
République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Ibn Khaldoun de Tiaret



Faculté des Sciences Appliquées
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention
du diplôme de Master

Spécialité : Génie Civil

Option : Structures

Présenté par :

M^{elle} CHAALLAL IKRAM

AMÉLIORATION DE LA DUCTILITÉ DES STRUCTURES
EN BÉTON ARMÉ

Soutenu le 01 juillet 2020 devant le jury composé de :

M ^r ABADA G.	Président
M ^r MIMOUNI M.	Rapporteur
M ^r KLOUCHE D.I.	Examineur
M ^r BENYAMINA A.B.	Examineur

Ce travail est à la mémoire de mon très
cher « *Sidi* » j'espère qu'il soit fier de ce
que j'ai pu accomplir dans son absence.

Ta fille

Dédicaces

Je dédie ce travail aux prunelles de mes yeux, *mama et tante khadidja* celles qui m'ont soutenu et accompagné depuis le début et durant cette année. Je remercie votre paissance et compréhension veillant à m'accorder une atmosphère et un milieu sain pour que je puisse avancer.

À l'espérance que vous seriez fières...

Votre Ikram

Remerciements

En premier lieu et avant tout, je tiens à remercier le TOUT PUISSANT DIEU de m'avoir octroyé la volonté et le courage d'achever ce modeste travail.

Je tiens à remercier sincèrement M^r MIMOUNI MOHAMED, qui en tant que directeur de mémoire, s'est toujours montré à l'écoute et très disponible tout au long de la réalisation de ce mémoire et qui n'a pas économisé le moindre effort pour que ce travail atteigne ses objectifs.

Enfin, j'adresse mes plus sincères remerciements à tous mes proches qui m'ont toujours soutenu et encouragé au cours de la réalisation de ce mémoire.

ملخص :

عرفت الينايات المبنية بالخرسانة المسلحة المقاومة للزلازل تقدما ملحوظا مقارنة بالتي كانت مبنية سابقا. إن فهم السلوك الزلزالي في مجال ما بعد المرونة و تحسين تفاصيل الهيكل هي من المزايا من التي ادت إلى رفع ليونة العناصر الهيكلية إن الهياكل الخاضعة للزلازل تتعرض إلى تسوهات خارجة عن المجال المرن، لذا من الضروري حساب إستجابة الهيكل و تقدير مدى ولوجه في مجال الليونة، أي تقييم ليونة العناصر.

بالنسبة للمباني من نوع (أعمدة/روافد) فإن حادثة خروج الطاقة تتم عن طريق حدوث تسوهات كبيرة في المناطق ذات المفاصل البلاستيكية. من المعروف ان ليونة الأعمدة محدودة أكثر من الروافد، مثلما ان تكوين المفاصل البلاستيكية في الأعمدة يؤدي إلى تحويل الهيكل إلى آلية انهيار. وهذا ما يقصر اهتمام معظم القواعد بالأعمدة و منحها مقومات أكبر من الرافدات

يعتمد هذا العمل على دراسة السلوك غير الخطي لهيكل ذاتي الاستقرار متكون من خمسة طوابق تم تحليله بطريقة الدفع الزائد. الهدف من الدراسة هو تحديد المعايير التالية: المقومة، الصلابة و الليونة، مع تركيز الاهتمام على الليونة من أجل معرفة نتائج قصورها على آلية الانهيار و كيفية تحسينها. الدراسة المعيارية تكشف تأثير بعض المعايير على ليونة الهيكل و آلية الانهيار النتائج المتحصل عليها عن طريق

استخدام برنامج ETABS V 18 على شكل منحنيات القدرة و اليات الانهيار التي توضح موقع و شكل المفاصل البلاستيكية.

الكلمات المفتاحية : بعد المرونة، الليونة ، (أعمدة/روافد)، مفصل بلاستيكي،

القدرة، الانهيار، ETABS V 18

Résumé :

Les procédures actuelles de conception parasismique à travers le monde ont progressé de manière significative par rapport à l'époque où ces structures en béton armé ont été construites. Les principaux avantages sont la compréhension du comportement sismique post-élastique des structures et l'amélioration des détails de structure pour augmenter la ductilité des éléments structuraux. Les structures soumises à l'action sismique subissent des déformations sortant du domaine élastique. Il y a donc lieu, de calculer la réponse de la structure et d'estimer l'incursion dans le domaine élasto-plastique, c'est-à-dire d'évaluer la ductilité des éléments.

Pour les structures en portiques, la dissipation d'énergie se fait par des déformations importantes au droit des zones comportant des rotules plastiques. Il est connu que la ductilité des poteaux est plus limitée que celle des poutres, de même que, la formation des rotules plastiques dans les poteaux a pour conséquence la transformation de la structure en un mécanisme. Cela explique le souci de la plupart des règlements de conférer aux poteaux une résistance supérieure à celle des poutres.

