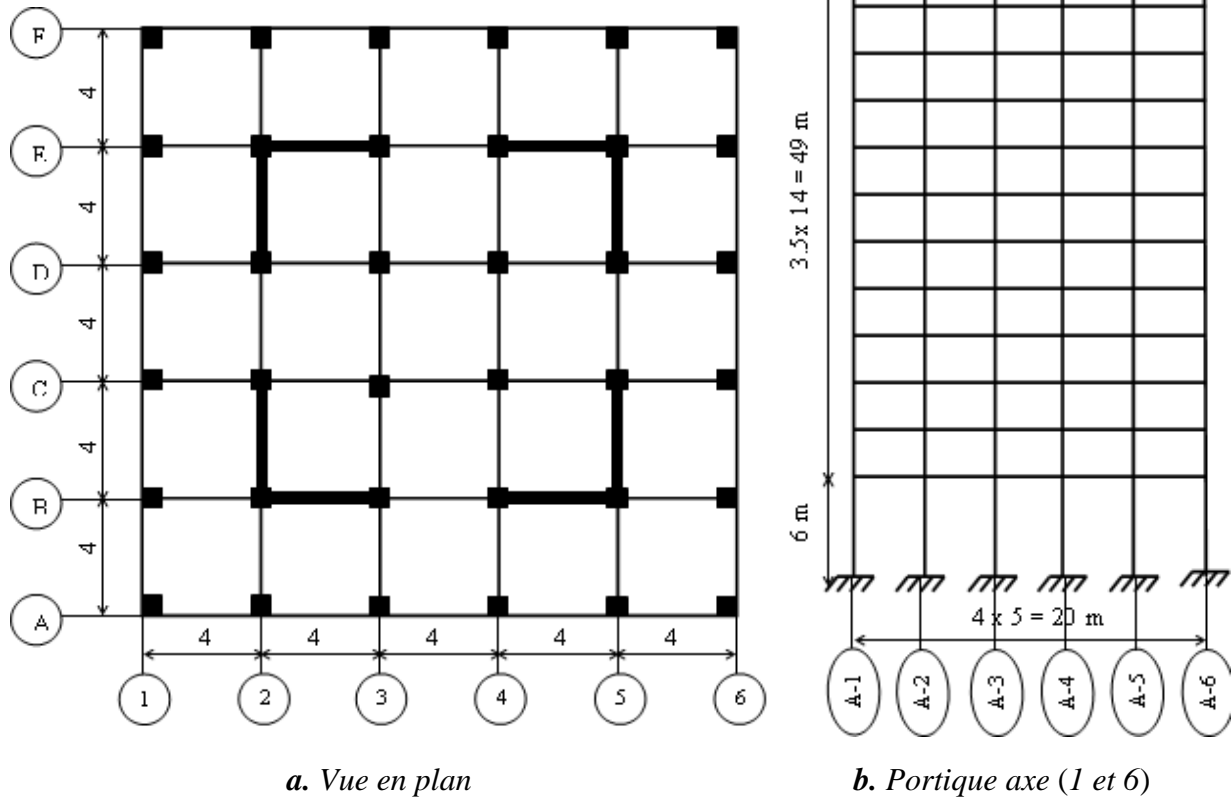
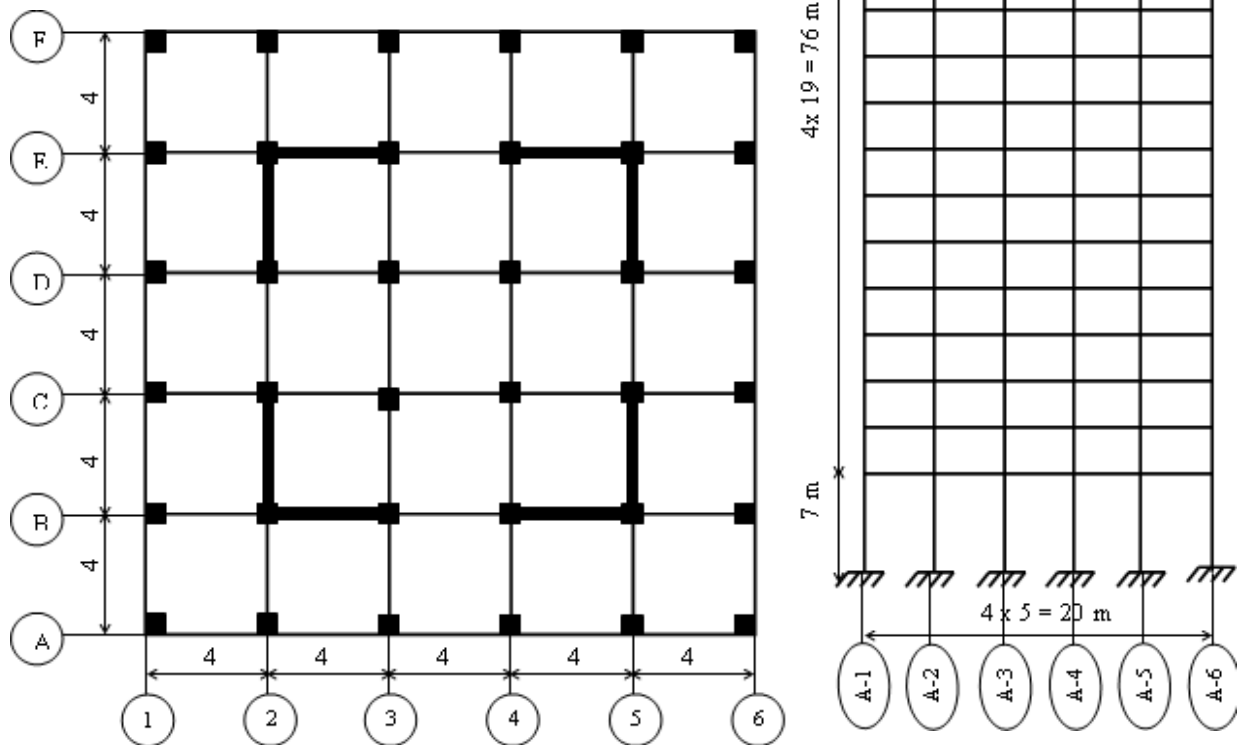


Figure 5.4 : Les données de la structure n=15(ST4)

Structure n = 20 (ST5) :

Tableau 5.5 : les données géométrique des éléments de la structure n=20 (ST5).

	Niveaux	Dimensions (bxh)
Poteaux	1, 2, 3	60x60 cm ²
	4, 5, 6	55x55 cm ²
	7, 8, 9	50x50 cm ²
	10, 11, 12	45x45 cm ²
	13, 14, 15	40x40 cm ²
	16, 17, 18	35x35 cm ²
	19, 20	30x30 cm ²
Voiles	Tous les niveaux	e = 20 cm
Poutres	Tous les niveaux	30x40 cm ²



a. Vue en plan

b. Portique axe (2 et 5)

Figure 5.5 : Les données de la structure n=20 (ST5)

5.3. L'EVOLUTION DE L'ELANCEMENT DES POTEAUX

L'étude de la stabilité de forme d'un poteau exige souvent la connaissance du type du poteau (élancé ou court), pour ce là, on compare l'élancement géométrique $\lambda = (kl_u / r)$ avec l'élancement normalisé $\lambda_n = (34-12(M_1/M_2))$ défini par le code ACI 318-08 [1].

Les Figures (5.6 à 5.10) présentent une comparaison entre l'élancement géométrique des poteaux (kl_u / r) et l'élancement normalisé ($34-12(M_1/M_2)$). Cette comparaison est illustrée pour chaque poteau considéré dans les Figures (5.1 à 5.5).

La Figure 5.6, correspondant aux poteaux B2 de la structure n = 5 (ST2), montre que, l'élancement géométrique (kl_u / r) est strictement supérieur à l'élancement limite normalisé sauf pour le deuxième niveau où l'élancement géométrique est inférieur à l'élancement normalisé, ceci est dû exactement aux dimensions élevées du poteau et la réduction de la hauteur (l_u) du deuxième étage comparativement au rez-de-chaussée.

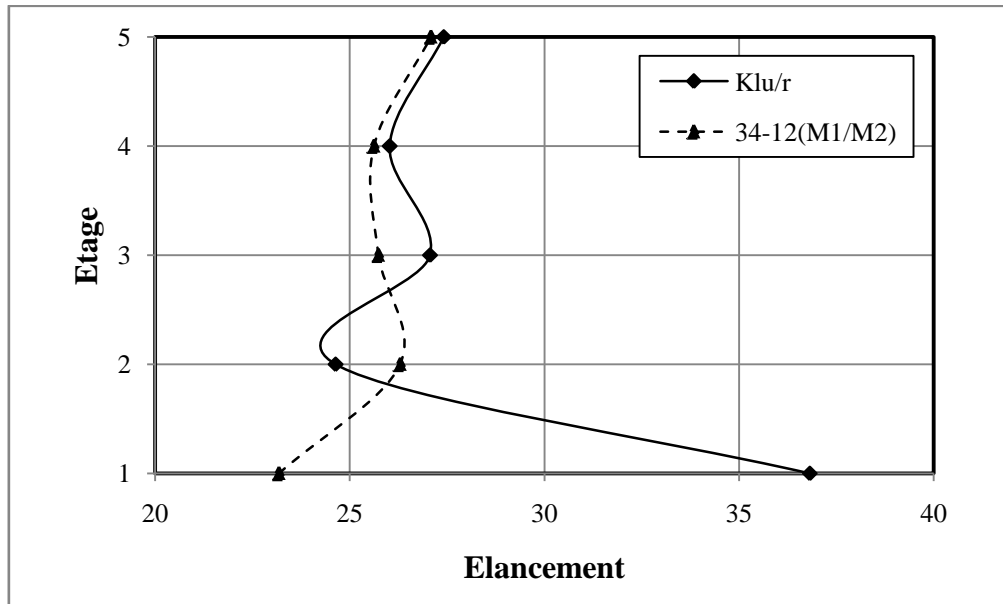


Figure 5.6 : L'évolution de l'élancement du poteau B2 de la structure n=5 (ST2) de chaque étage par rapport à l'élancement limite

D'ici, on peut dire pour la structure à cinq niveau ($n=5$), tous les poteaux sont élancés sauf le poteau de deuxième niveau qui est considéré comme un poteau court.

La même observation est à retenir pour la Figure 5.7, correspondant aux poteaux C1 de la structure $n = 10$ (ST3).

Ce constat reste valable pour les Figures 5.8 et 5.9 correspondant aux poteaux C1 de la structure $n = 15$ (ST4) et A3 de la structure $n = 20$ (ST5), on observe que l'écart entre les élancements géométrique et normalisé augmente avec le nombre d'étage. Ceci est dû au l'augmentation de l'élancement géométrique avec le nombre d'étage.

En conséquence, les poteaux de ces deux structure sont considérés comme des éléments élancés sauf pour les étages où il ya une réduction de la hauteur.

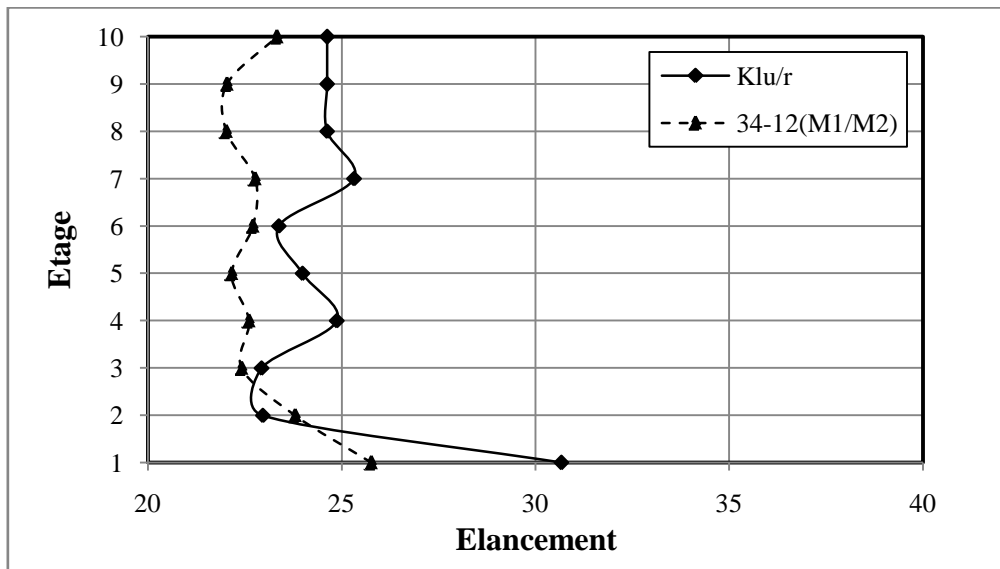


Figure 5.7 : L'évolution de l'élancement du poteau C1 de la structure $n=10$ (ST3) de chaque étage par rapport à l'élancement limite

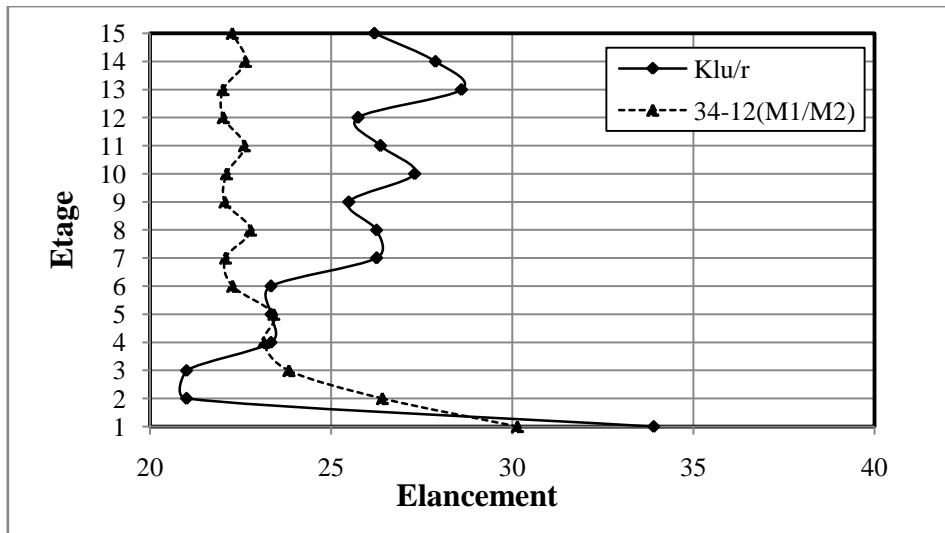


Figure 5.8: L'évolution de l'élancement du poteau C1 de la structure n=15 (ST5) de chaque étage par rapport à l'élancement limite

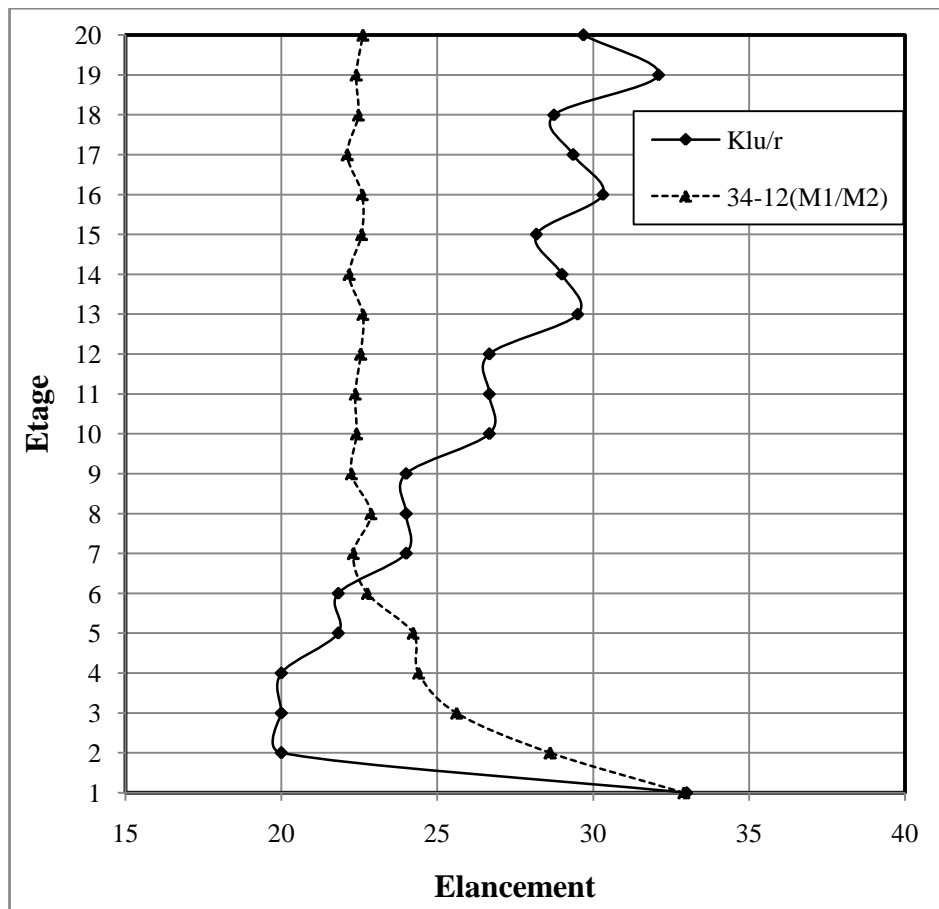


Figure 5.9 : L'évolution de l'élancement du poteau A3 de la structure n=20 (ST5) de chaque étage par rapport à l'élancement limite

Il a noté que pour la structure (n=1), on a trouvé que la valeur de l'élanement géométrique λ est strictement supérieure à la valeur de l'élanement normalisé (voir la Figure 5.10).

D'ici, on peut dire que l'élanement est largement considéré pour cette structure (n=1).

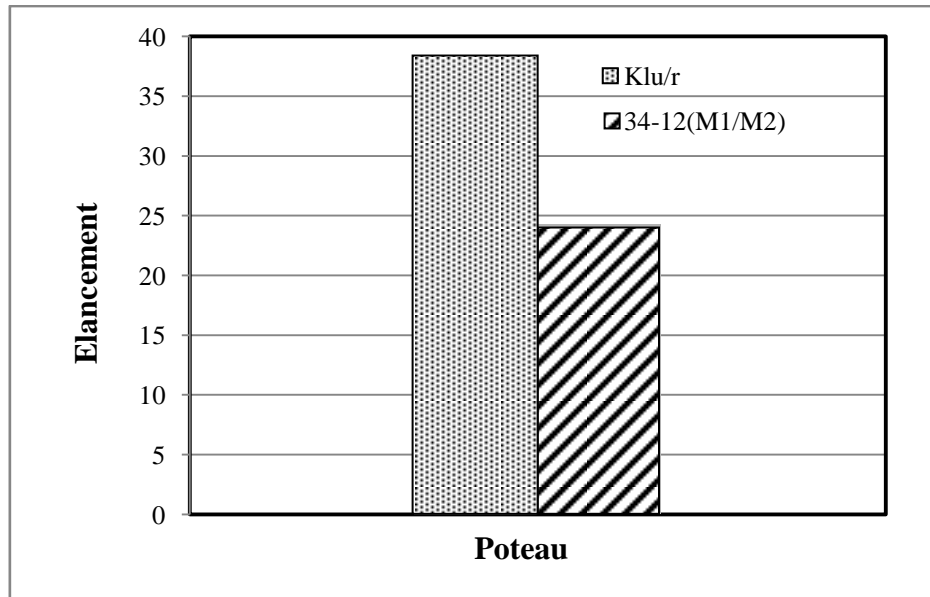


Figure 5.10 : Comparaison entre l'élanement du poteau B3 de la structure n=1 (ST1) et l'élanement limite

5.4. VARIATION DE LA CHARGE CRITIQUE DANS LES STRUCTURES

Les Figures 5.11 à 5.15 illustrent une confrontation entre les charges axiales de compression (P_u), obtenues par le calcul RDM (SAP 2000) pour chaque poteau considéré de chaque étage et de chaque structure et les valeurs correspondant des charges critiques d'Euler (P_c) données par le code ACI 318-08 [1] de la formule (4.28).

D'après la Figure 5.11, on observe que la charge axiale de compression (P_u) diminue avec les niveaux supérieurs, de même, la charge critique d'Euler diminue aussi avec les niveaux supérieurs. Pour le niveau de rez-de-chaussée, P_c présente une large diminution comparativement aux autres étages, due principalement à la hauteur élevée du poteau de rez-de-chaussée, car la charge critique d'Euler ($P_c = \pi^2 \cdot EI / (Kl_u)^2$) est inversement proportionnelle au carré de la hauteur du poteau. Dans la même figure la charge critique P_c dépasse de loin la

charge axiale dans tous les étages considérés, ce dépassement est de l'ordre de 3 à 5 fois la charge P_u .

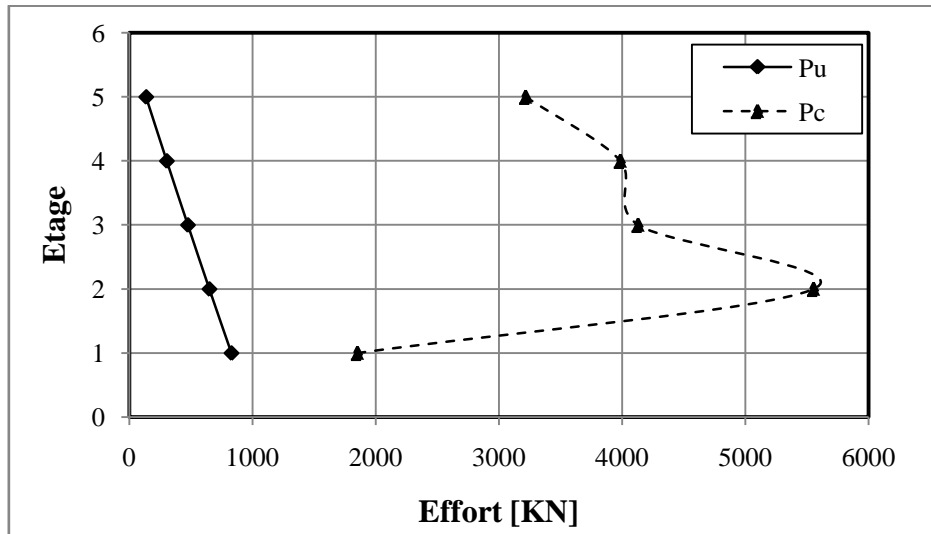


Figure 5.11 : Comparaison entre l'effort normal et la charge critique d'Euler du poteau B2 de la structure n=5 (ST2) à tous les niveaux

Ce constat, reste valable pour les Figures 5.12, 5.13 et 5.14 correspondant respectivement au poteau C1 (ST3), C1 (ST4) et A3 (ST5).

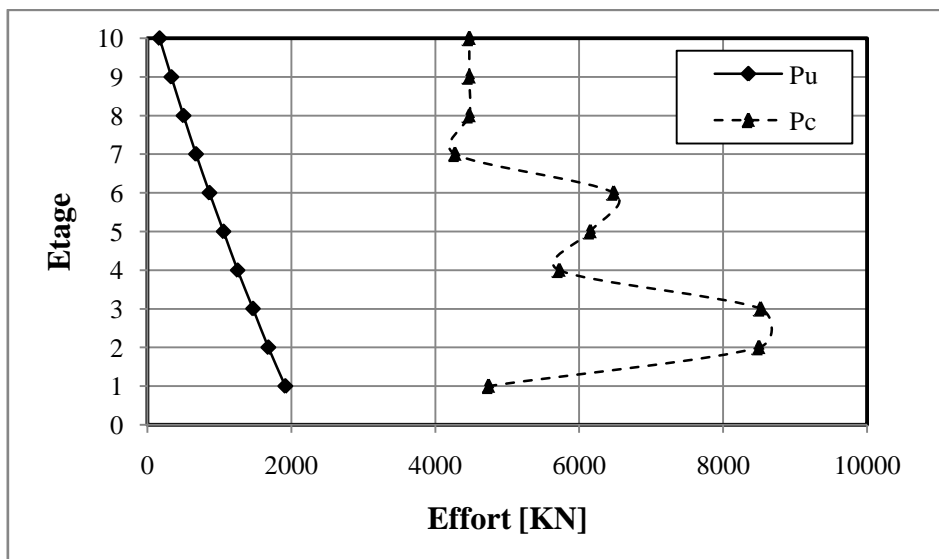


Figure 5.12 : Comparaison entre l'effort normal et la charge critique d'Euler du poteau C1 de la structure n=10 (ST3) à tous les niveaux

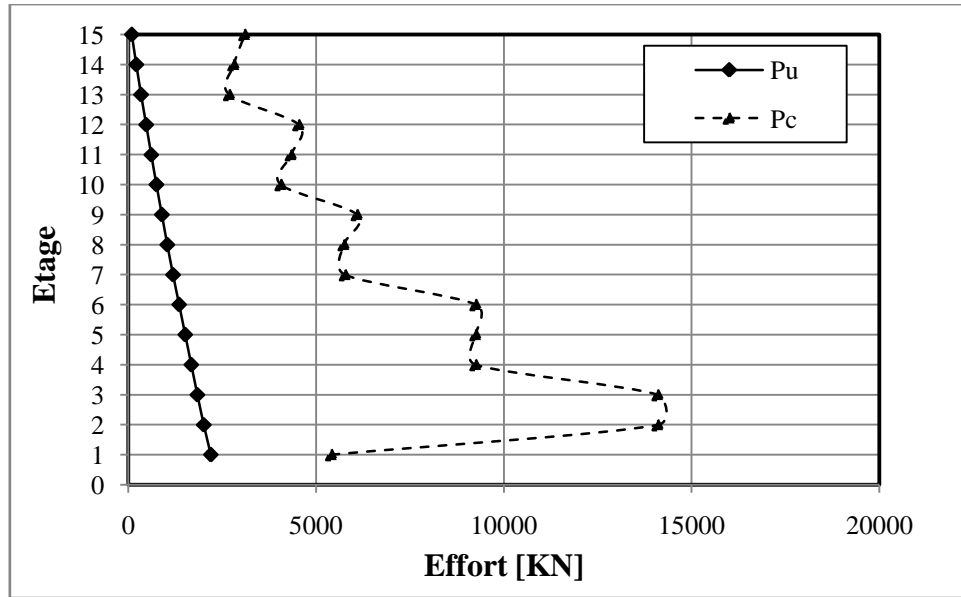


Figure 5.13 : Comparaison entre l'effort normal et la charge critique d'Euler du poteau C1 de la structure n=15 (ST4) à tous les niveaux

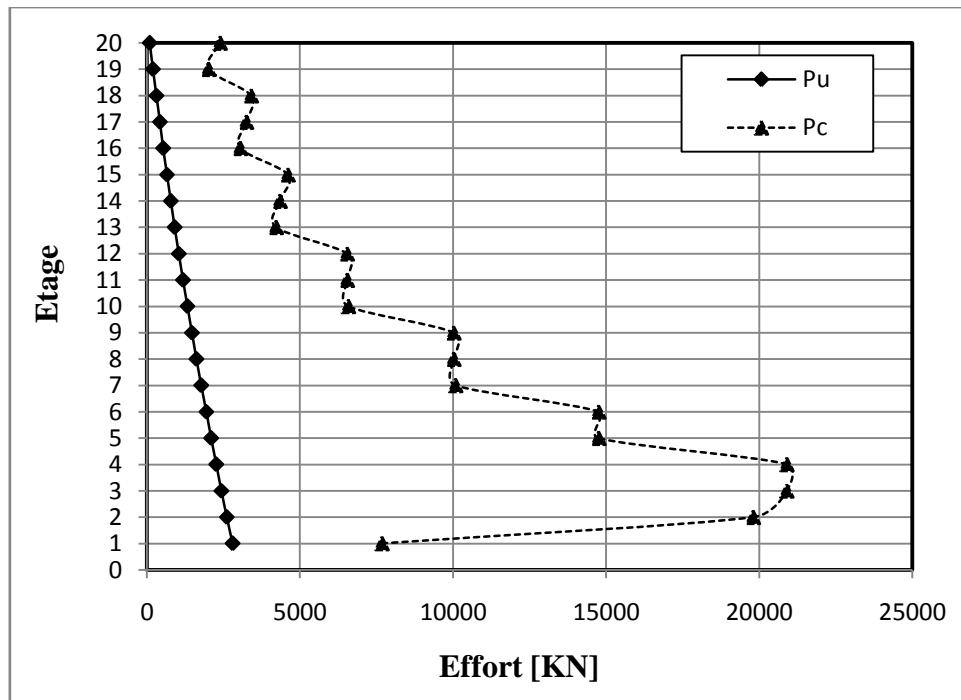


Figure 5.14 : Comparaison entre l'effort normal et la charge critique d'Euler du poteau A3 de la structure n=20 (ST5) à tous les niveaux

Enfin, pour la structure $n=1$, la valeur de la charge critique $P_c = 2358$ KN dépasse largement la valeur $P_u = 124.84$ KN (voir Figure 5.15)

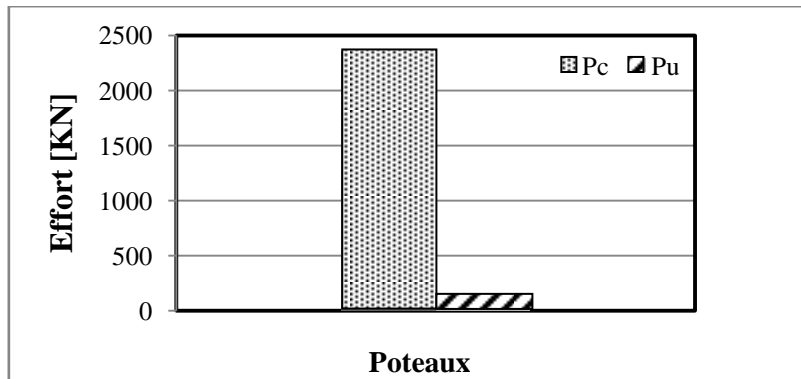


Figure 5.15 : Comparaison entre l’effort normal et la charge critique d’Euler du poteau B3 de la structure $n=1$ (ST1)

Par conséquent, la charge axiale P_u reste toujours inférieure à la charge critique d’Euler dans tous les poteaux considérés, qui est due principalement à la faible valeurs des chargements revenant aux poteaux. D’ici, l’échec des poteaux par la rupture des matériaux ne peut pas avoir lieu dans le cas de nos structures. En conséquence, dans le reste de notre analyse, on essaye d’examiner seulement l’échec des poteaux par la rupture de instabilité.

5.5. ANALYSE DE LA STABILITE DES POTEAUX

L’analyse de la stabilité des poteaux en béton armé exige le plus souvent le recours aux diagrammes d’interaction P-M pour chaque section [1]. Afin d’atteindre cette objectif pour les poteaux des structures identifiées dans le paragraphe 5.2, on représente les courbes d’interaction P-M pour les sections des poteaux les plus sollicités dans chaque niveau.

Ces diagrammes d’interaction sont tracés en utilisant la méthode décrite dans le chapitre 4. Ainsi, afin de savoir l’état stable ou instable du poteau, on représente le couple critique (M_c, P_u) défini dans le paragraphe 4.7. La nature de la stabilité du poteau est précisée à l’aide des droites de déformation (dans les cas $\epsilon_s = 0$ et $\epsilon_s = \epsilon_y$) limitant les zones de différentes cas de stabilité.

La Figure 5.16 (a – g) illustre l’état de stabilité des poteaux de la structure (ST3) identifiée dans la Figure 5.2. D’après cette figure, on constate que tous les couples critiques (M_c, P_u) de chaque poteau, (Figure 5.16a – 5.16g) sont localisés à l’intérieur des diagrammes

d'interaction, ce qui montre que ces points se trouvent dans la zone autorisée de la stabilité. Néanmoins, la nature de cette stabilité varie d'un étage à l'autre, pour les poteaux du premier étage (Figure 5.16a), cette stabilité est assurée avec effort normal de compression prédominant, dans ce cas, la section est entièrement comprimée, à cause de l'effort normal élevé appliqué aux poteaux des étages inférieurs de la structure (ST3).

Pour les étages 3 et 4 (Figure 5.16b et c), le couple (M_c , P_u) se trouve à l'intérieur du domaine limité par les deux droites de déformation correspondant à $\epsilon_s = 0$ et $\epsilon_s = \epsilon_y$, ce qui montre que les poteaux sont stables avec le cas de la flexion composée.

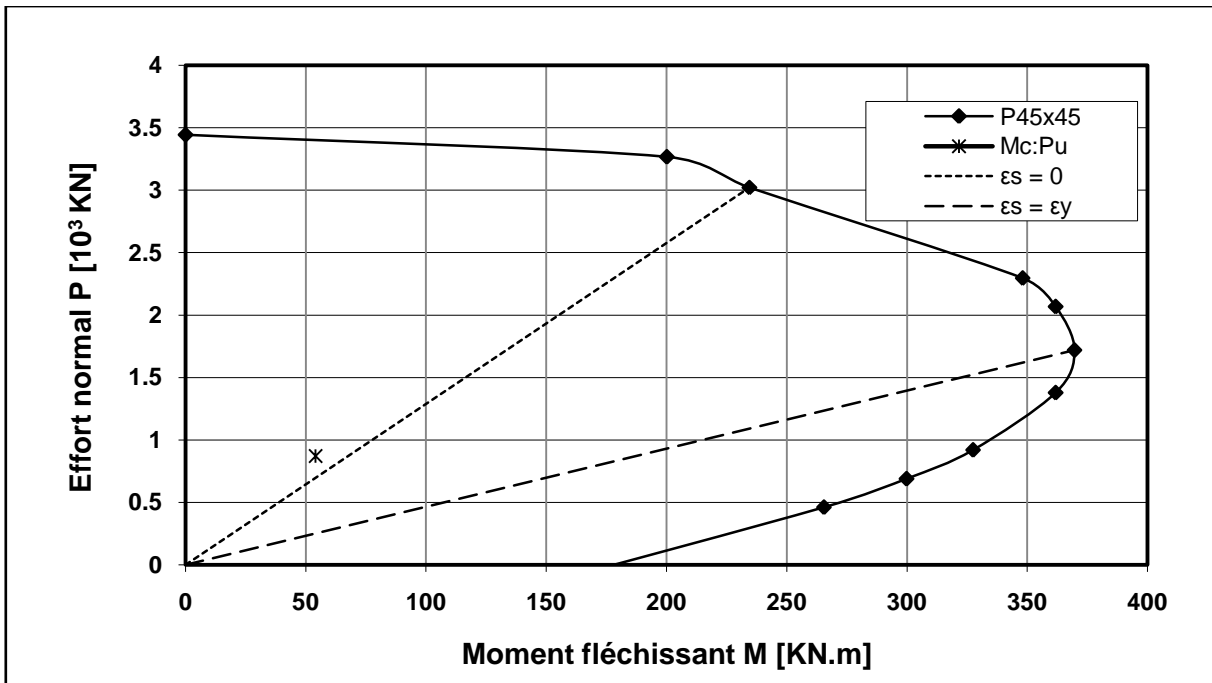
A partir de la cinquième étage, représentée par les Figures 5.16d à 5.16g, le couple critique (M_c , P_u) se situe à l'intérieur du diagramme d'interaction et au dessous de la droite de déformation $\epsilon_s = \epsilon_y$, ce qui montre que la stabilité est garantie en présence de la flexion avec un faible effort normal de compression, ceci est due exactement à la diminution de l'effort normal et aussi à la réduction dans les sections transversales des poteaux dans les étages supérieurs.

Le tableau 5.6, résume les constats illustrés ci-dessus, et distingue clairement les cas de stabilité des poteaux de la structure (n = 10).

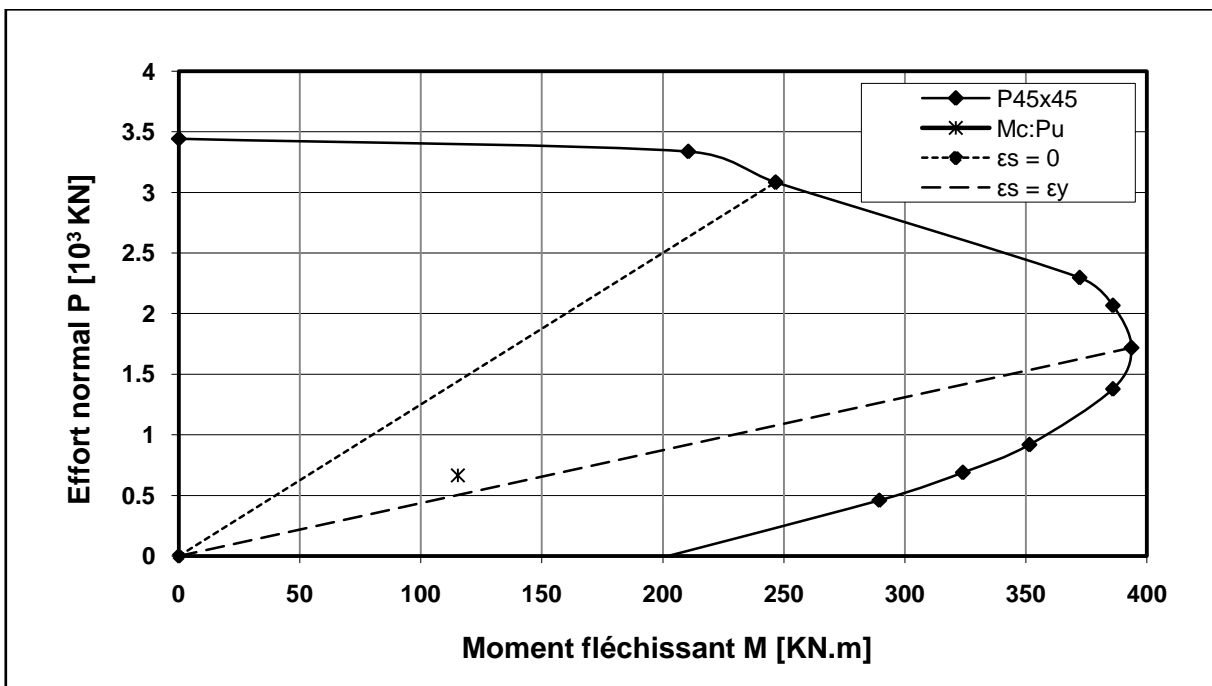
Tableau 5.6 : Etat de stabilité de chaque niveau de la structure (ST3)

Niveau	Figure	Stabilité	Zone de stabilité
1-3	5.16a	Vérifiée	Effort normal prédominant
4-5	5.16b et 5.16c	Vérifiée	Flexion composée
6-10	5.16d – 5.16g	Vérifiée	Flexion prédomine

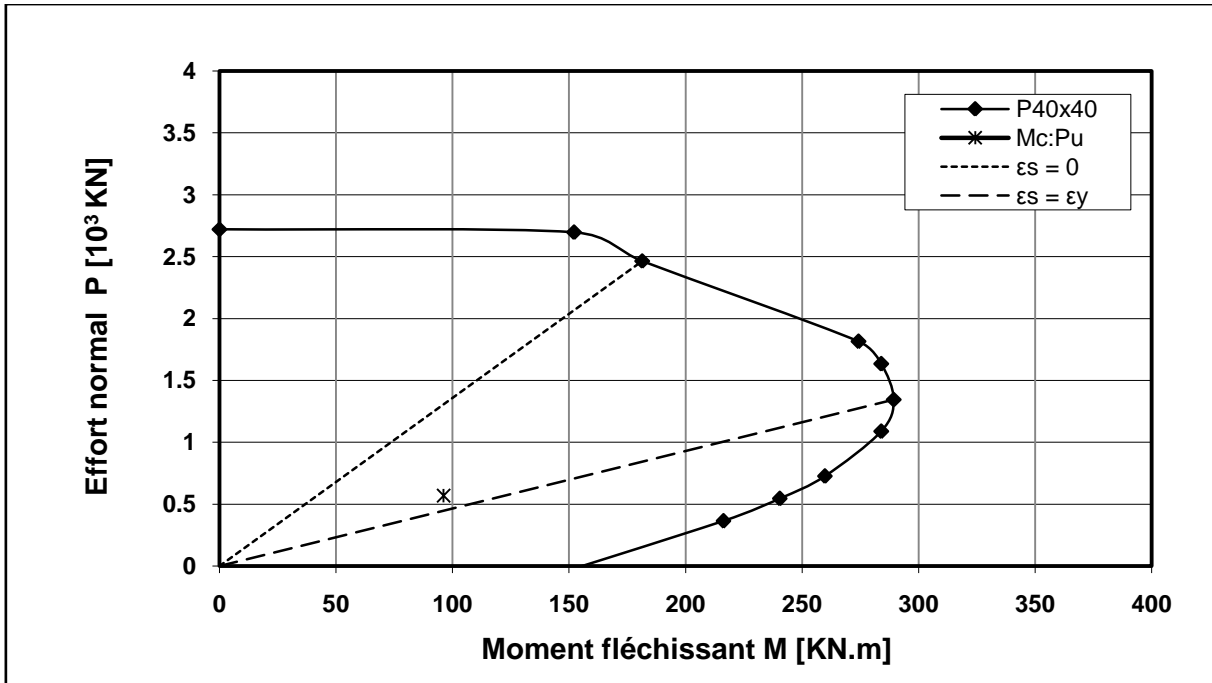
Dans le même contexte, la comparaison des différentes parties de la Figure 5.16a à 5.16g montre que la forme de la zone autorisée du diagramme d'interaction, pour la vérification de la capacité portante, diminue considérablement avec l'augmentation du nombre d'étage, cela est dû exactement à la réduction géométrique des sections du béton et au pourcentage d'armature vers les étages supérieurs.