Ce travail est basé sur l'étude du comportement non linéaire d'une structure auto-stable composée de cinq étages analysée par la méthode Push Over. L'objectif de l'étude est de quantifier les trois critères suivants : résistance, rigidité et ductilité. Une attention particulière est donnée à la ductilité pour évaluer les conséquences de son insuffisance sur le mécanisme de ruine et comment l'améliorer. Une étude paramétrique est effectuée pour examiner l'impact de quelques paramètres pouvant influencer la ductilité de la structure et son mécanisme de ruine.

Les résultats sont obtenus, par l'utilisation du logiciel ETABS V 18, sous forme de courbes de capacité et d'états de ruine montrant l'emplacement et la formation des rotules plastiques.

Mots clés : post-élastique, ductilité, portiques, rotules plastiques, Push Over, ETABS, capacité, ruine.

Abstract :

Current earthquake-resistant design procedures around the world have advanced significantly compared to the time when these reinforced concrete structures were built. Understanding of the post-elastic seismic behavior of structures and the improvement of structural details to increase the ductility of structural are the main advantages. The structures subjected to seismic action endure deformations out of the elastic domain. Therefore, of that it is necessary to calculate the response structure and to estimate the incursion in the elastoplastic field, in meaning to evaluate the ductility of the elements.

Concerning frame structures, energy dissipation is being by the formation of plastic hinges in the areas of significant deformations. It is known that the ductility of columns is more limited than that of the beams, just as, the formation of plastic hinges joints in the columns results in the transformation of the structure into a mechanism. This explains the concern of most codes to give columns greater resistance than beams.

This work is based on the study of the non-linear behavior of a self-stable structure composed of five story analyzed by the Push Over method. The objective of the study is to quantify the following three criteria : strength, stiffness and ductility. Particular attention is given to ductility to assess the consequences of its insufficiency on the mechanical failure and how to improve it. A parametric study is carried out to examine the impact of a few parameters that can influence the ductility of the structure and its ruin mechanism,

The results are obtained, using the ETABS V 18 software, in the form of capacity curves and failure states showing the location and formation of the plastic hinges joints

Keywords : post-elastic, ductility, frames, plastic hinge, Push Over, ETABS, capacity, ruin

Table des matières

Liste des symboles	xi
Liste des tableaux	xiv
Table des figures	xv
Introduction générale	1
1 Aperçu sur les séismes	3
1.1 Introduction	4
1.2 Le phénomène sismique	4
1.2.1 Le phénomène sismique en Algérie	5
1.2.1.1 La tectonique des plaques	5
1.2.1.2 La convergence Afrique-Eurasie	5
1.3 La tectonique de l'Algérie	7
1.3.1 Principaux séismes qui ont marqué l'Algérie	8
1.3.2 La sismicité au nord Algérien	9
1.3.2.1 Les régions sismiques dans le Nord	9
1.4 L'aléa sismique	11
1.5 Les effets induits par le séisme	13
1.6 Vulnérabilité et risque sismique	14
1.6.1 La vulnérabilité	14
1.6.2 Le risque sismique	15
1.7 Conclusion	16
2 Ductilité des structures en béton armé	17
2.1 Introduction	18
2.2 La notion de la ductilité	18
2.2.1 Relation déformabilité ductilité	19
2.2.2 Ductilité/Fragilité	19
2.3 Types de ductilité	20
2.3.1 Ductilité locale	20
2.3.2 Ductilité globale	20
2.4 Le facteur de ductilité	20
2.4.1 Ductilité de déformation	20
2.4.2 Ductilité de courbure	21
2.4.3 Ductilité de déplacement	21
2.5 Loi et facteur de comportement	22

2.6	La ductilité dans la réglementation parasismique : RPA99/2003 et Eurocode8	23
2.6.1	Classe de ductilité	24
2.6.2	Dissipation de l'énergie sismique	26
2.6.2.1	Comportement des éléments d'ossatures auto stables	27
2.6.2.2	Comportement des poutres	27
2.6.2.3	Le comportement des poteaux	30
2.6.2.4	La zone critique	30
2.6.2.5	Mécanisme de ruine	31
2.6.2.6	Loi force—déplacement associée au système poteaux poutres	32
2.6.2.7	Structures peu dissipatives : Cas réels	33
2.7	Conclusion	36
3	Modélisation du bâtiment	37
3.1	Présentation de l'ouvrage	38
3.2	Caractéristiques géométriques	38
3.3	Ossature et système constructif adoptés	40
3.3.1	Ossature	40
3.3.2	Planchers	40
3.3.3	Maçonnerie	41
3.3.4	Acrotère	42
3.3.5	Revêtement	42
3.3.6	Caractéristique géotechnique du sol	42
3.4	Caractéristiques des matériaux	43
3.4.1	Le béton	43
3.4.2	L'acier	43
3.4.3	Les hypothèses de calcul	43
3.5	La descente des charges	44
3.5.1	Les charges gravitaires	44
3.5.2	Les charges appliquées sur les portiques	47
3.6	Modélisation de la structure	48
3.6.1	Présentation du logiciel ETABS 18	48
3.6.2	Résultats de l'analyse linéaire élastique	51
3.7	Modélisation non linéaire (Push Over)	56
3.7.1	Présentation de l'analyse statique non linéaire	56
3.7.2	Définition du chargement de l'analyse non linéaire	60
3.7.3	Définition des charges gravitaires	60
3.7.4	Définition du chargement Push Over	60
3.7.5	Résultats de l'analyse non linéaire Push Over	62
3.8	Commentaires	66
3.9	Conclusion	66
4	Étude paramétrique	67
4.1	Introduction	68
4.2	Effet de la résistance du béton à la compression f_{c28}	68
4.2.1	Courbe de capacité	68
4.2.2	Analyse des courbes de capacité	69
4.2.3	La résistance	70
4.2.4	La rigidité	71
4.2.5	La ductilité	71
4.2.6	Visualisation de l'état de ruine	72