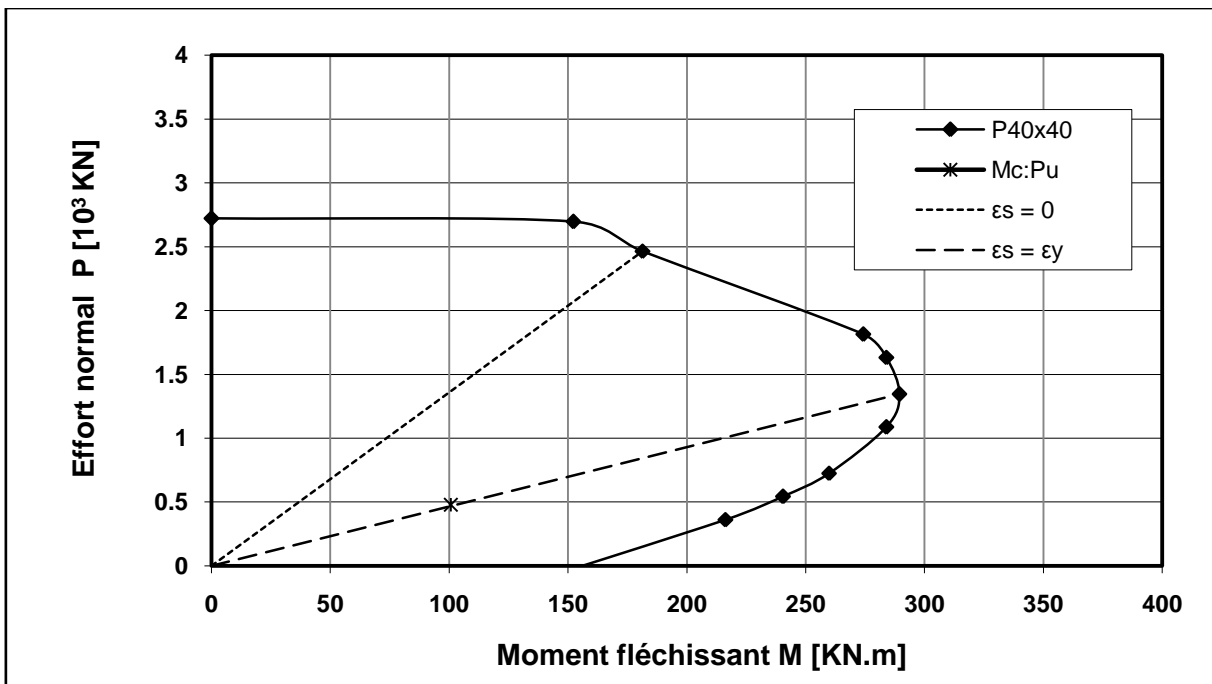
(a) Etage 1.



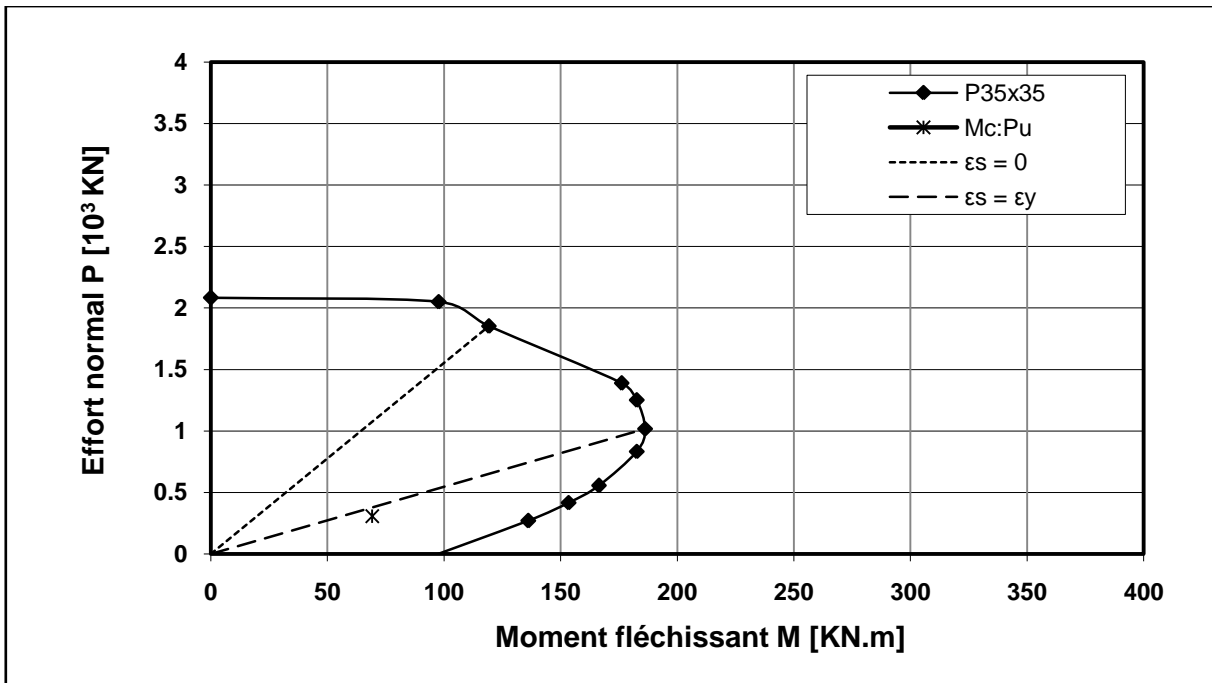
(b) Etage 3.



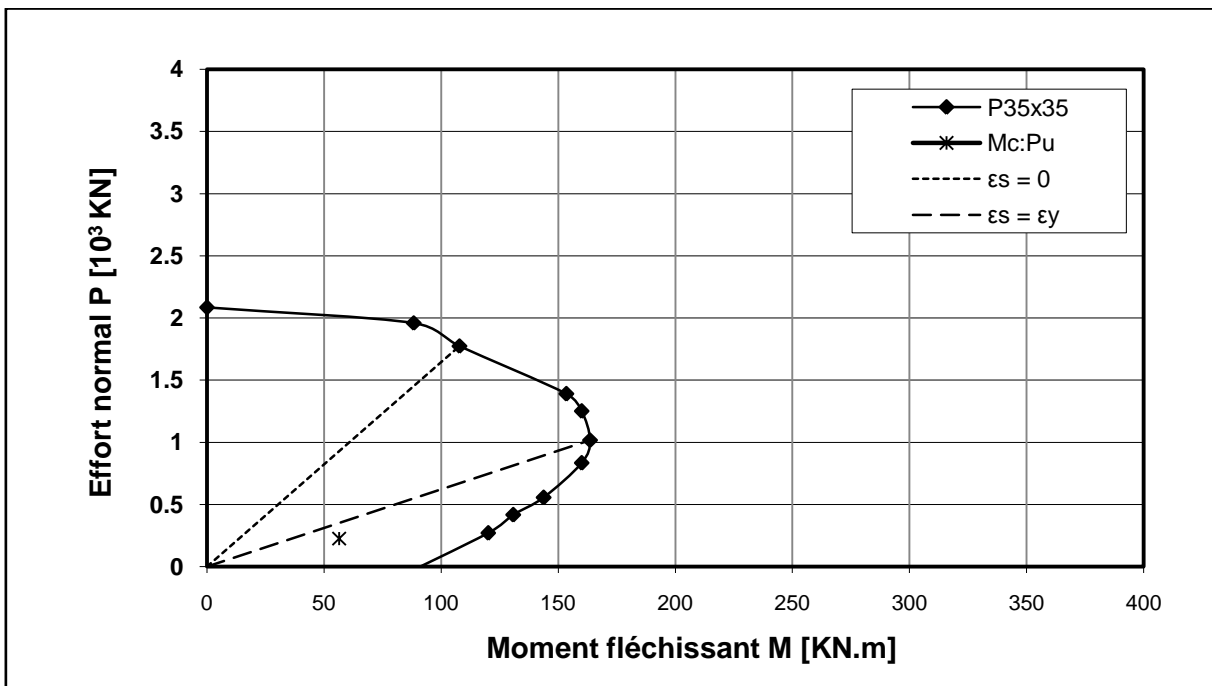
(c) Etage 4.



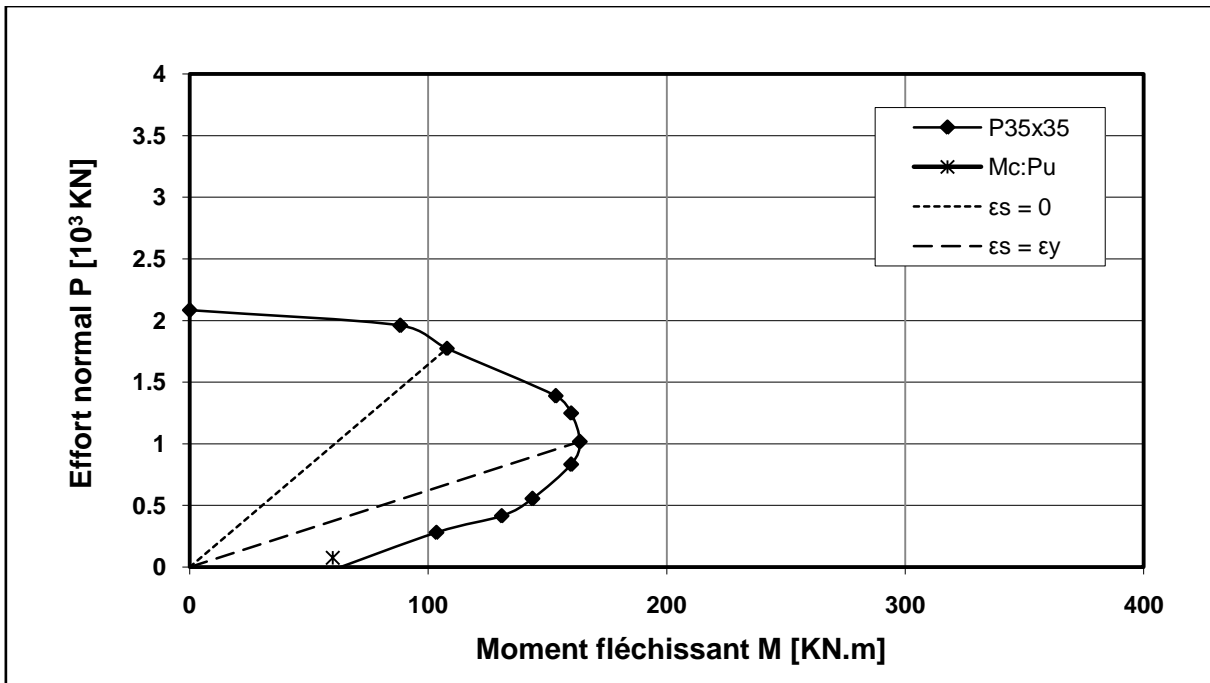
(d) Etage 5.



(e) Etage 7.



(f) Etage 9.



(g) : Etage 10.

Figure 5.16 : Etat de stabilité du poteau C1 de la structure 3 ($n = 10$).

La Figure 5.17 (a – h), illustre l'état de stabilité des poteaux de la structure $n = 15$ (ST4) identifiée dans la Figure 5.4. Les mêmes constats que la Figure 5.16 sont observés. Néanmoins, il existe quelques particularités concernant les zones de stabilité à signaler.

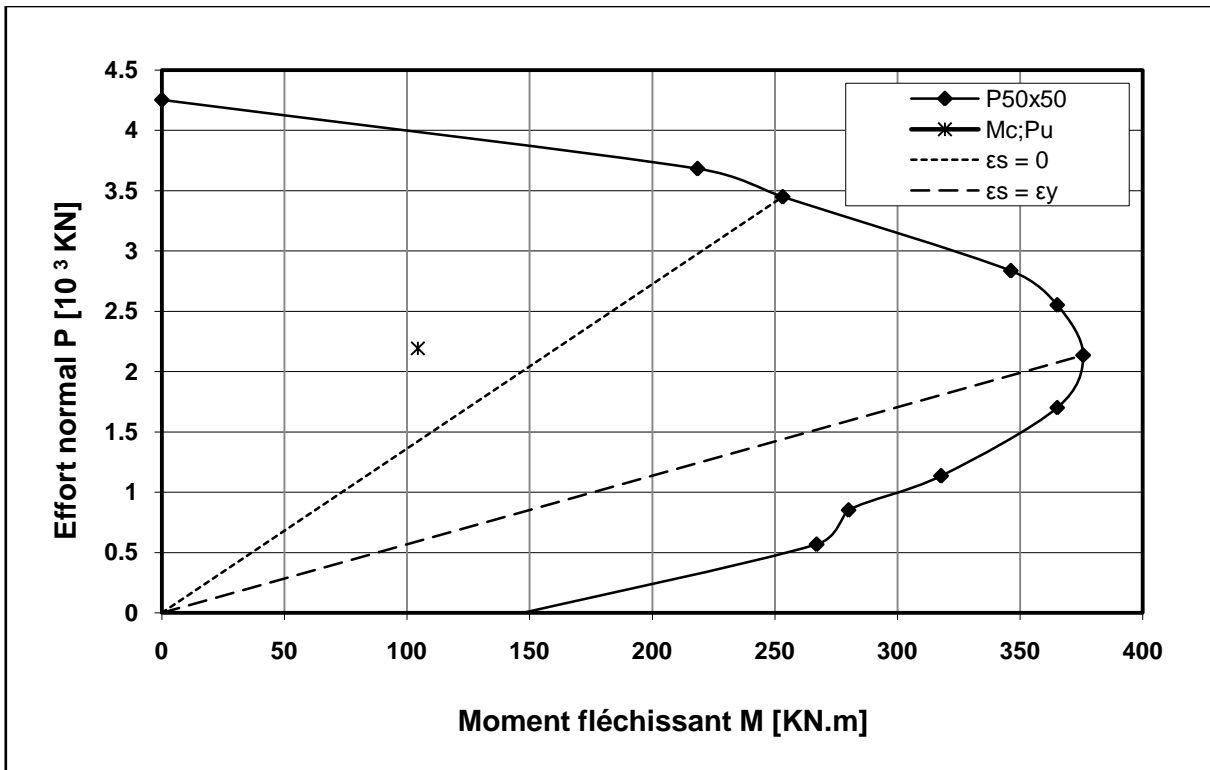
Pour les étages $n = 1$ à $n = 4$ (Figure 5.17 a et b), la stabilité est assurée par la compression prédominante dû au l'effort normal élevé dans les poteaux correspondant à ces étages inférieure de la structure. Cependant, pour les étages $n = 6$ et $n = 7$ (Figure 5.17 c et d), le couple (M_c, P_u) se trouve exactement dans la frontière entre la zone de compression et la zone de flexion composée désigné la droite de déformation ($\epsilon_s = 0$). Ensuite, pour les étages $n = 10$ à $n = 13$ (Figure 5.17 e, f, et g), la stabilité est assurée par la flexion composée où l'effort de compression est moyennement élevé.

Enfin, pour l'étage $n = 15$ (Figure 5.17 h), la stabilité est pratiquement assurée en flexion prédominante puisque l'effort normal est faible dans les étages supérieurs.

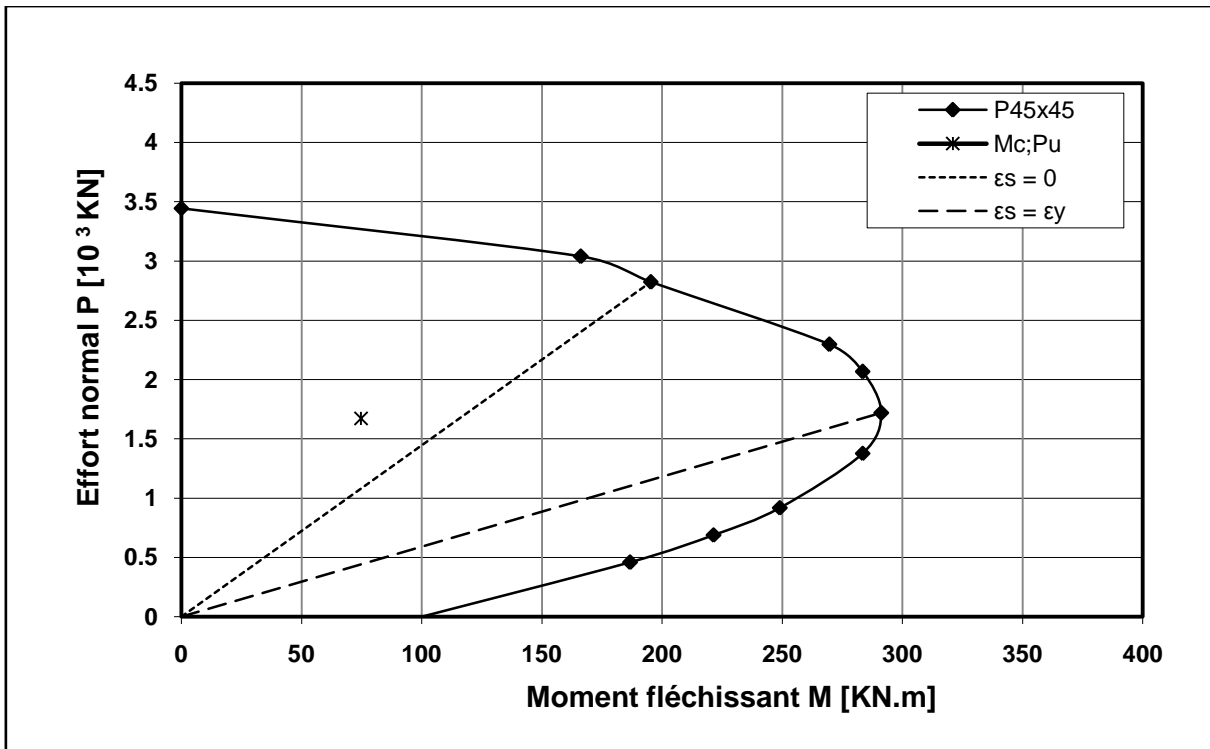
Le tableau (5.7) distingue clairement ces cas de stabilité des poteaux de la structure n = 15

Tableau 5.7 : Etat de stabilité de chaque niveau de la structure n = 15 (ST4) :

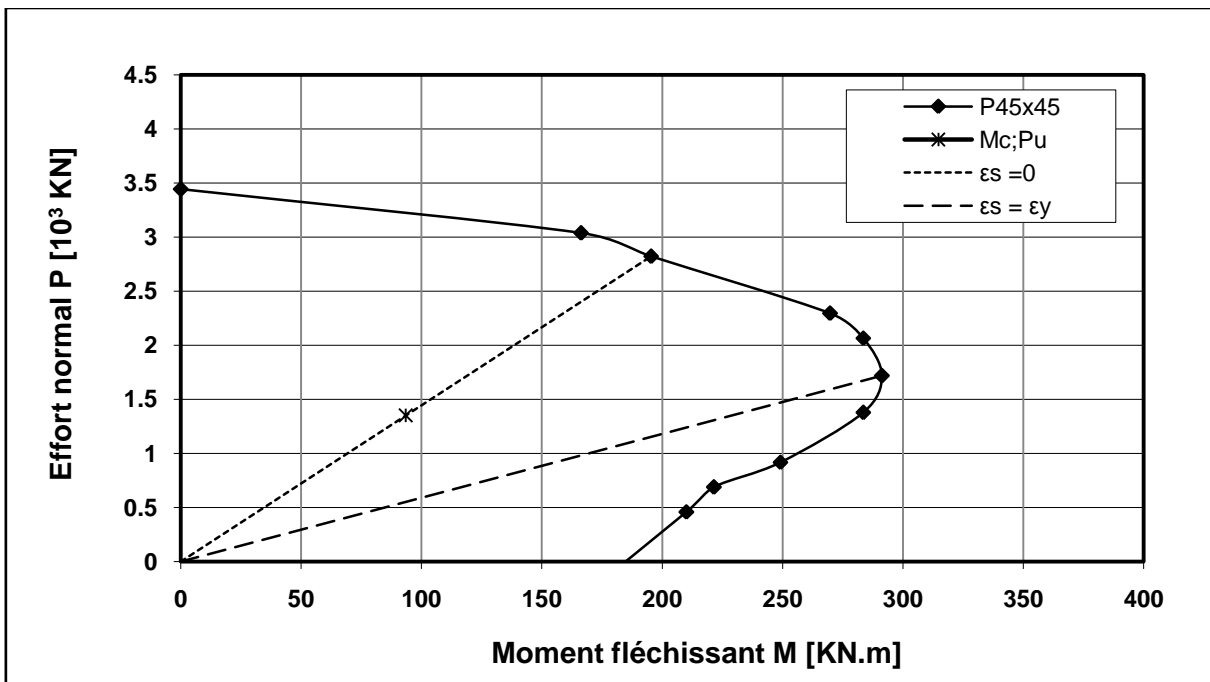
Niveau	Figure	Stabilité	Zone de stabilité
1-4	5.17a et 5.17b	Vérifiée	Effort normal prédominant
6-7	5.17c et 5.17d	Vérifiée	Frontière de la zone de compression et la zone de flexion composée
10-13	5.17e à 5.17g	Vérifiée	Flexion composée
15	5.17h	Vérifiée	Flexion prédomine



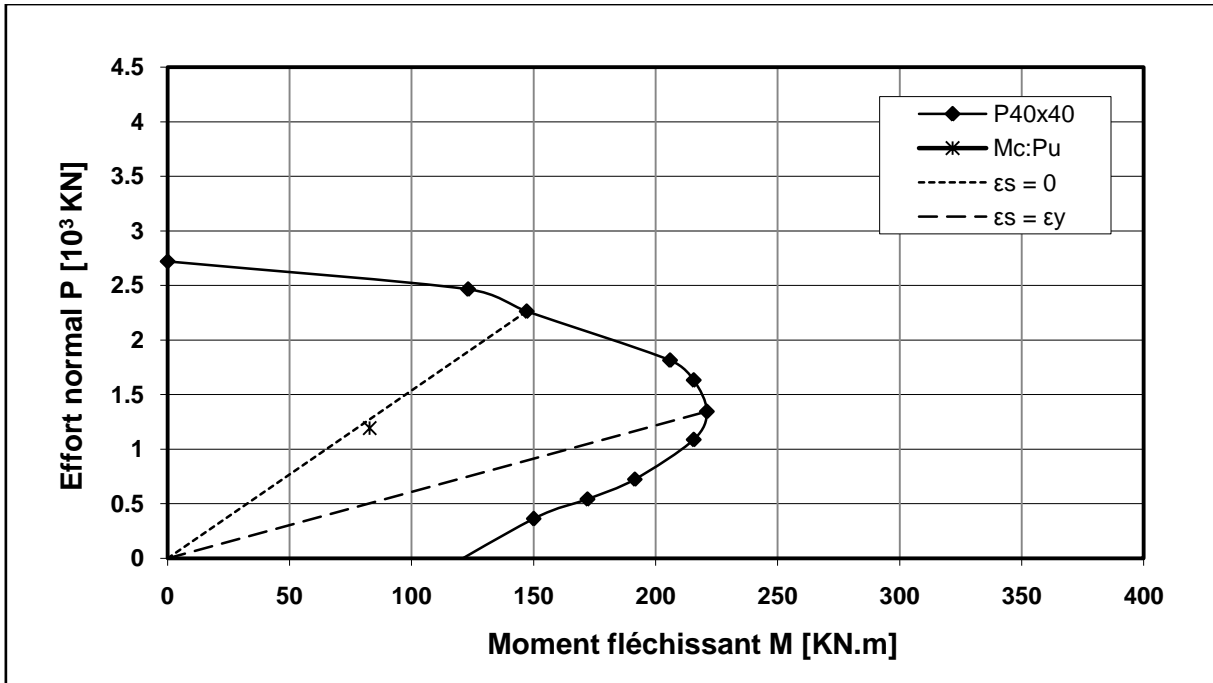
(a) Etage 1.



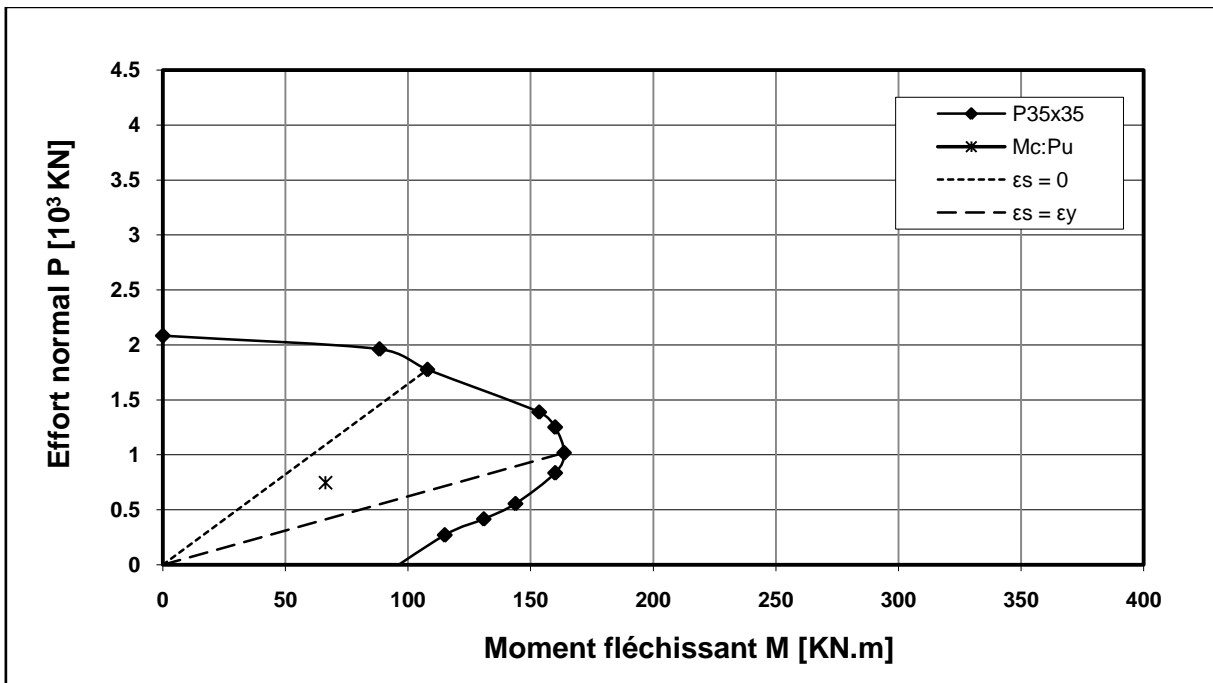
(b) Etage 4.



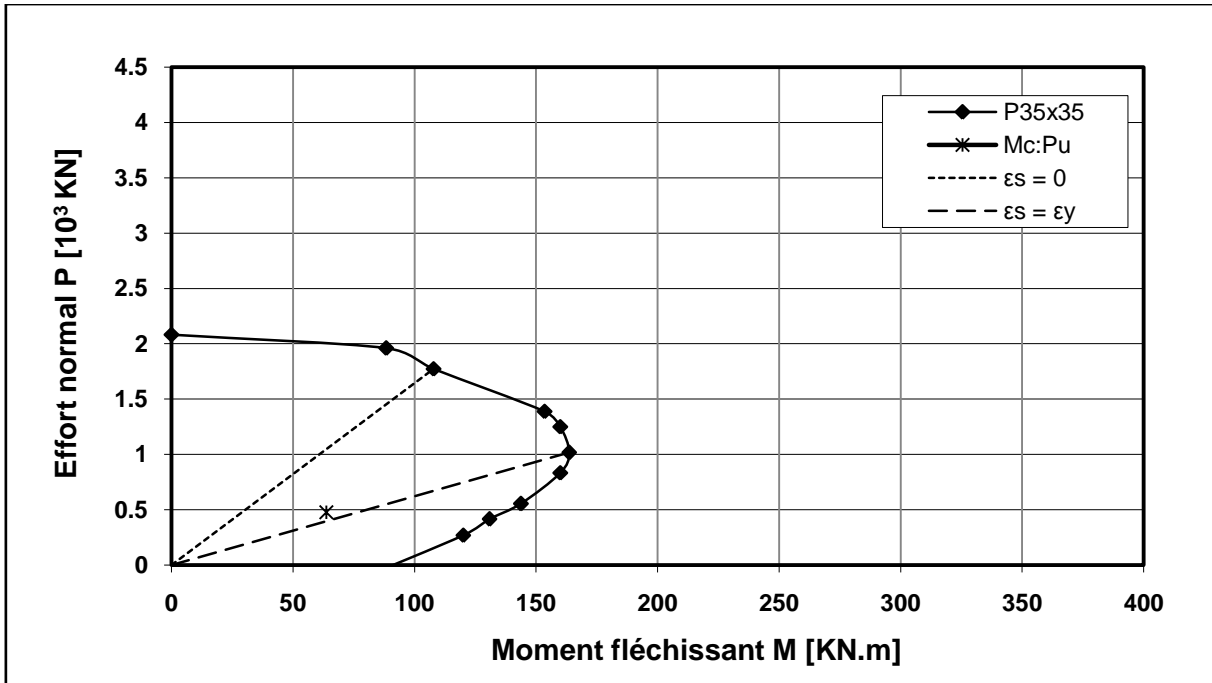
(c) Etage 6.



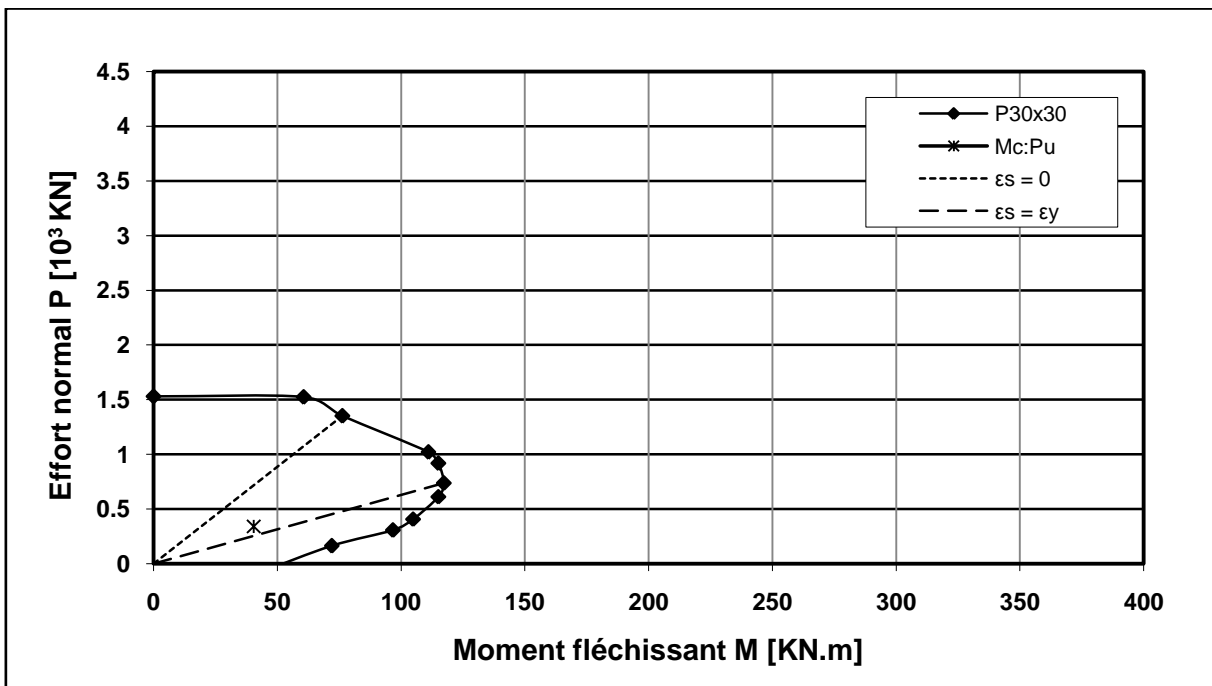
(d) Etage 7.



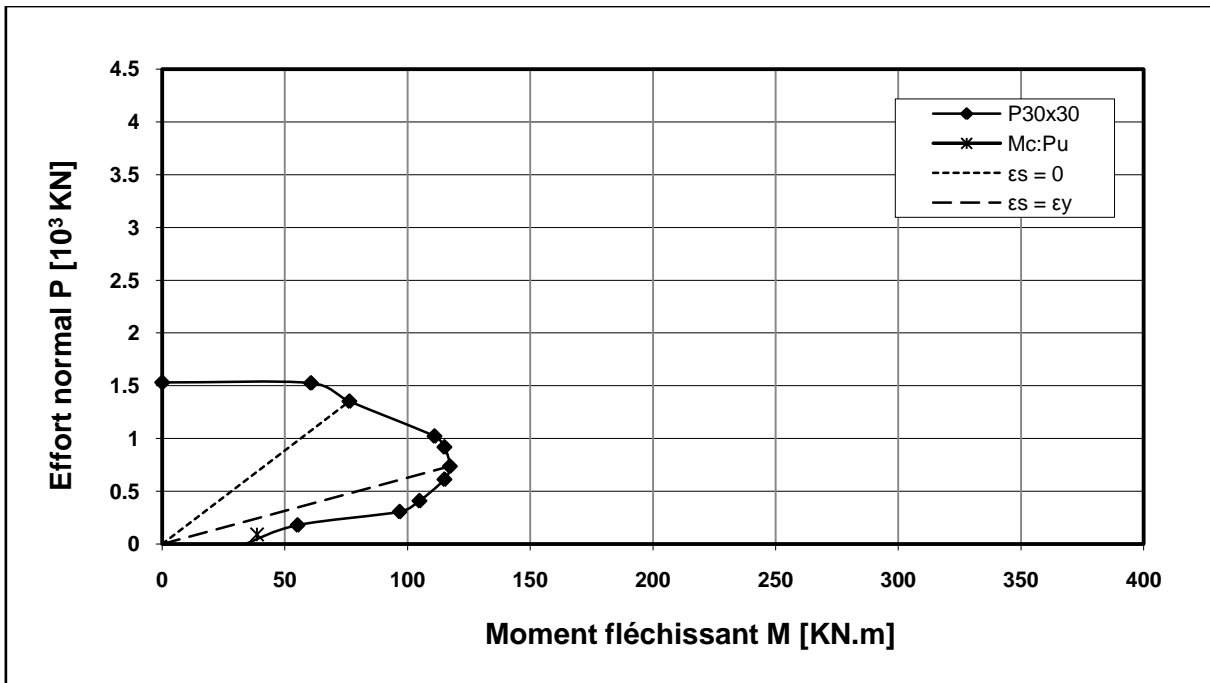
(e) Etage 10.



(f) Etage 12.



(g) Etage 13.



(h) Etage 15.

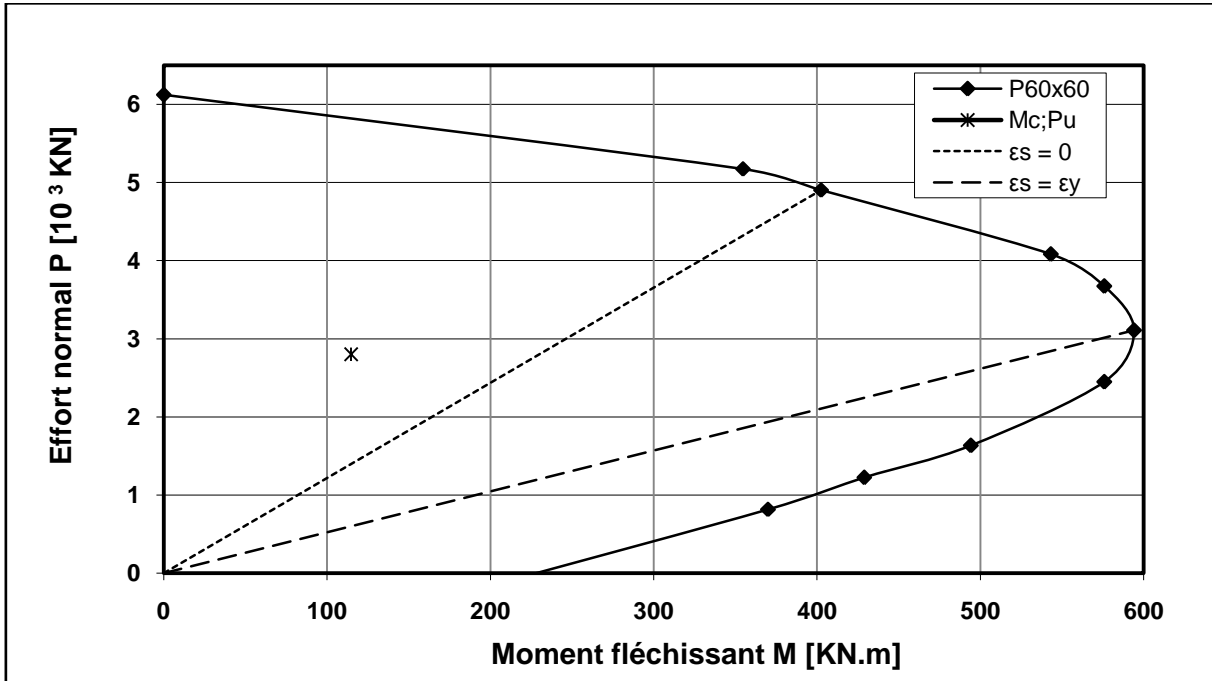
Figure 5.17 : Etat de stabilité du poteau C1 de la structure 4 (n = 15).

Pour la Figure 5.18, correspondant à l'état de stabilité des poteaux de la structure n = 20 (ST5), les mêmes observations sont enregistrées avec quelque spécification dans leur interprétation.

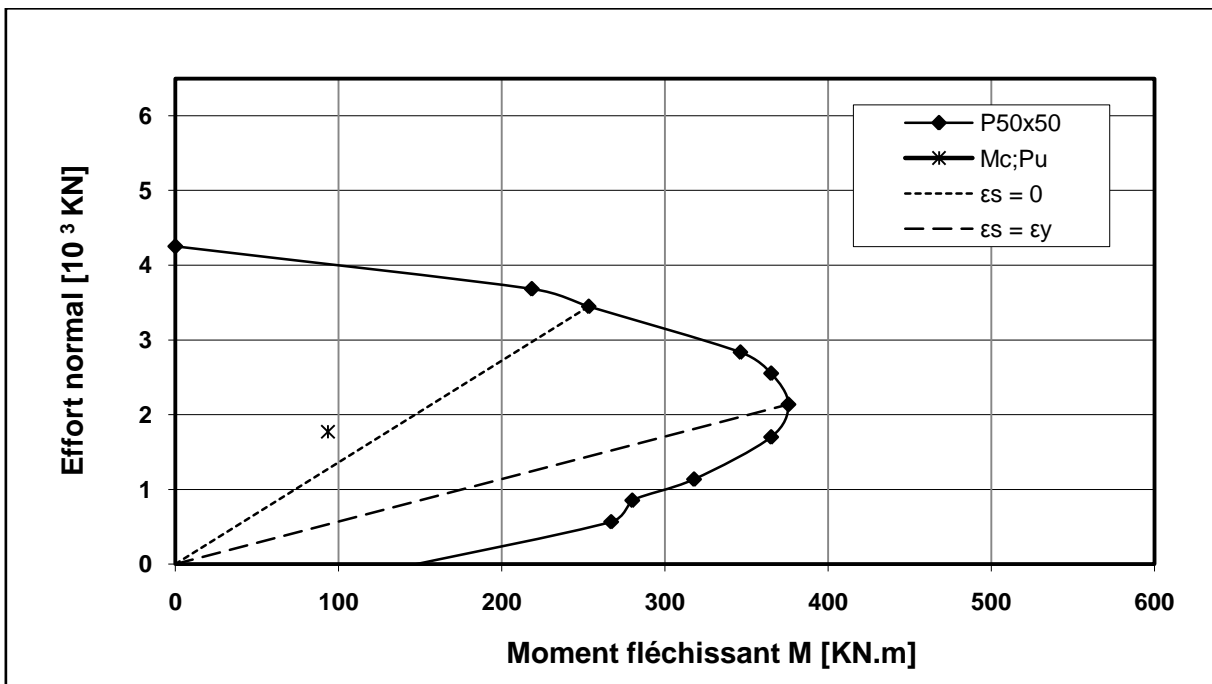
Les résultats enregistrés sont mentionnés dans le tableau 5.8.