4.2.7	Commentaire des résultats	75
4.3	Effet de la variation de la limite élastique de l'acier F_e	75
4.3.1	Courbe de capacité	76
4.3.2	Analyse des courbes de capacité	77
4.3.3	La résistance	77
4.3.4	La rigidité	77
4.3.5	La ductilité	78
4.3.6	Visualisation de l'état de ruine	79
4.4	Effet de la variation des dimensions des poutres	82
4.4.1	Variations du taux de ferrailage	82
4.4.1.1	Courbe de capacité	82
4.4.1.2	Analyse des courbes	83
4.4.1.3	La résistance	84
4.4.1.4	La rigidité	84
4.4.1.5	La ductilité	85
4.4.1.6	Visualisation de l'état de ruine	86
4.4.1.7	Commentaires	88
4.4.2	Effet de la variation de la hauteur des poutres principales et secondaires	89
4.4.2.1	Courbe de capacité	90
4.4.2.2	Analyse des courbes	91
4.4.2.3	La résistance	91
4.4.2.4	La rigidité	92
4.4.2.5	La ductilité	92
4.4.2.6	Visualisation de l'état de ruine	93
4.4.2.7	Commentaires	95
	Conclusion générale	97
	Mini Glossaire	100
	Bibliographie	103

Liste des symboles

A	Coefficient d'accélération
β	Coefficient de pondération
D	Facteur d'amplification dynamique
d	Hauteur utile de la section
Δ_u	Déplacement maximal
Δ_y	Déplacement élastique
E	Module d'élasticité
ELS	Etat limite de service
ELU	Etat limite ultime
ε_{cu2}	Déformation du béton dans la fibre extrême supérieure
$\varepsilon_{sy,d}$	Déformation des armatures tendues
η	Facteur de correction d'amortissement
f_{c28}	Résistance du béton a la compression
F_e	Limite élastique de l'acier
\varnothing_u	Courbure à l'état limite ultime
\varnothing_y	Courbure à la fin de la phase élastique
f_{tj}	Résistance du béton a la traction
g	Accélération de pesanteur
G	Charge permanente
ξ	Pourcentage d'amortissement
ξ_{max}	Déformation maximale
ξ_u	Facteur de la hauteur de la zone comprimée a l'état ultime
ξ_y	Facteur de la hauteur de la zone comprimée
ξ_u	Déformation maximale
ξ_y	Déformation élastique
L	Longueur de la portée
L/2	Longueur utile
L/2	Longueur de cisaillement

L_p	Longueur de la rotule plastique
M_p	Moment plastique
μ_c	Ductilité locale
μ_\varnothing	Ductilité de courbure
M_y	Moment élastique limite
P_q	Pénalité à retenir
Q	Charge d'exploitation
Q	Facteur de qualité
q_0	Facteur de comportement
R	Facteur de comportement
ρ_{max}	Pourcentage maximale des armatures
S	la surface
T_1	Période fondamentale du bâtiment
T_c	Période limite supérieure à la zone d'accélération
θ_u	Rotation plastique
θ_y	Rotations limites élastique
U_Δ	Ductilité de déplacement
V	Force sismique