Tableau 5.8 : Etat de stabilité de chaque niveau de la structure n = 20 (ST5) :

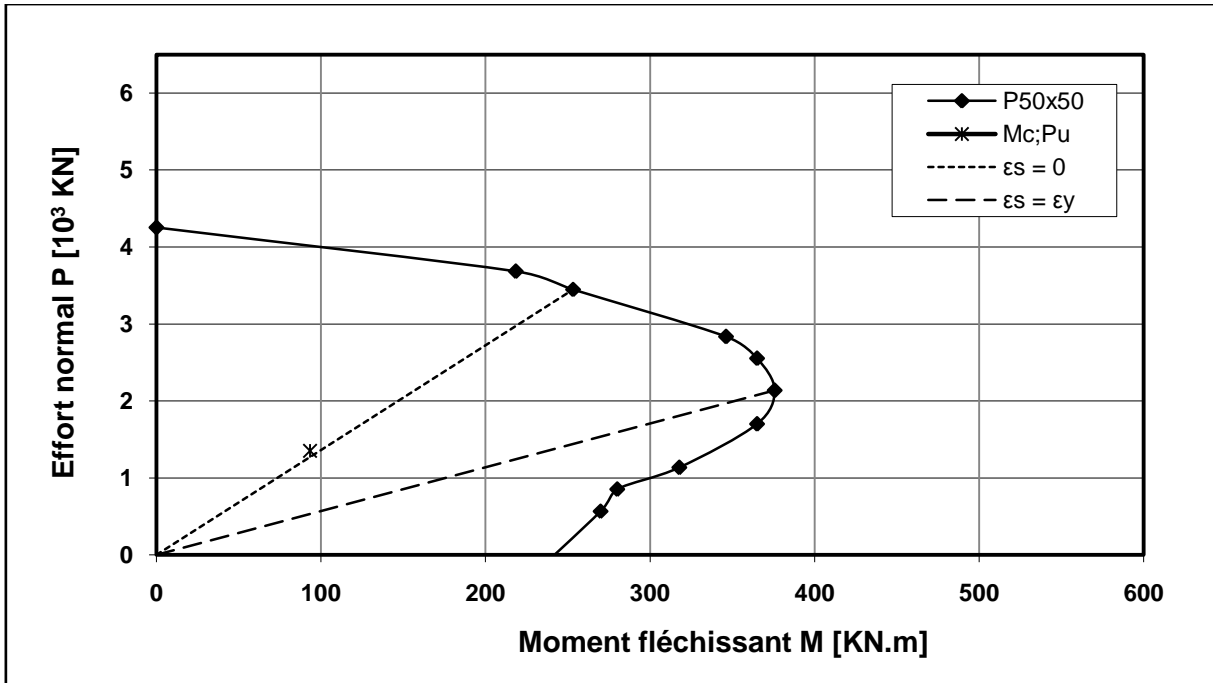
Niveau	Figure	Stabilité	Zone de stabilité
1-7	5.18a et 5.18b	Vérifiée	Effort normal prédominant
8-10	5.18c et 5.18d	Vérifiée	Frontière de la zone de compression et la zone de flexion composée
13-16	5.18e et 5.18f	Vérifiée	Flexion composée
20	5.18g	Vérifiée	Frontière de la zone de flexion composée et la zone de flexion



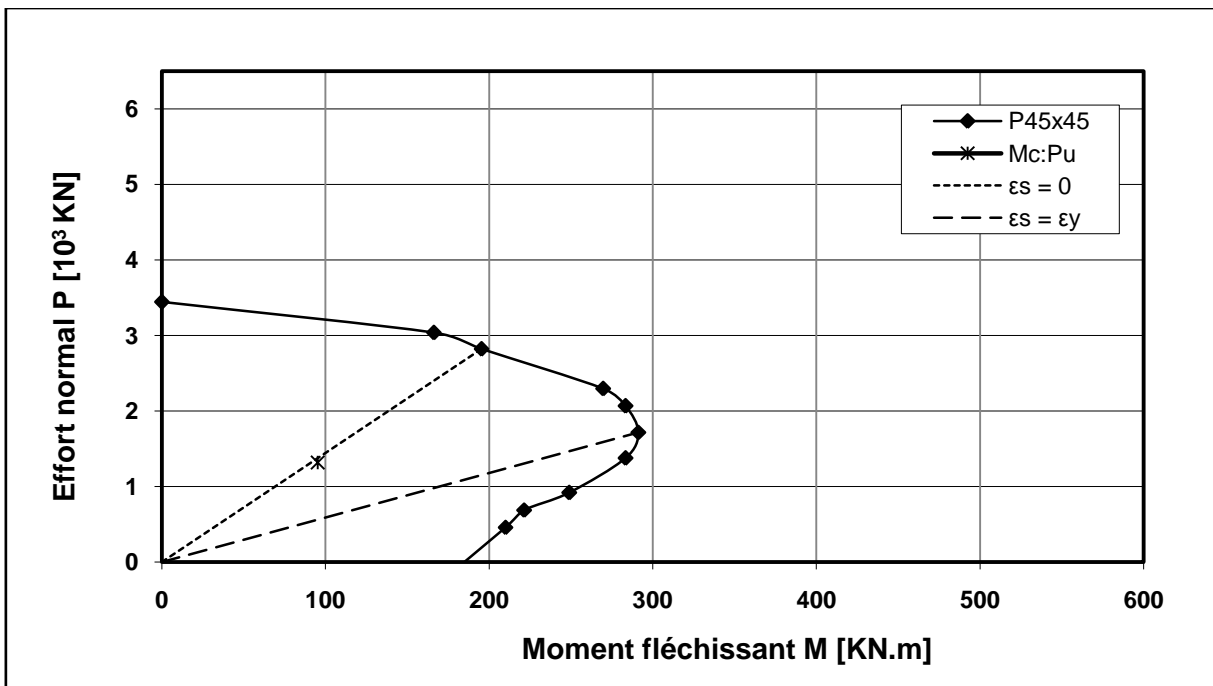
(a) Etage 1.



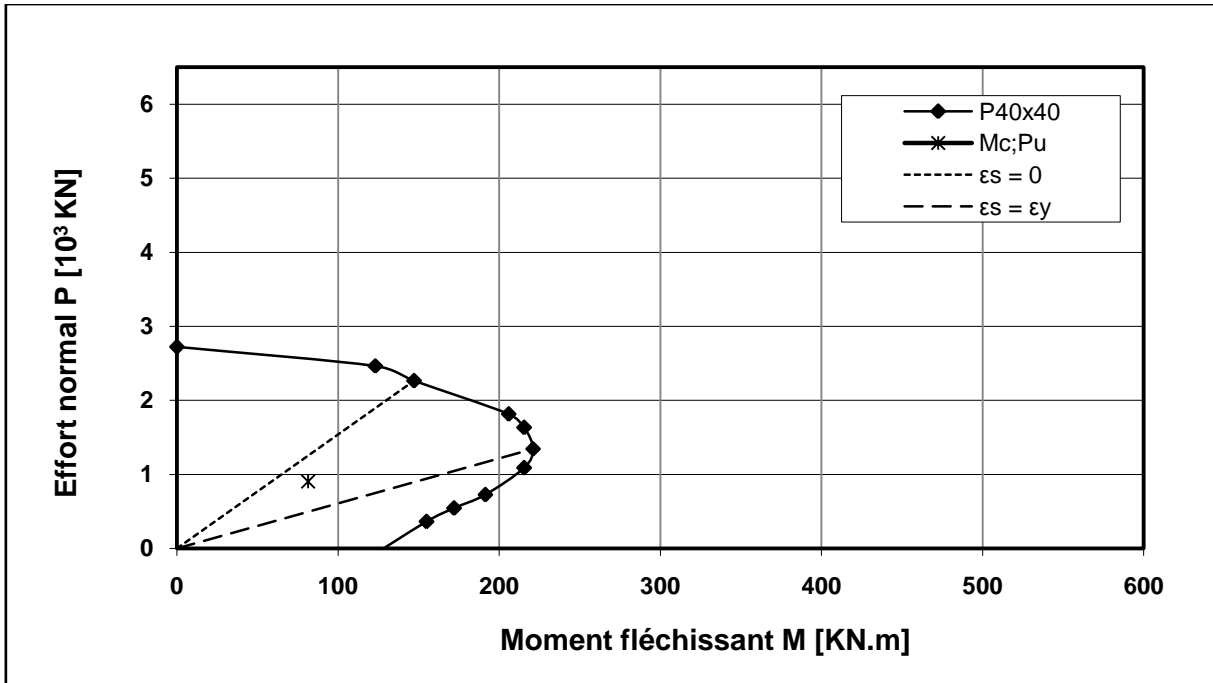
(b) Etage 7.



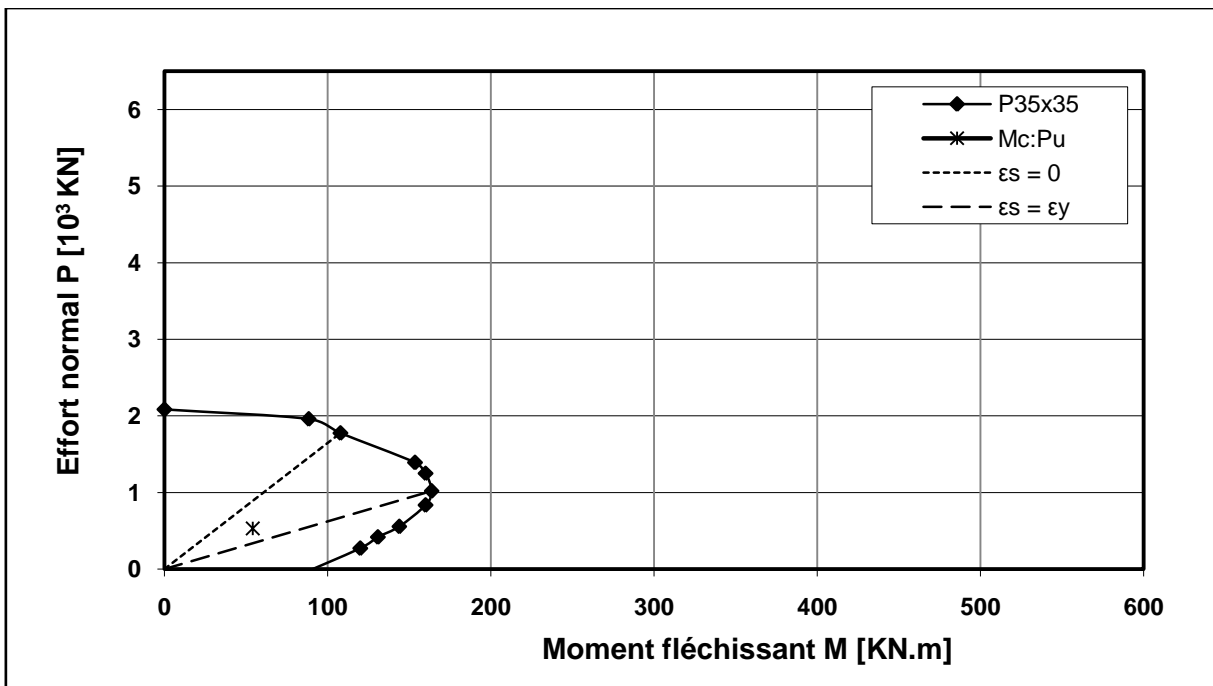
(c) Etage 8.



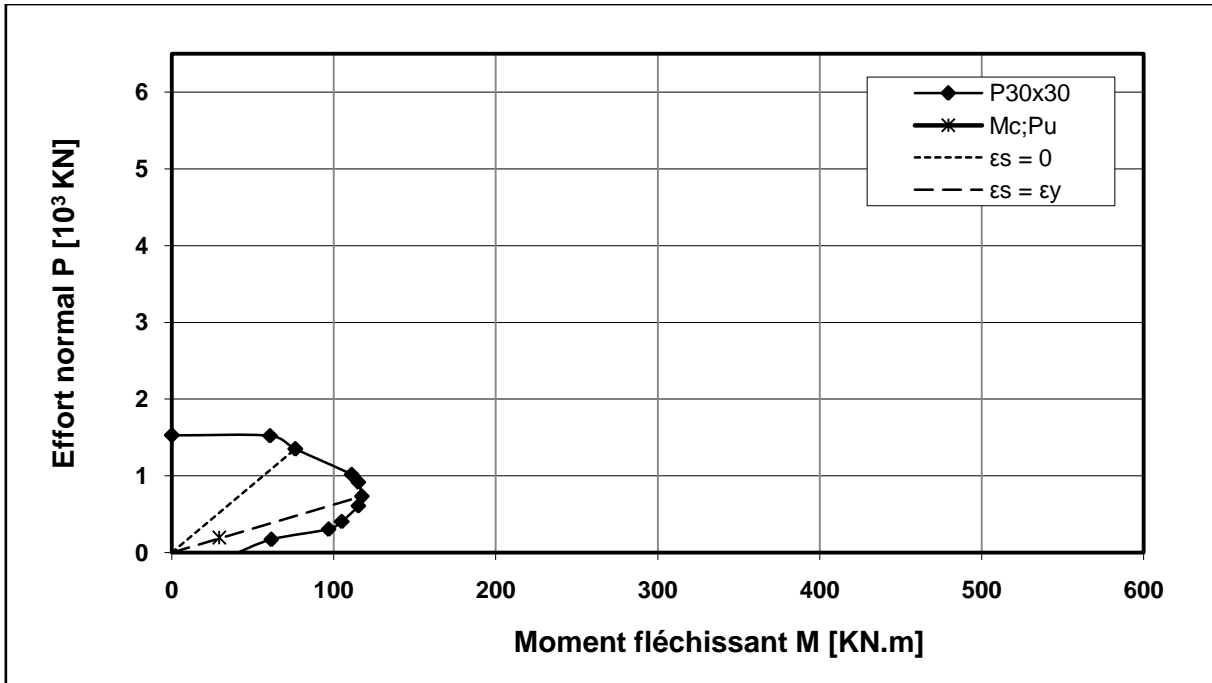
(d) Etage 10.



(e) Etage 13.



(f) Etage 16.



(g) Etage 19.

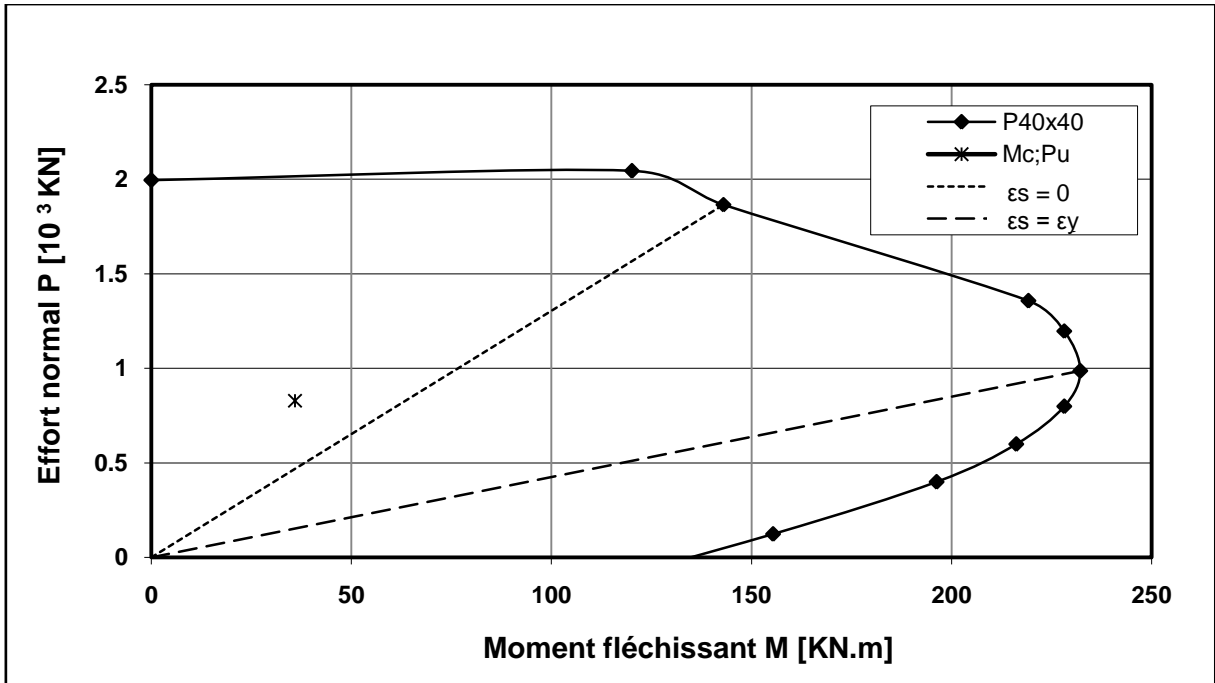
Figure 5.18 : Etat de stabilité du poteau A3 de la structure n =20 (ST5).

L'analyse précédente a été attribuée pour les structures à étages élevés n = 10, 15 et 20 ; dans la suite, on essaye de mettre en évidence l'état de stabilité des structures à faible hauteur (n = 5 et 1).

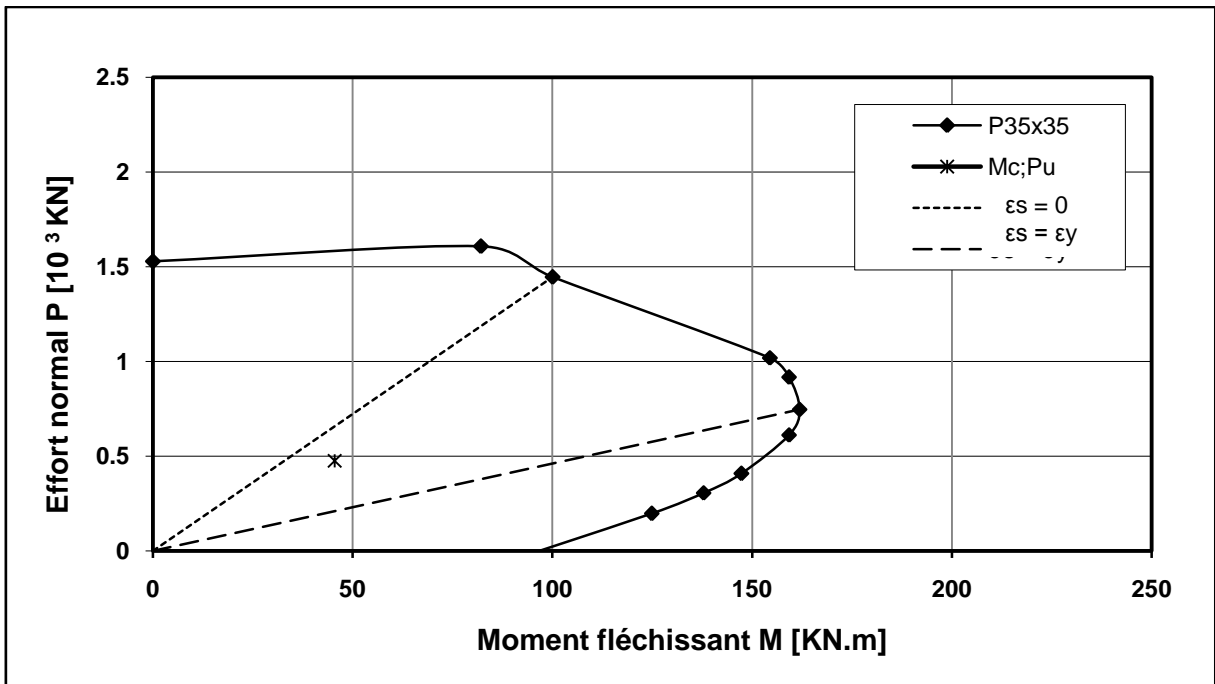
La Figure 5.19 montre l'état de stabilité des poteaux de la structure n = 5 (ST2). Les mêmes observations sont signalées que précédemment. Ces constats sont résumés dans le tableau 5.9.

Tableau 5.9 : Etat de stabilité de chaque niveau de la structure (ST2)

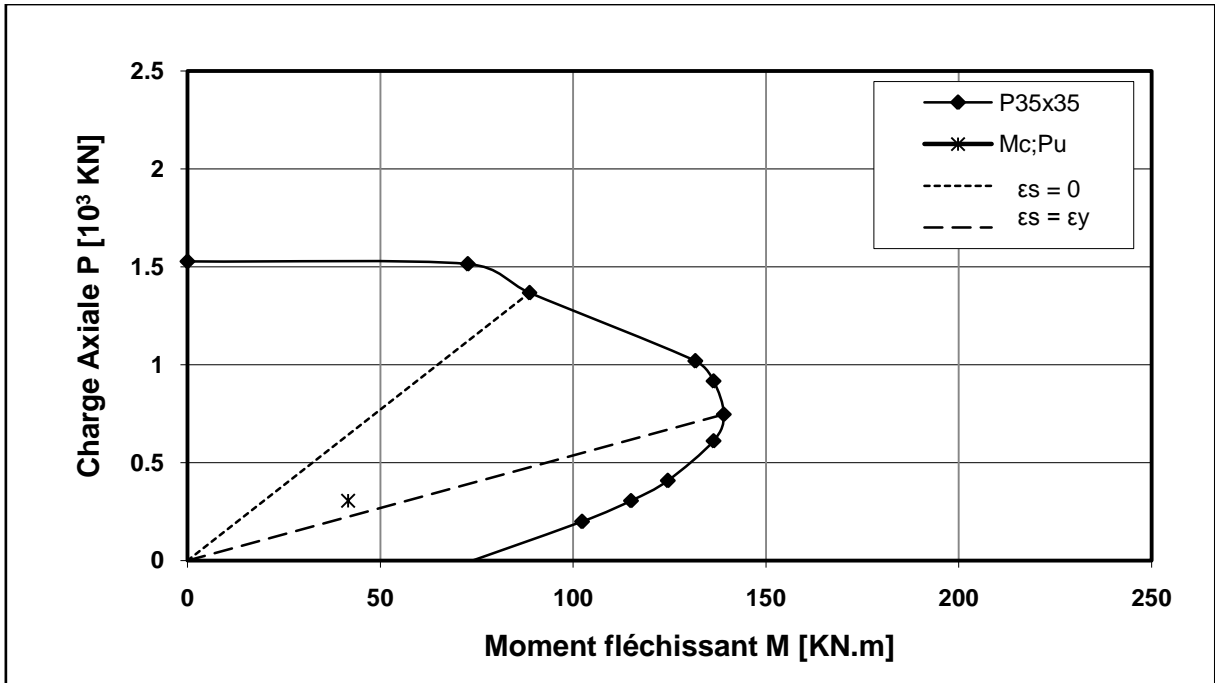
Niveau	Figure	Stabilité	Zone de stabilité
1	5.19a	Vérifiée	Effort normal prédominant
3-4	5.19b et 5.19c	Vérifiée	Flexion composée
5	5.19d	Vérifiée	Flexion prédomine



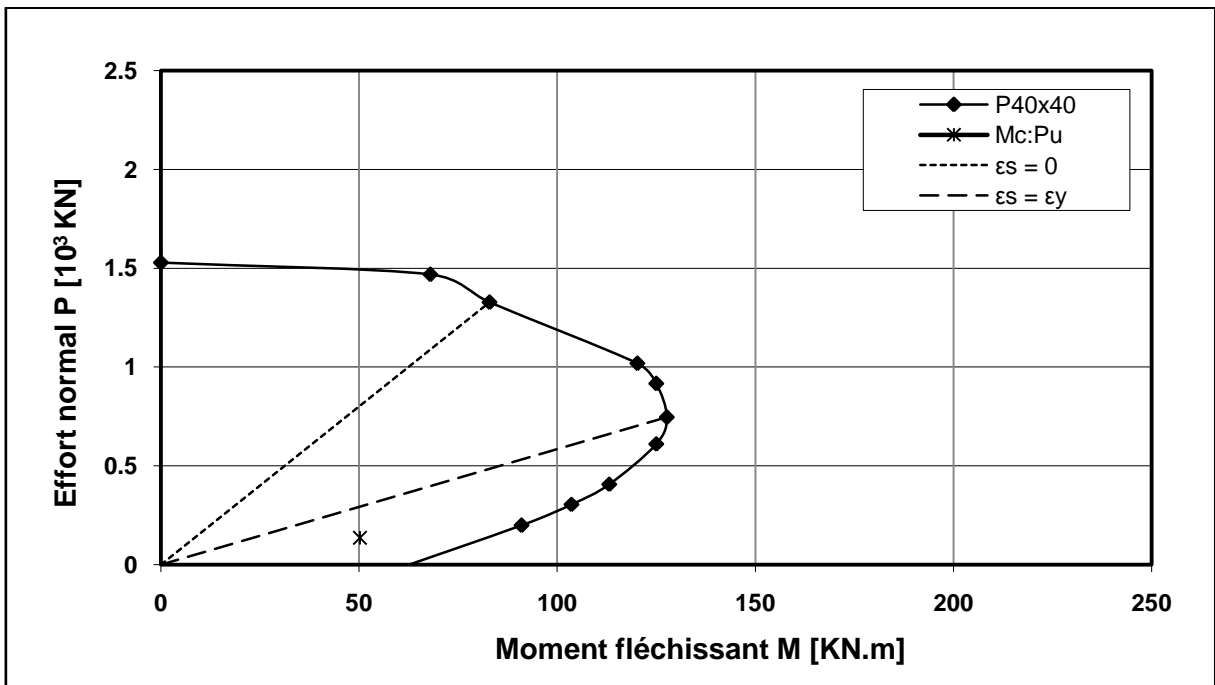
(a) Etage 1.



(b) Etage 3.



(c) Etage 4.



(d) Etage 5.

Figure 5.19 : Etat de stabilité du poteau B2 de la structure 2 (n = 5).

Enfin, pour la structure $n = 1$ (ST1), la stabilité est strictement vérifiée, de sorte que, le couple critique (M_c , P_u) se trouve près du point de l'origine (0, 0) de la courbe d'interaction.

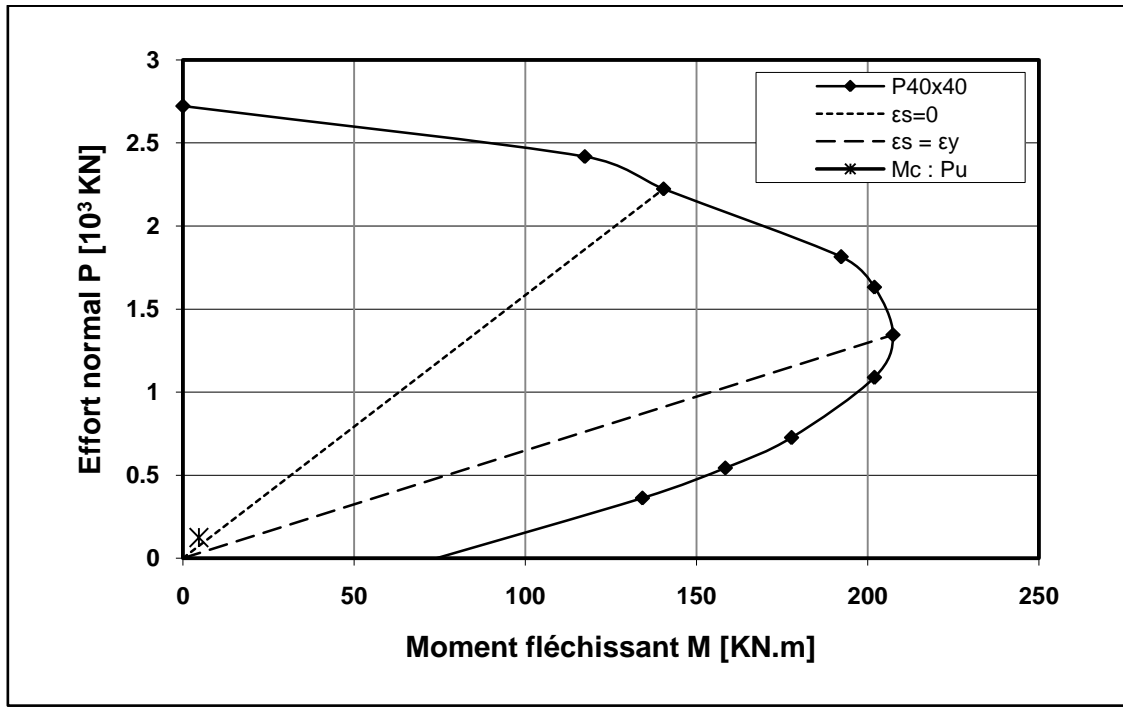


Figure 5.20 : Etat de stabilité du poteau C3 de la structure $n = 1$ (ST1).

En conséquence, la stabilité de forme des poteaux des structures à nœuds fixes identifiées est largement assurée avec des particularités concernant les zones de stabilité.

5.6. CONCLUSIONS

Ce chapitre nous a permis de présenter une contribution réelle à l'analyse de la stabilité des structures à contreventement mixte (Voiles – portiques) dimensionnées selon les règlements Algériens en vigueur (RPA-99/2003 [1] et CBA-93 [24]).

L'analyse de la stabilité des poteaux les plus défavorables de cinq bâtiments identifiés de différents niveaux ($n = 1, 5, 10, 15$ et 20), a été réalisée en utilisant la méthodologie décrite dans le chapitre 4. A la lumière des résultats trouvés dans ce chapitre, on peut citer les conclusions suivantes :

- L'élançement géométrique (kl_u / r) est généralement supérieur à l'élançement limite normalisé par le code ACI-318-08 [1], sauf pour les étages où la dégradation de la hauteur est imposée.
- La charge axiale de compression (P_u) diminue avec les niveaux supérieurs, et reste toujours inférieure à la charge critique d'Euler, ce qui montre que l'échec par défaillance des matériaux est à éloignée.
- Les poteaux des structures à contreventement mixte identifiées sont pratiquement stables dans tous les cas considérés, néanmoins, la nature de la stabilité varie selon les niveaux des structures, où dans les étages inférieurs, l'effort normal est prédominant, tandis que, dans les étages moyens la stabilité est assurée par la flexion composée, par contre, dans les étages supérieurs la stabilité est observée en présence de la flexion prédomine.

CHAPITRE 6
ETUDE PARAMETRIQUE DE QUELQUES
FACTEURS AGISSANT SUR LA STABILITE

6.1. INTRODUCTION

La stabilité de cinq bâtiments identifiés a été traitée d'une manière très explicite dans le chapitre 5, mais avec des facteurs bien définis à savoir : la résistance à la compression du béton f_{c28} , la limite d'élasticité des armatures f_e , imposées pour toutes les structures choisies, ainsi que, les élancements et le pourcentage des armatures correspondant à chaque poteau selon les conditions géométriques et les sollicitations. Dans ce chapitre, on essaye d'examiner l'effet de la variation de ces facteurs sur la stabilité des poteaux d'étages différents de la structure n= 10 (ST3) (Figure 5.3).

6.2. EFFET DE L'ELANCEMENT SUR L'AMPLIFICATION DU MOMENT

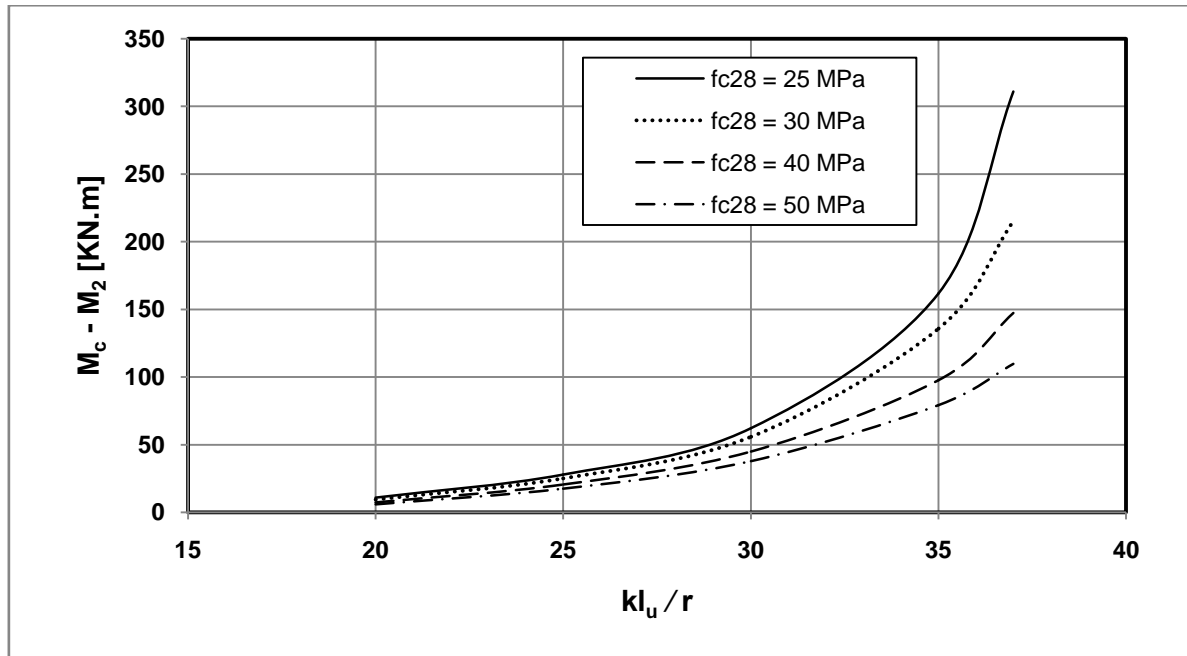
L'élancement géométrique est un paramètre adimensionnel comme on l'a défini dans les chapitres 2 et 4, et qui distingue entre un poteau court et un poteau élancé. Dans l'analyse de la stabilité précédemment, il a été considéré suivant les dimensions des structures.

Dans ce paragraphe, on met en évidence leur effet sur l'amplification du moment en fonction de la résistance à la compression du béton f_{c28} . La Figure 6.1 (*a*, *b* et *c*) illustre l'effet de l'élancement géométrique sur la valeur du moment additionnel ($M_c - M_2$), obtenu par l'utilisation de la méthode ACI-318 présentée dans le chapitre 4, avec la variation de la résistance à la compression du béton de 25 à 50 MPa. D'après la Figure 6.1*a*, correspondant au poteau de premier niveau, on observe que le moment additionnel dépend d'une façon significative de l'élancement géométrique du poteau, de sorte qu'il augmente avec leur augmentation. Ce cas est observé avec toutes les résistances considérées. Par exemple pour une même résistance $f_{c28} = 30$ MPa, pour un élancement de 20, le moment additionnel ($M_c - M_2$) = 10 KN.m, et pour un élancement de 30, ($M_c - M_2$) = 55 KN.m, et est égal 215 KN.m pour un élancement de 37.

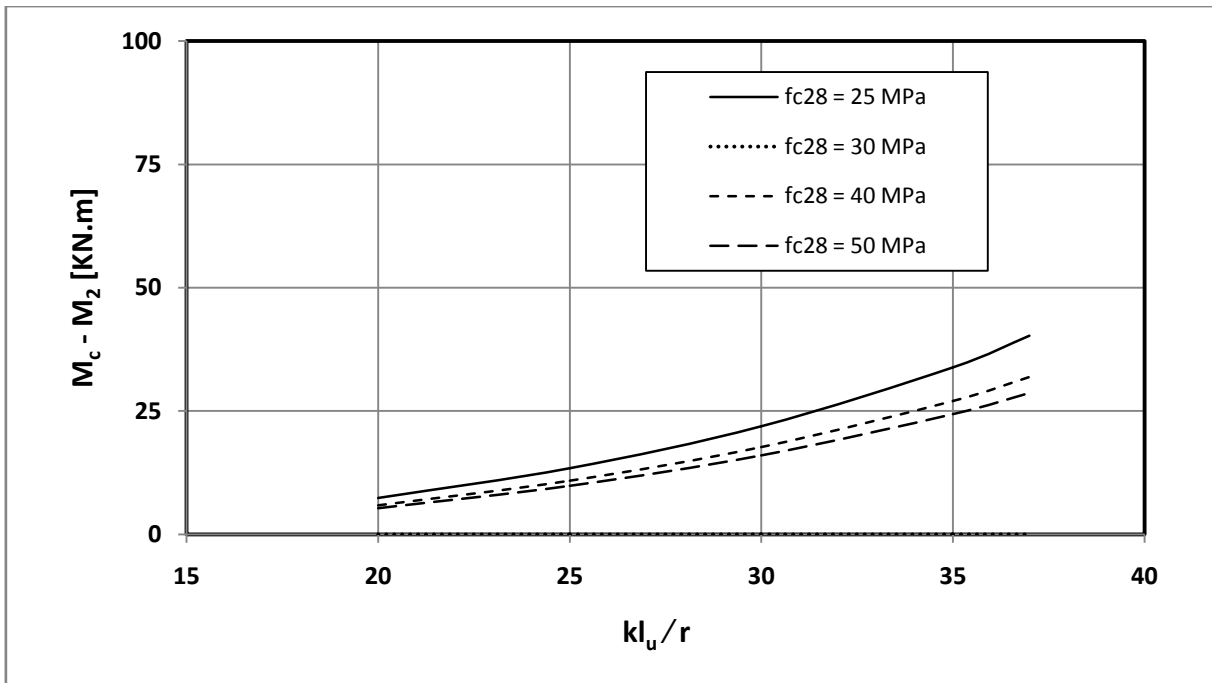
Dans la même Figure on constate que, les différentes courbes de ($M_c - M_2$) diminuent avec l'augmentation de résistance, surtout, lorsque l'élancement augmente, d'ici on peut dire que, la résistance à la compression du béton influe défavorablement le moment additionnel, où d'après la Figure 6.1*a*, on observe que, avec un même élancement de 35, pour une résistance $f_{c28} = 25$ MPa, le moment additionnel ($M_c - M_2$) = 162 KN.m, et pour $f_{c28} = 50$ MPa, la valeur de ($M_c - M_2$) = 80 KN.m, ce qui montre clairement l'effet défavorable de l'augmentation de f_{c28} sur le moment additionnel ($M_c - M_2$).

La comparaison entre l'évolution du moment additionnel ($M_c - M_2$) dans les différents étages, Figure 1(a, b et c) montre que ($M_c - M_2$) diminue considérablement dans les étages supérieurs de la structure, par exemple dans le premier étage la valeur maximale du moment additionnel est supérieure à 300 KN.m (Figure 6.1a), cependant, elle est inférieure à 50 KN.m dans les étages intermédiaires ($n=4$) (Figure 6.1b), et nulle dans le dernier étage pour différentes valeurs de l'élançement (Figure 6.1c). Cet effet est dû à la diminution considérable de l'effort normal de compression dans les étages supérieurs. Ceci montre que, l'amplification du moment du premier ordre dans les étages supérieurs est négligeable.