Liste des tableaux

1.1	Principaux séismes qui ont marqué l'Algérie	8
1.2	Concentration de la population dans le territoire national	15
1.3	Évolution des densités du peuplement par zones (habitants/ km^2)	15
2.1	Principe de dimensionnement, classe de ductilité des structure et limites supérieure des valeurs de référence des coefficient de comportement	25
3.1	Rapport de l'AFPS—séisme de Boumerdès mai 2003	38
3.2	Coffrage et ferrailage des éléments structuraux	40
3.3	Caractéristiques mécaniques du béton utilisé	43
3.4	Caractéristiques mécaniques de l'acier utilisé	44
3.5	Charges permanentes et surcharge appliquées sur la terrasse	44
3.6	Charges permanentes et surcharges appliquées sur les planchers	45
3.7	Murs extérieurs	45
3.8	Charge permanentes de l'acrotère	46
3.9	Charge permanentes et charge d'exploitation agissante sur la structure	46
3.10	Charges appliquées sur un portique de rive	47
3.11	Charges appliquées sur un portique intermédiaire	47
3.12	Charges appliquées sur un portique de rive	48
3.13	Charges appliquées sur un portique intermédiaire	48
3.14	Périodes du bâtiment correspondantes aux différents modes vibratoires	52
3.15	Effort tranchant à la base de la structure	55
3.16	Déplacements absolus	56
4.1	Variation de résistance du bâtiment en fonction de la résistance du béton dans les deux directions (X) et (Y)	70
4.2	Variation de la rigidité de la structure en fonction de la valeur de f_{c28} dans les deux directions (X) et (Y)	71
4.3	Variation de la ductilité de la structure en fonction de la valeur de f_{c28} dans les deux directions (X) et (Y)	71
4.4	Variation de la résistance en fonction de la valeur de la limite élastique des aciers dans les deux directions (X) et (Y)	77
4.5	Variation de la rigidité en fonction de la valeur de la limite élastique dans les deux directions	78
4.6	Variation du facteur de ductilité en fonction de la limite élastique des aciers dans les deux directions	78
4.7	Variation du taux de ferrailage dans les poutres principales et secondaires	82
4.8	Variation de la résistance en fonction du taux de ferrailage dans les deux directions	84
4.9	Variation de la rigidité en fonction de la section d'acier dans les deux directions	85
4.10	Variation du facteur de ductilité en fonction du taux de ferrailage des poutres dans les deux directions	85

4.11	Variation de la hauteur des poutres principales et secondaires	89
4.12	Variation de la résistance en fonction de la variation de la hauteur des poutres suivant les deux directions	92
4.13	Variation de la rigidité en fonction de la hauteur des poutres	92
4.14	Variation du facteur de ductilité en fonction de la hauteur des poutres	93

Table des figures

1.1	Caractéristiques du séisme	5
1.2	Carte des plaques intercontinentales	5
1.3	Carte des mouvements limites des plaques	6
1.4	Configuration récente des plaques	6
1.5	Vitesses de convergence à la limite des plaques Afrique et Eurasie en Méditerranée Occidentale et Atlantique central	7
1.6	Zone de la limite de plaque Afrique–Europe en méditerranée occidentale et quantité de déformation dans les zones sismiquement actives	7
1.7	La sismicité en Algérie (1365-2009)	9
1.8	Intensités maximales observées en Algérie du Nord (1996)	9
1.9	Sismicité au $XX^{\text{ème}}$ siècle en Algérie	10
1.10	Faille de Thénia et localisation du séisme du 21 mai 2003	11
1.11	PGA moyenne avec une probabilité de dépassement de 10% en 50 ans	12
1.12	Les zones sismiques selon le RPA99/2003	12
1.13	Illustration des effets du séisme	13
1.14	Densité de la population par wilaya en 1998 (Habitants/ Km^2)	15
2.1	Relation ductilité/déformabilité	19
2.2	Déformation et ductilité voile/portique	19
2.3	Comportements fragile/ductile	19
2.4	Diagramme ductilité de déformation	21
2.5	Déformation de courbure	21
2.6	Ductilité de déplacement	22
2.7	Réduction de la force et taux de ductilité	23
2.8	Comportement d’ossatures de même période T soumises à poussée progressive jusqu’au déplacement $S_{De}(T)$	24
2.9	Différence entre structure peu dissipative et structure dissipative	25
2.10	Approche en capacité	26
2.11	Mécanisme de déformation post-élastique	27
2.12	Compression d’une section fléchie d’une poutre	27
2.13	Relation Moment–Courbure idéalisée d’un élément poutre	28
2.14	Distribution réelle et idéalisée des courbures dans le domaine non linéaire d’une poutre sous charge sismique	30
2.15	Mécanisme relatif à la rotation des poteaux dans le $i^{\text{ème}}$ niveau	31
2.16	Mécanisme relatif à la rotation des poutres	32
2.17	Mécanisme relatif à la rotation des poutres et des poteaux	32
2.18	Loi force–déplacement non linéaire idéalisée pour les poutres et les poteaux	33
2.19	Endommagement des structures par manque de ductilité	34
2.20	Endommagement des zones critiques	34
2.21	Plastification des poteaux	35
2.22	Plastification des poteaux	35

2.23	Effondrement en mille feuilles	36
3.1	Vue en 3D du bâtiment	39
3.2	Vue en plan du bâtiment	39
3.3	Ossature d'une structure	40
3.4	Plancher à corps creux	41
3.5	Détail du plancher à corps creux	41
3.6	Mur en double cloisons en briques creuses	42
3.7	Modèle d'un acrotère	42
3.8	Plancher terrasse inaccessible	44
3.9	Plancher étage courant	45
3.10	Section transversale de l'acrotère	46
3.11	Spectre de réponse (RPA99/2003)	51
3.12	(a) et (b) Translation suivant Y	53
3.13	(a) et (b) Translation suivant X	54
3.14	(a) et (b) Rotation suivant l'axe Z	55
3.15	Introduction des rotules plastiques dans les poutres	58
3.16	Caractéristiques des rotules plastiques dans les poutres	58
3.17	Introduction des rotules plastiques dans les poteaux	59
3.18	Caractéristiques des rotules plastiques dans les poteaux	59
3.19	Introduction d'un chargement sous le nom « GRAV » pour définir les charges gravitaires	60
3.20	Définition du chargement horizontal suivant l'axe X (PUSHX)	61
3.21	Définition du chargement horizontal suivant l'axe Y (PUSHY)	61
3.22	Courbe de capacité PUSHX	62
3.23	Courbe de capacité PUSHY	62
3.24	Comparaison de la courbe de capacité avec la demande sismique (Sens X)	63
3.25	Comparaison de la courbe de capacité avec la demande sismique (Sens Y)	63
3.26	(a) et (b) Apparition des rotules plastiques (Sens X)	64
3.27	Apparition des rotules plastiques (Sens Y)	65
4.1	Courbes de capacité avec une idéalisation bilinéaire dans la direction X	69
4.2	Courbes de capacité avec une idéalisation bilinéaire dans la direction Y	69
4.3	Comparaison des courbes de capacité suivant le sens X et Y	70
4.4	Variation du facteur de ductilité de la structure en fonction de la valeur de f_{c28} dans les deux directions (X) et (Y)	72
4.5	État de ruine du portique (2) PushX	73
4.6	État de ruine du portique (C) PushY	74
4.7	Courbes de capacité avec idéalisation bilinéaire suivant la direction X	76
4.8	Courbes de capacité avec idéalisation bilinéaire suivant la direction Y	76
4.9	Comparaison des courbes de capacité suivant le sens X et Y	77
4.10	Variation du facteur de ductilité de la structure en fonction de la valeur de F_e dans les deux directions (X) et (Y)	79
4.11	État de ruine du portique (3) PushX	80
4.12	État de ruine du portique (B) PushY	81
4.13	Courbes de capacité avec idéalisation bilinéaire suivant la direction X	83
4.14	Courbes de capacité avec idéalisation bilinéaire suivant la direction Y	83
4.15	Comparaison des courbes de capacité suivant le sens X et Y	84
4.16	Variation du facteur de la ductilité en fonction du taux de ferrailage dans les deux directions	86
4.17	État de ruine du portique (2) PushX	87
4.18	État de ruine du portique (D) PushY	88
4.19	Courbes de capacité avec idéalisation bilinéaire suivant la direction X	90

4.20	Courbes de capacité avec idéalisation bilinéaire suivant la direction Y	91
4.21	Comparaison des courbes de capacité suivant le sens X et Y	91
4.22	Variation du facteur de la ductilité en fonction de la hauteur des poutres	93
4.23	État de ruine du portique (3) PushX	94
4.24	État de ruine du portique (C) PushY	95

Introduction générale

a) Généralités

La géolocalisation et la composition du sol de l'Algérie lui en mis dans une confrontation répétitive avec les séismes, cette catastrophe naturelle dévastatrice et ravageuse ne cesse de se reproduire avec des amplitudes plus ou moins fortes. Les statistiques montrent que l'Algérie a connu deux violents séismes au cours de la 2^{ème} moitié du XX^{ème} siècle où elle a été gravement touchée sociologiquement par la perte des vies humaines et économiquement par l'effondrement des structures.

Avec son caractère imprévisible et impulsif à Chleff (El Asnam) en 1980 et à Boumerdes en 2003, cette catastrophe a failli détruire les deux villes entièrement. Tout d'abord, à l'Asnam en 1980, la majorité des structures n'ont pas été conçues et réalisées selon les règles parasismiques, et puis, à Boumerdes en 2003 elles ne respectaient pas le règlement parasismique RPA 99. Ce règlement parasismique Algérien qui veille à concevoir des constructions capables de résister au choc de la secousse sismique sans s'y mettre au danger.

Les présentes règles RPA 99/version 2003 visent à assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés. Pour des ouvrages courants, les objectifs ainsi visés consistent à doter la structure :

- D'une rigidité et d'une résistance suffisantes pour limiter les dommages non structuraux et éviter les dommages structuraux par un comportement essentiellement élastique de la structure face à un séisme modéré, relativement fréquent.
- D'une ductilité et d'une capacité de dissipation d'énergie adéquates pour permettre à la structure de subir des déplacements inélastiques avec des dommages limités et sans effondrement, ni perte de stabilité, face à un séisme majeur, plus rare.

Pour aboutir aux objectifs de la réglementation parasismique plusieurs recherches ont été menées basées sur la méthode non linéaire par poussée progressive qui permet d'avoir une loi de comportement proche du réel et qui traduit les résultats de l'effort sismique présenté comme un effort tranchant à la base de la structure en fonction du déplacement relatif au sommet, avec une démonstration pour le type du mécanisme de ruine subit.

b) Problématique

L'observation des dégâts engendrés par le séisme de Boumerdes (mai 2003) nous permet de dire que parmi les causes les plus importantes de l'effondrement des structures auto-stables est l'insuffisance ou le manque de ductilité. Bien que la cause paraisse bien évidente, il est à

nous de savoir quelles sont les causes réelles qui ont mené à cette insuffisance ou à ce manque, pour pouvoir contribuer à l'amélioration et l'élargissement du palier plastique de ce genre de structures.