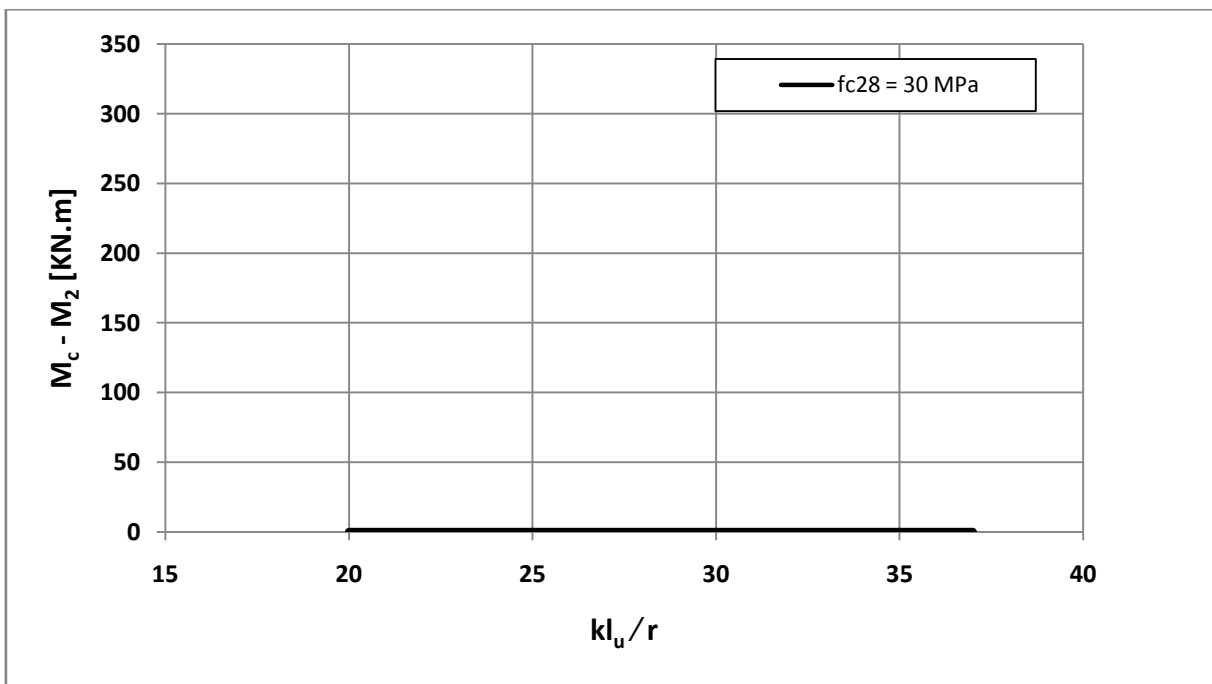
D'ici, on peut conclure que, l'amplification du moment du premier ordre est très importante dans les étages inférieurs et négligeable dans les étages supérieurs.



(a) Etage 1



(b) Etage 4



(c) Etage 10

Figure 6.1 : L'effet de l'élanement géométrique (kl_u/r) sur le moment additionnel ($M_c - M_2$) avec la variation de la résistance du béton (f_{c28})

6.3. L'EFFET DE LA RESISTANCE A LA COMPRESSION DU BETON SUR LA CAPACITE PORTANTE

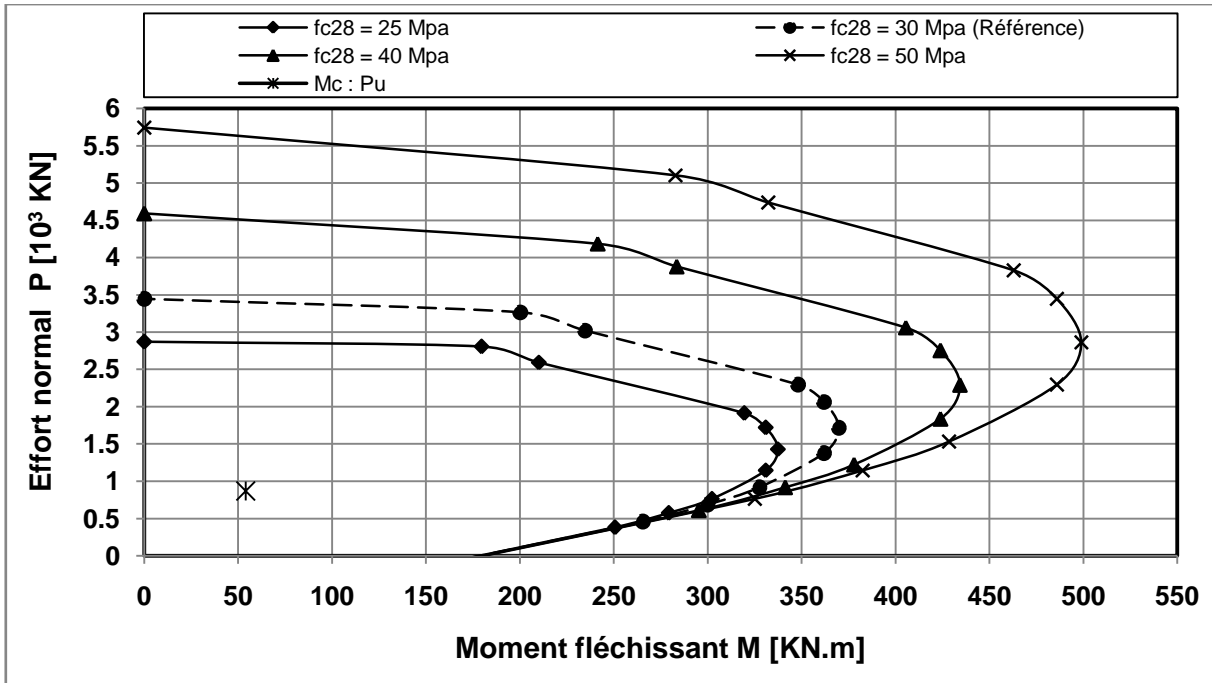
Dans le paragraphe précédent, on a discuté largement l'influence de la résistance à la compression sur l'amplification du moment du premier ordre. Dans ce point, on examine l'influence de ce paramètre sur la capacité portante des poteaux en béton armé.

Les diagrammes d'interaction de la Figure 6.2 (*a*, *b* et *c*) des poteaux des étages 1, 4 et 10 de la structure $n = 10$ (ST3), sont tracés en variant la résistance à la compression du béton f_{c28} de 25, 30, 40 et 50 MPa.

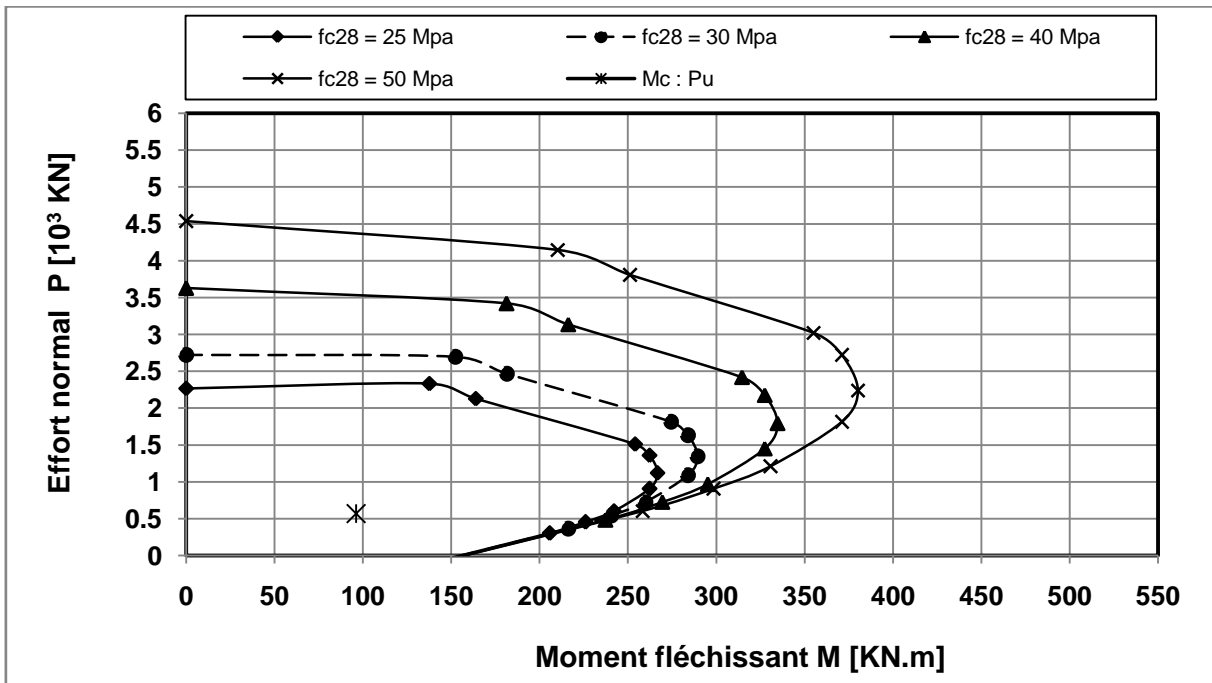
La Figure 6.2*a*, montre que, la capacité portante est fortement liée à la résistance à la compression du béton f_{c28} , de sorte que, lorsque cette dernière augmente, la capacité portante augmente aussi, cela signifie que la zone autorisée de la stabilité devient plus grande, et par conséquent, la stabilité du poteau est largement sécurisée.

Cet effet favorable est largement observé dans les zones où la flexion composée et l'effort normal est prédominant, par contre dans la zone de flexion prédominante, cet effet est négligeable, où on constate une convergence entre toutes les courbes correspondant à f_{c28} .

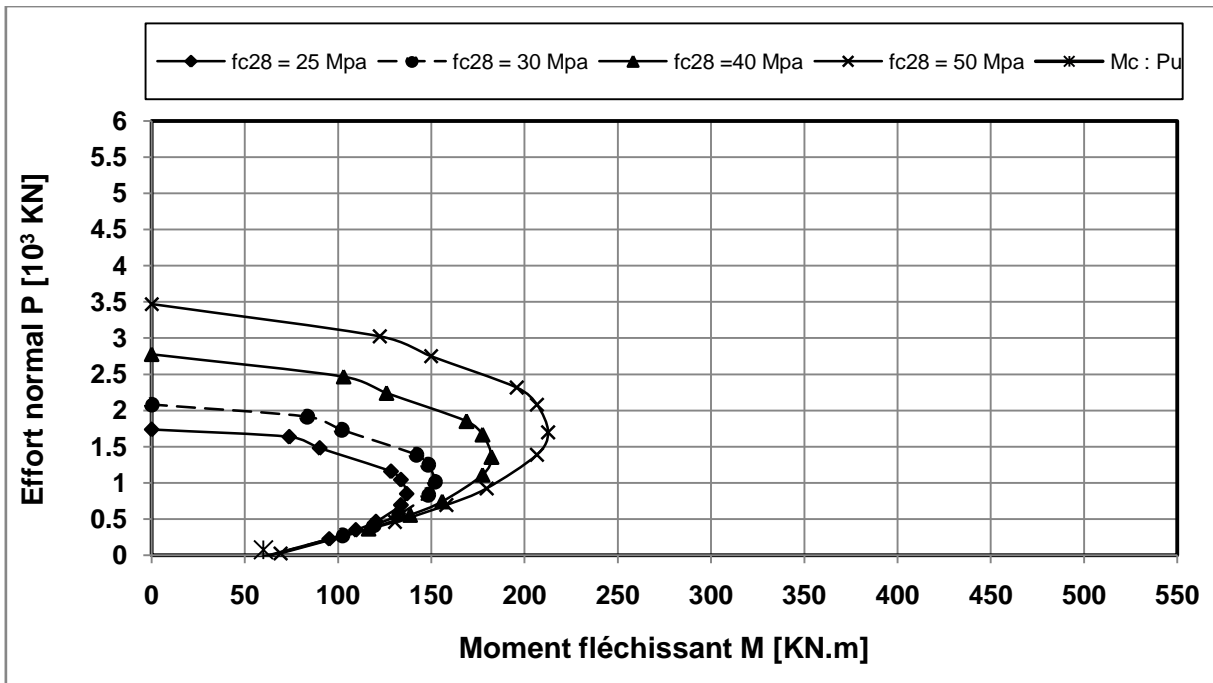
Ces observations restent valables pour tous les niveaux considérés de la structure (Figure 6.2*b* et *c*), avec la diminution de la zone autorisée de la stabilité vers les étages supérieurs, ceci est dû à la réduction géométrique des sections du béton, comme on a expliqué dans le chapitre 5.



(a) Etage 1



(b) Etage 2



(c) Etage 10

Figure 6.2 : Influence de la résistance du béton (f_{c28}) sur la capacité portante

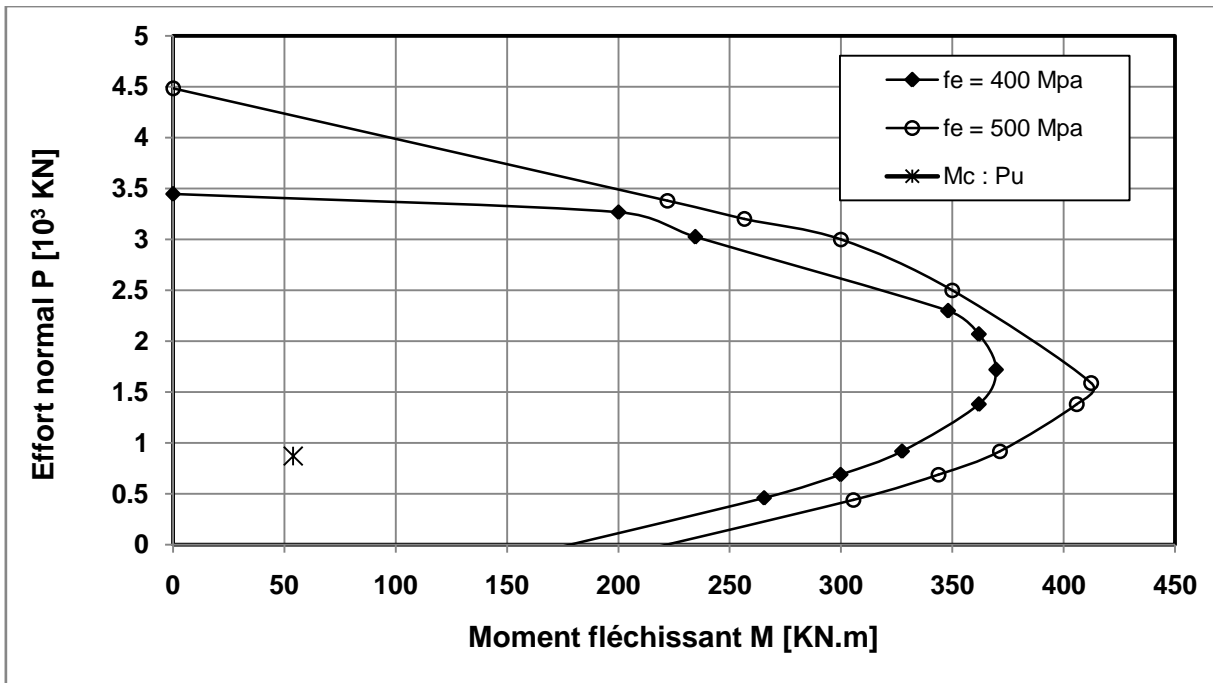
6.4. L'EFFET DE LA LIMITE ELASTIQUE DES ARMATURES

La Figure 6.3 (a, b et c) montre l'effet de la limite élastique f_e sur la capacité portante des poteaux en béton armé, où deux valeurs de f_e sont utilisées ($f_e = 400$ et 500 MPa) pour les trois poteaux considérés de la structure $n = 10$ (ST3).

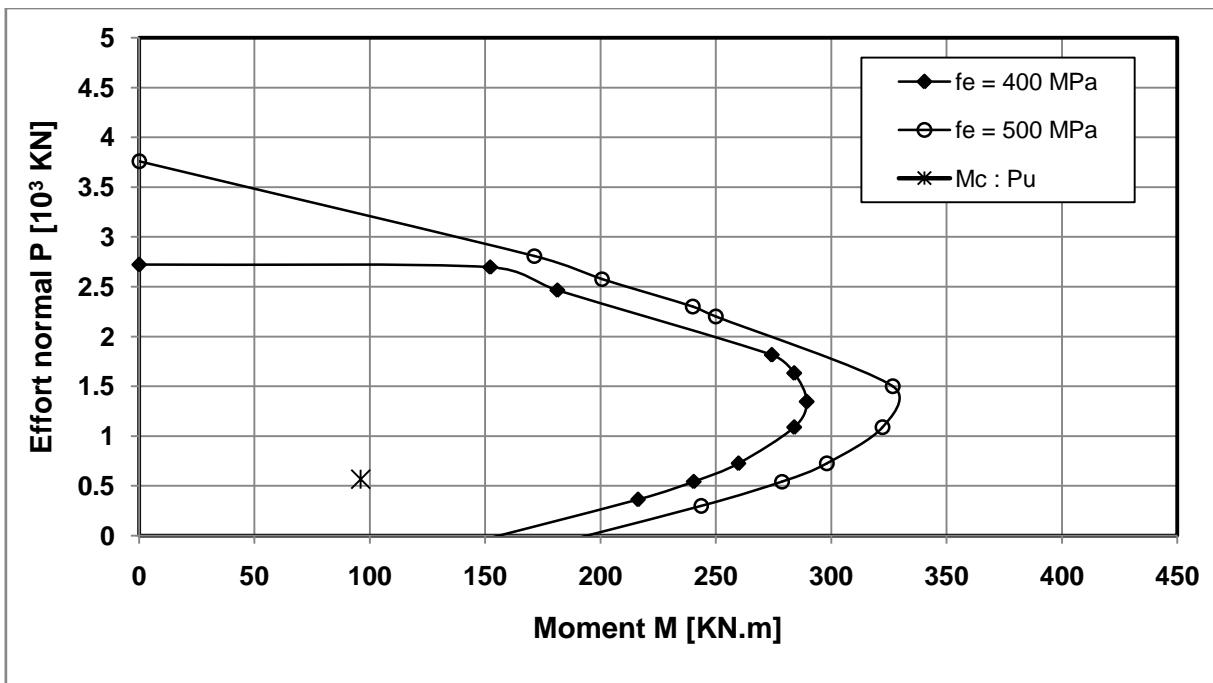
D'après la Figure 6.3a, on constate que, la forme des courbes d'interaction accroître avec l'accroissement de la limite élastique des armatures f_e , proportionnellement dans les trois zones de stabilité, surtout dans la zone de flexion prédominante où, on a remarqué que, ces courbes restent constantes avec l'augmentation de résistance à la compression f_{c28} dans le paragraphe 6.3.

La même explication concernant les Figures 6.3b et c, où la surface de la zone autorisée diminue considérablement dans les étages supérieurs.

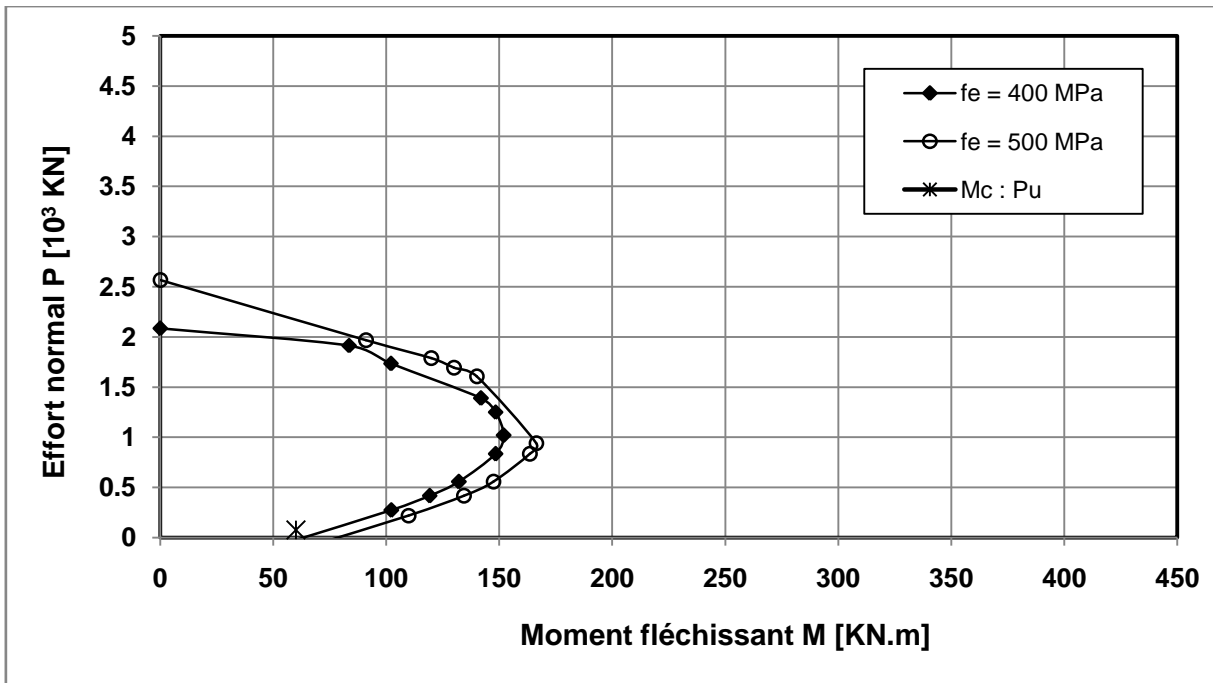
En conséquence, l'augmentation de la limite élastique f_e a un effet très favorable sur la capacité portante des poteaux en béton armé.