Notre travail consiste à clarifier le concept de la ductilité. Pour cela, on a choisi d'étudier le comportement d'une structure auto-stable similaire à celles effondrées lors du dernier séisme fort qui a touché notre pays (Boumerdes 2003). La méthode statique non linéaire (Push Over) est utilisée pour estimer sa performance et évaluer sa capacité à développer un comportement plastique adéquat afin de mettre en évidence la ductilité et son aspect avantageux sur les structures.

Notre objectif est de donner une explication à la mauvaise dissipation de l'énergie de ces structures et pourquoi elles sont incapables de développer un bon mécanisme de rotules plastiques.

À cet effet, on a opté pour une démarche composée de deux étapes :

- Une étape théorique en guise de la compréhension de la notion de la ductilité,
- Une étape pratique concernant la partie de la modélisation de la structure dans les deux domaines linéaire et non linéaire avec une étude paramétrique.

c) Structure de mémoire

Le mémoire présenté est composé de quatre chapitres avec une introduction et une conclusion générales comme suit :

- **Chapitre 1** : traite le phénomène sismique en Algérie en se concentrant sur la sismicité du nord Algérien,
- **Chapitre 2** : se consacre à bien définir la ductilité et à comprendre son rôle dans la construction parasismique,
- **Chapitre 3** : dédié à la modélisation de la structure étudiée dans les deux domaines linéaire et non linéaire avec un aperçu sur la méthode statique non linéaire (Push Over),
- **Chapitre 4** : une étude paramétrique avec présentation des résultats sous forme de courbes de capacité idéalisées et des différents états de ruine traduisant la formation des rotules plastiques. Ce chapitre comporte des commentaires expliquant chaque résultat obtenu.

La concordance entre les résultats du 4^{ème} chapitre et les notions apprises au 2^{ème} chapitre nous ont permis d'écrire la conclusion générale où on présente quelques recommandations et perspectives.

Chapitre 1

Aperçu sur les séismes

- 1.1) Introduction
- 1.2) Le phénomène sismique
- 1.3) La tectonique de l'Algérie
- 1.4) L'aléa sismique
- 1.5) Les effets induits par le séisme
- 1.6) Vulnérabilité et risque sismique
- 1.7) Conclusion

1.1 Introduction

Il est évident que le monde d'aujourd'hui n'est pas le monde d'autrefois. Depuis sa création et une force interne inconnue joue sur sa composition, son apparence et même son comportement avec ses occupants. La nature a joué un très grand rôle pour qu'il atteigne son aspect actuel sous l'effet d'évènements inattendus. Appelés par l'homme des catastrophes naturelles à cause de leur brutalité et leur puissance qui engendreront des dommages irréversibles sur la couche terrestre. Les catastrophes naturelles sont diverses, citons le séisme.

Le séisme est à ce jour l'évènement naturel le plus meurtrier, il résulte d'une rupture des roches provoquant de nombreuses secousses. Ce phénomène entraîne des conséquences inimaginables d'un point de vue humain, environnemental et économique.

Il est à noter que la majorité des pertes en vies humaines est due à des effondrements partiels ou totaux d'ensemble des bâtiments touchés par des séismes, alors l'homme doit apprendre à vivre avec en s'informant sur son origine, ses principales causes et ainsi que ses conséquences.

Dans le présent chapitre on va se familiariser avec le phénomène sismique et le projeter sur notre pays car il est important de le connaître pour savoir pourquoi parfois l'Algérie est touchée par des violents séismes.

1.2 Le phénomène sismique

Qualifié comme un risque naturel qui menace l'humanité, il se traduit par de brusques vibrations de sol suite à une rupture des roches induites par le mouvement des plaques tectoniques créant par ça des failles dans le sol. il est caractérisé par une émission de l'énergie, qui sera par la suite la cause des dégâts physiques et humains. Le caractère élastique des roches permet de propager l'énergie sismique sous forme d'ondes faisant secouer le sol et qui seront enregistrées par des sismomètres.

L'importance et le danger sismique seront tout de suite apparus et peuvent être mesurés par :
 – les dégâts occasionnés aux édifices et ouvrages bâtis par l'homme, – les perturbations produites au sol, – le degré de perception de l'ébranlement par l'homme et aussi par les animaux.

L'intensité d'un séisme est déterminée par les observations visuelles. Elle dépend d'une part des dégâts observés, et d'autre part du lieu d'observation (distance de l'épicentre). Elle est déterminée selon une échelle de 12 degrés (MSK ou Mercalli). Alors que, La magnitude d'un séisme correspond à la quantité d'énergie libérée par les ondes sismiques, cette quantité mesurée sur une échelle de magnitude. Au contraire de l'intensité, la magnitude est indépendante du lieu d'observation et des témoignages de la population, elle dépend seulement de la sensibilité des sismographes [1].

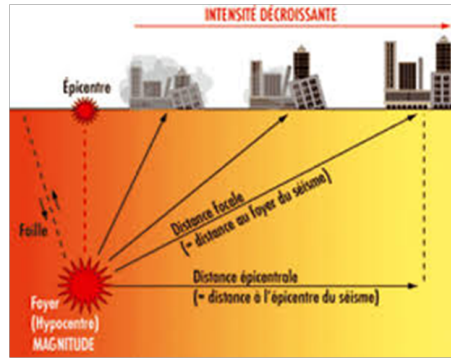


FIGURE 1.1 – Caractéristiques du séisme

1.2.1 Le phénomène sismique en Algérie

1.2.1.1 La tectonique des plaques

La similitude des différents continents sur notre planète ainsi que de leurs lignes de cote ont depuis le temps attiré l'attention des chercheurs. Suite à des siècles de recherche en science de la terre, ce phénomène fut expliqué, et une théorie appelée communément « tectonique des plaques » est apparue, qui sera après développée.

En s'appuyant principalement sur le principe que les continents terrestres soient appuyés sur d'autres plaques mères reliées autrefois toutes ensemble en une seule plaque (figure 1.2), ces dernières ont commencé à bouger et à s'éloigner l'une de l'autre. Les physiciens et les chercheurs après de longues recherches ont appelés ce phénomène la dérive des plaques.

La tectonique des plaques ou bien la dérive des plaques est donc le mouvement des plaques intercontinentales, rotationnel ou transrotationnel ce mouvement engendrera des catastrophes naturelles apparues sur les couches terrestres sous forme de séismes, de volcans ou de l'apparition des chaînes de montagnes.

La figure ci dessous montre les 7 plaques majeures : Pacifique, Eurasienne, Amérique du Nord, Amérique du sud, Afrique, Australie et antarctique [2].

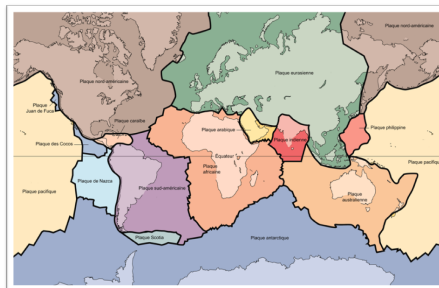


FIGURE 1.2 – Carte des plaques intercontinentales

1.2.1.2 La convergence Afrique-Eurasie

Dans 50 millions d'années, les géologues pensent que l'Afrique sera collée à l'Europe. Et que la limite entre ces deux continents sera une chaîne de montagne aussi haute que les Alpes.

Un mouvement rotationnel dont la plaque africaine est responsable résultera son rapprochement de la plaque eurasiatique [3].

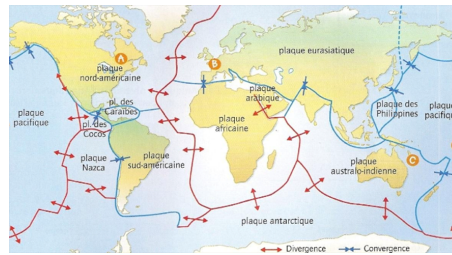


FIGURE 1.3 – Carte des mouvements limites des plaques

La vitesse de convergence de la plaque africaine vers l'européenne fut estimée par $40\text{mm}/\text{an}$ a pour conséquence un mouvement rotationnel antihoraire, le pôle de rotation sera donc localisé au niveau des îles des canaries, proposé à une (longitude $-20.6^{\circ}E$, latitude $21.0^{\circ}N$, $0.13 + 0.02^{\circ}/Ma$).

La plus part des études récentes sont en accord avec un pôle Eulérien, situé en large de l'ouest de l'Afrique (lon $25 \pm 5^{\circ}$, lat $5 \pm 5^{\circ}S$ et vitesse angulaire de $0.06 \pm 0.01^{\circ}/Ma$) figure 1.4 [1].

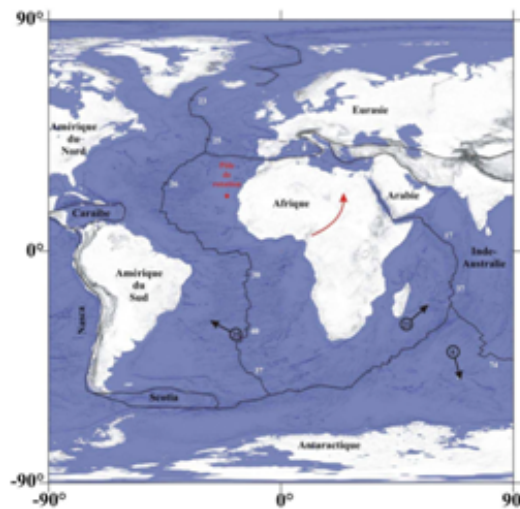
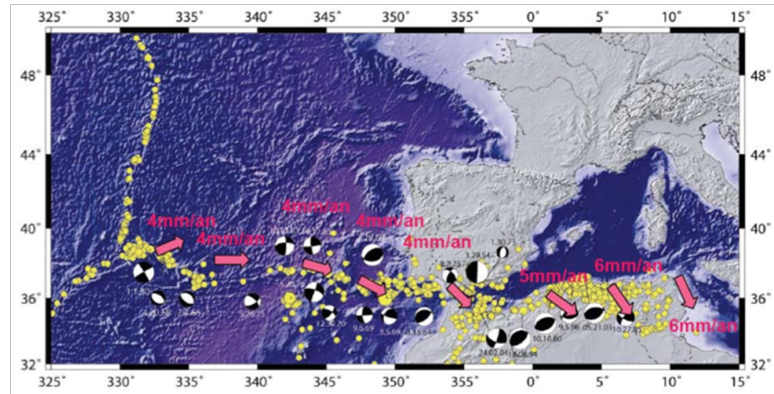