(a) Etage 1



(b) Etage 4



(c) Etage 10

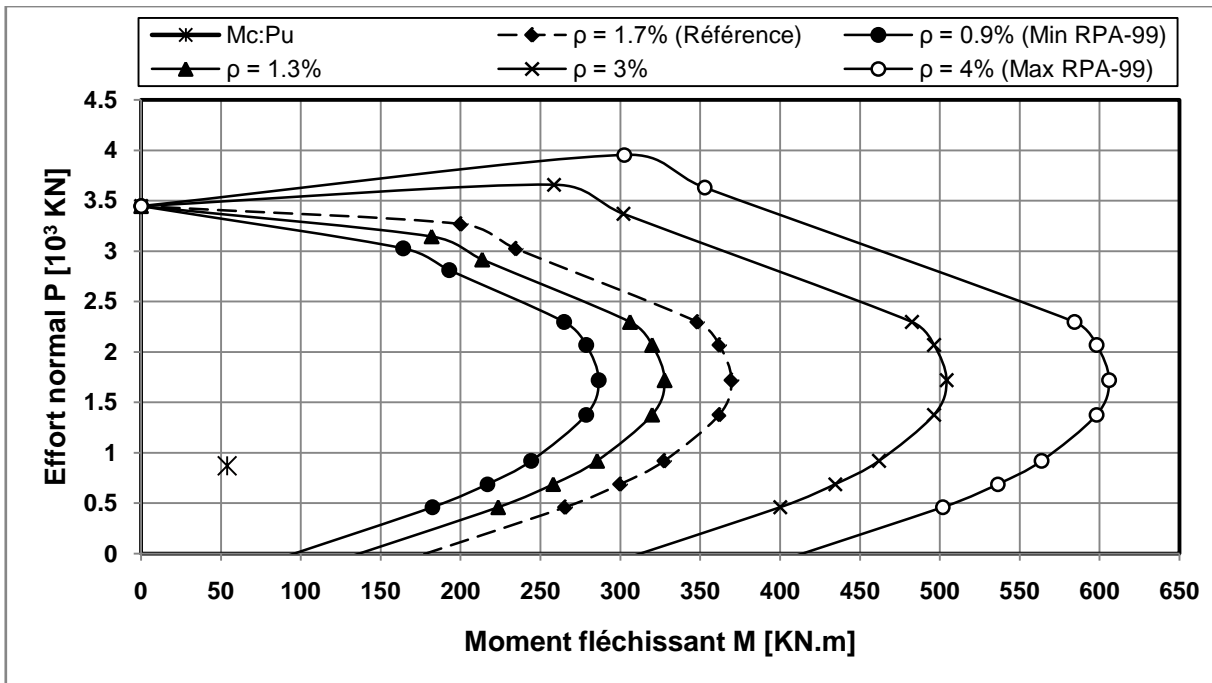
Figure 6.3 : Influence de la limite élastique de l'acier (f_e) sur la capacité portante

6.5. L'EFFET DU POURCENTAGE D'ARMATURES TENDUES

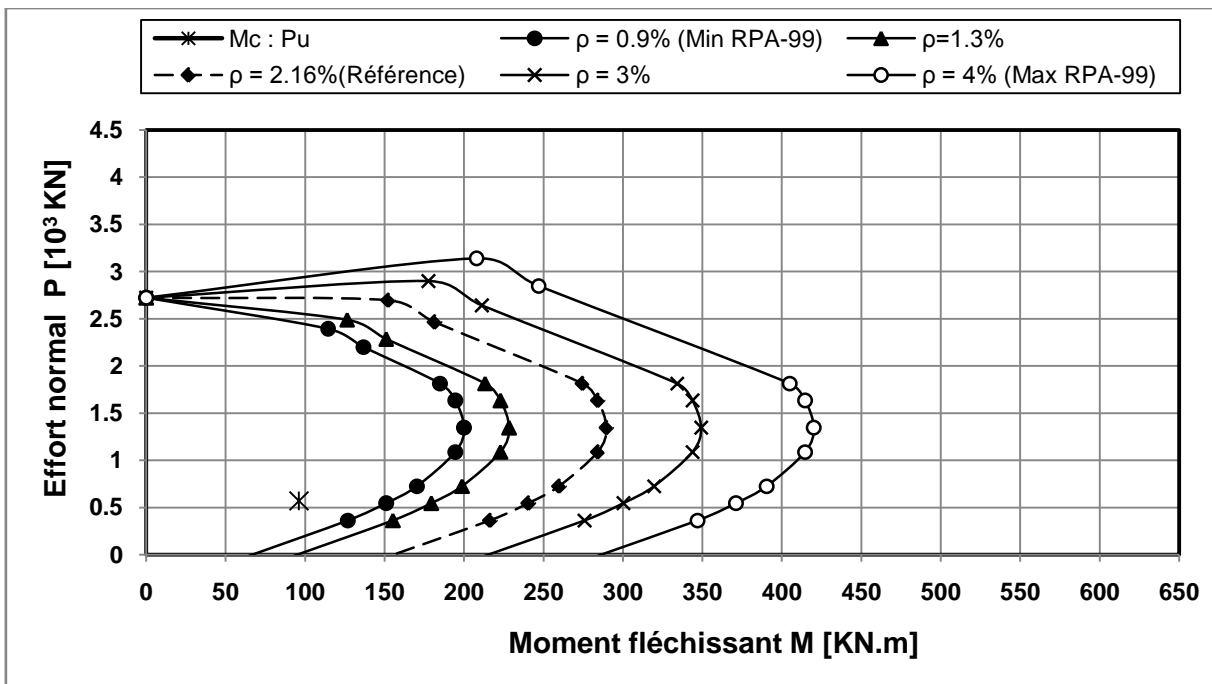
La Figure 6.4 (a, b et c), schématise l'effet du pourcentage d'armatures sur la capacité portante des poteaux en béton armé. Les courbes d'interaction de cette figure sont tracées avec différents degré de renforcement (ρ) qui varie entre les valeurs minimales ($\rho_{\min} = 0.9\%$) et maximales ($\rho_{\max} = 4\%$) adoptées par le code RPA-99/2003, avec une résistance à la compression $f_{c28} = 30$ MPa et une limite élastique $f_e = 400$ MPa.

D'après les courbes illustrées dans la Figure 6.4a, on observe que l'augmentation du pourcentage d'armatures conduit à l'augmentation de la capacité portante des sections des poteaux, dans les zones où la flexion composée et la flexion sont prédominantes, par contre, dans la zone où l'effort normal prédominant leur effet diminue.

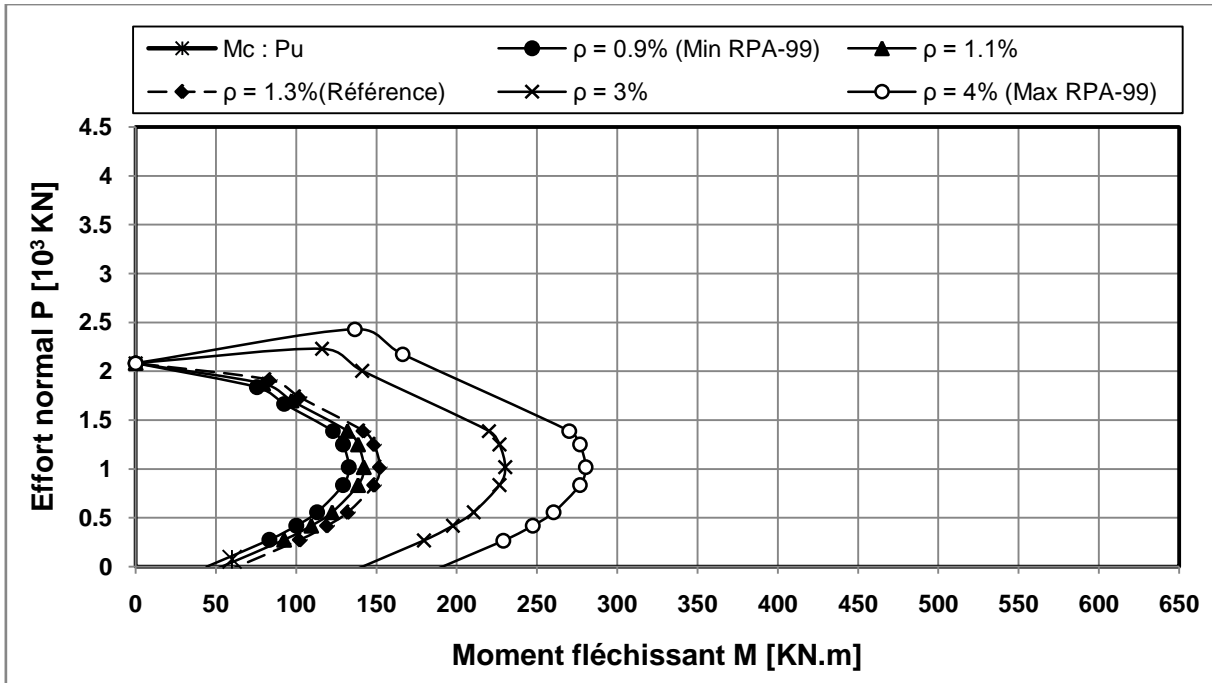
Ce constat reste valable pour les Figures 6.4 b et c, néanmoins, la forme générale des courbes d'interaction diminue avec les étages supérieurs comme on a montré précédemment. De ce fait, l'accroissement du degré de renforcement a un effet défavorable dans les zones de flexions.



(a) Etage 1



(b) Etage 4



(d) Etage 10

Figure 6.4 : Influence du pourcentage des armatures sur la capacité portante

6.6. CONCLUSIONS

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

- L'amplification du moment du premier ordre augmente avec l'augmentation de l'élanement dans les étages inférieurs ;
- L'augmentation de la résistance à la compression f_{c28} a un effet défavorable sur l'amplification du moment du premier ordre ;
- L'amplification du moment du premier ordre augmente considérablement dans les étages inférieurs, par contre, elle est négligeable dans les étages supérieurs ;
- L'accroissement de la résistance à la compression f_{c28} conforte largement la capacité portante des poteaux en béton armé dans les zones où la flexion composée et l'effort normal prédominants ;
- L'augmentation de la limite élastique des armatures f_e a un effet favorable sur la capacité portante ;
- L'accroissement du degré de renforcement ρ a un effet très positif sur la capacité portante dans les zones de flexions.

CHAPITRE 7

CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

7.1. CONCLUSIONS

Cette étude est consacrée à la clarification du concept de la stabilité dans les constructions et l'analyse de stabilité des poteaux des structures contreventées par des voiles en béton armé, largement utilisées dans la pratique.

Dans la première partie on a présenté une synthèse bibliographique concernant quelques notions sur la stabilité à savoir : les formes d'équilibre, le flambement, l'élançement et l'évolution de la théorie de la stabilité. Ensuite, quelques méthodes pratiques d'évaluation de la stabilité pour différents système de structures sont exposées en l'occurrence :

- la méthode des équations différentielles ;
- Les méthodes énergétiques approchées font des hypothèses sur la nature de la déformation de flambement du système élastique, réservées uniquement pour les éléments isolés ;
- Les méthodes numériques et itératives pour l'étude des structures entières ;
- Les méthodes qui traitent la stabilité des éléments hétérogènes (béton armé), tel que, la méthode d'Engesser, de Ritter, d'El-Metwaly, de Bazant ;
- Les méthodes réglementaires à savoir : celles proposées par CEB et l'Eurocode 2.

La deuxième partie a été réservée au développement de la méthode d'amplification du moment du premier ordre décrite par le code ACI 318-08 pour l'analyse de la stabilité des structures identifiées ainsi que pour l'étude paramétrique. A la fin de cette partie, un organigramme de calcul a été élaboré pour l'analyse de la stabilité.

La troisième partie a été destinée à l'étude de la stabilité des poteaux des structures contreventées par des voiles en béton armé. Après l'identification de cinq structures de différents niveaux ($n = 1, 5, 10, 15$ et 20 étages) dimensionnées à l'aide du logiciel SAP 2000 selon les règlements Algériens en vigueur (CBA-93 et RPA-99/2003), l'analyse de la stabilité des poteaux de ces structures à l'aide de la méthodologie développée, nous a permis de dégager les conclusions suivantes :

- L'élançement géométrique (kl_u / r) dépasse largement l'élançement limite normalisé par le code ACI sauf pour les niveaux où la dégradation de la hauteur des poteaux est imposée ;

- Malgré que, l'effort normal ultime augmente dans les niveaux inférieurs, il reste toujours au dessous de la charge critique d'Euler, ce qui nous a mené à éloigner la ruine des poteaux par défaillance des matériaux ;
- L'analyse des structures identifiées a montré que la stabilité dans tous les poteaux est assurée, avec des natures différentes, où :
 - Dans les étages inférieurs, elle est vérifiée dans le domaine de l'effort normal prédominant ;
 - Dans les étages moyens, elle est vérifiée dans le domaine de la flexion composée ;
 - Dans les étages supérieurs, la stabilité est assurée dans le domaine de la flexion prédomine.

Afin de mettre en évidence la variation des différents facteurs régissant la stabilité, une étude paramétrique sur les poteaux de la structure ($n = 10$) a été menée. Sur la base de cette étude, on a tiré les conclusions suivantes :

- L'amplification du moment du premier ordre augmente avec l'augmentation de l'élanement dans les étages inférieurs ;
- L'augmentation de la résistance à la compression f_{c28} a un effet défavorable sur l'amplification du moment du premier ordre ;
- L'amplification du moment du premier ordre augmente considérablement dans les étages inférieurs, par contre, elle est négligeable dans les étages supérieurs ;
- L'accroissement de la résistance à la compression f_{c28} conforte largement la capacité portante des poteaux en béton armé dans les zones où la flexion composée et l'effort normal prédominants ;
- L'augmentation de la limite élastique des armatures f_e a un effet favorable sur la capacité portante ;
- L'accroissement du degré de renforcement ρ a un effet très positif sur la capacité portante dans les zones de flexions.

7.2. RECOMMANDATIONS

- Bien qu'à travers la présente étude on a mis en évidence la stabilité de forme dans les poteaux des structures contreventées, l'élargissement de cette étude à d'autres types de structures s'avère nécessaire surtout pour les structures auto-stables,
- Malgré que, la méthode d'analyse utilisée apparut récemment dans le code ACI 2008, l'utilisation de d'autres méthodes est plus que nécessaire afin d'approfondir la méthodologie d'étude de la stabilité des structures en béton armé.
- La méthode d'amplification du moment proposée par le code ACI-318 est une approche efficace pour compenser les effets du deuxième ordre, mais il demeure assujettir à l'amélioration, tel que, l'introduction des effets du fluage et du confinement.
- Vue que, la vérification de la stabilité de forme dans nos codes nationaux en vigueur à savoir le RPA-99 et le CBA-93 est d'une manière très implicite, une recommandation très pratique concernant l'adoption des méthodes explicite comme le code ACI-318 et l'Eurocode 2 est devenue plus important.

REFERENCES
BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] **ACI-318, 2008.** *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary - ACI Committee 318.* American Concrete Institute, IHS, 467p.
- [2] **Eurocode 2, 2004.** *Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings,* 225p
- [3] **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.
- [4] **CEB, 1977.** *Bulletin d'information n°123,* CEB design manual of Buckling, Paris XVIème
- [5] **Ecole Nationale Supérieure d'Arts et Métiers, Centre de Cluny.** *Stabilité Appliquée.* Disponible sur : <http://www.mmaya.fr/Insta/poly/index.htm>
- [6] **Institution of Structural Engineers, 2000.** *Manual for the design of reinforced concrete building structures to EC2.* Londres, édition SETO, 157p.
- [7] **Institution of Structural Engineers, 1988.** *Stability of buildings.* Londres, édition SETO, 24p.
- [8] **Gearhart. D.** *Application of parametric column analysis to evaluate eccentric loading conditions on prop support performance* .Disponible sur : <http://www.cdc.gov/niosh/mining/pubs/pdfs/aopca.pdf>

- [9] **Mahfouz. S.Y., 1999.** *Design optimization of steel frame structures according to the British codes of practice using a genetic algorithm*, Thèse de doctorat, 322p.
- [10] **Timoshenko. S.P. and Gere. J.M., 1963.** *Theory of elastic stability*. New York. 17eme édition, McGraw Hill, 541p.
- [11] **Bazant Z.P., 2003.** *Stability of Structures*. New York, édition Oxford University Press, Inc., 1011p.
- [12] **TGC-V8, 1999.** *Dimensionnement des Structures en Béton Armé*. Lausanne, édition René Wather, 593p.
- [13] **Thonier. H., 1992.** *Conception et Calcul des Structures de Bâtiment*. Paris, édition René Wather, 779p.
- [14] **Hellesland. J., 2005.** *Nonslender column limits for braced and unbraced reinforced concrete members*, ACI Structural Journal, Vol. 102, N° 1, January-February 2005, Title n°102-S02, pg. 12-21
- [15] **BSI, 1985.** *BS 8110: Part 1—Structural Use of Concrete—Code of Practice for Design and Construction*, British Standards Institution, London
- [16] **ENV 1992-1-1:1991, 1991** *Calcul des structures en béton – Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments*, NBN B 15-002, Décembre 1995, 1^{ère} édition, Institut Belge de Normalisation, Bruxelles

- [17] **AISC, 1999.** *Load and Resistance Factor Design Specifications for Structural Steel Buildings*, Dec. 1999, 327 p.
- [18] **Perrin. D.** *Etude du flambement.* Disponible sur : <http://david.home.free.fr/download/MQ41%20-%20TP2,%20Etude%20du%20flambement.pdf>
- [19] **Gudmand-Høyer. T., 2002.** *Stability of Concrete Columns*, Volume 1. P H D Thesis. 145p
- [20] **Nielsen, M. P, 1993.** *foreløbige, rettede udgave*, Lyngby (DTH)
- [21] **El-Metwally. S., 1994.** *Method of segment length for instability analysis of reinforced concrete beam columns.* ACI Structural Journal, Vol. 91, N° 6, November- December 1994, Title n°91-S65, pg. 666-677
- [22] **Bažant et al, 1991.** *New method of analysis for slender columns.* ACI Structural Journal, Vol. 88, N° 4, July-August 1991, Title n°88-S41, pg. 391-401
- [23] **Germain. O., 2006.** *Contribution à l'analyse du comportement et au dimensionnement des colonnes élancées en béton armé.* Thèse de doctorat, 179p.
- [24] **CBA-93, 1994.** *Code de béton algérien 1993.* Document technique réglementaire DTR-BC Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS), Alger.
- [25] **Macginley. T.J. and CHOO. B.S., 2003.** *Reinforced Concrete, Design Theory and Examples.* Second edition, London & New York, Taylor & Francis e-Library, 520p

- [26] **Gagliardini. O., 2005.** *Cours de Béton Armé.* IUP Génie Civil et Infrastructures, UJF-Grenoble I, 2004/05
- [27] **Mosley. B., Bungey. J. and Hulse. R., 2007.** *Reinforced concrete design to Eurocode2.* sixth edition, Palgrave Macmillan, New York, 408p
- [28] **Nilson. A.H., 2004.** *Design of concrete structures.* The McGraw-Hill. 779p
- [29] **MacGregor, J. G., 1993.** *Design of Slender Columns—Revisited,* ACI Structural Journal, V. 90, No. 3, May-June, pp. 302-309.
- [30] **CSI (Computer and Structure Inc) SAP2000 V12, 2009.** *Integrated Finite Element Analysis And Design of Structures.* CSI Berkeley