FIGURE 1.4 – Configuration récente des plaques

L'étude des mouvements des frontières des plaques nous permet de s'intéresser au mouvement de la partie du nord. Dans les régions de l'Afrique du Nord, les vitesses de convergence sont de $4\text{mm}/\text{an}$ au niveau du détroit de Gibraltar et $5\text{mm}/\text{an}$ au Nord de l'Algérie (figure 1.5) [1].

FIGURE 1.5 – Vitesses de convergence à la limite des plaques Afrique et Eurasie en Méditerranée Occidentale et Atlantique central

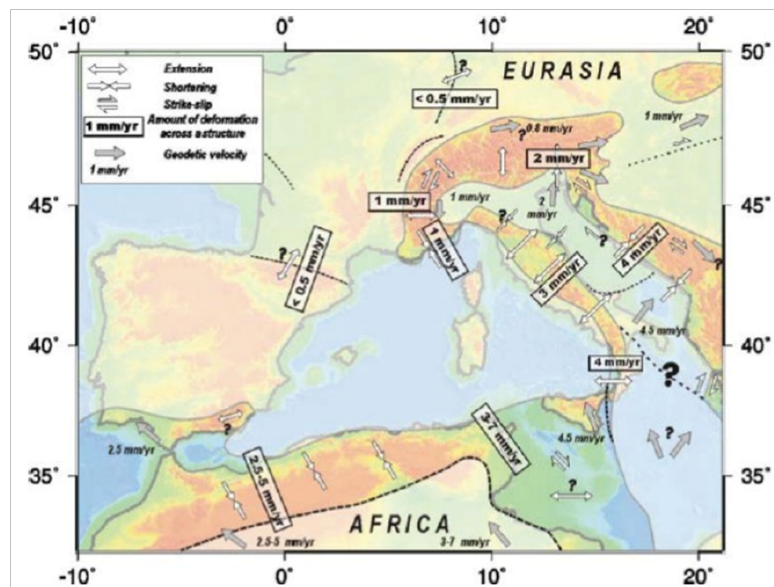


1.3 La tectonique de l'Algérie

À cause de sa géolocalisation, l'Algérie est un pays sismique, situé au nord d'Afrique et sous la plaque africaine. Son large littoral est une zone de frontière entre la plaque eurasiatique et africaine. La convergence de la plaque africaine induit des déplacements du nord Algérien qui se manifestent souvent sous des séismes ou des secousses (voir figure 1.6).

En s'appuyant sur cette hypothèse il nous sera capable de dire que l'Algérie est un pays sismique depuis *XIV^{ème}* siècle [4].

FIGURE 1.6 – Zone de la limite de plaque Afrique–Europe en méditerranée occidentale et quantité de déformation dans les zones sismiquement actives



Sur la figure 1.6, les flèches blanches indiquent le régime des contraintes et les flèches grises la direction de mouvement par rapport à l'Europe stable.

1.3.1 Principaux séismes qui ont marqué l'Algérie

date	Lieu	Magnitude
21 mai 2003	Boumerdes – Zemmouri –	6.8
10 novembre 2000	ouartilane	5.4
22 décembre 1999	Ain temouchent	5.8
29 octobre 1989	Tipaza	6
10 Octobre 1980	Chleff – El – Asnam –	7.3
21 février 1960	M'sila	4.6
9 septembre 1954	Chleff	6.7
15 janvier 1891	Gouraya	
16 Novembre 1869	Aures	
22 aout 1856	Djidjel	
2 Mars 1825	Blida	
9 Octobre 1790	Oran	
3 février 1716	Mitidja	
10 Mars 1673	Alger	
3 Mars 1365	Alger	

TABLEAU 1.1 – Principaux séismes qui ont marqué l'Algérie

Du plus au moins récents, la lecture du tableau nous permet de dire que la sismicité de l'Algérie est localisée sur la frange du nord du pays et diminue en se dirigeant vers le sud donnant reflet à une magnitude élevée dans les séismes du nord et moyenne et modérée dans ceux de la région saharienne.

L'étude de la sismicité en Algérie a conduit à la division du territoire algérien en quatre régions (voir figure 1.7) :

L'analyse des différents événements sismiques dans les dernières années ont montré que la distribution de la sismicité n'est pas identique dans le territoire, d'où quatre zones d'activité sismique sont distinguées :

- ❖ la bordure Tellienne : est la région où la sismicité est la plus fréquente et où les plus importants séismes ont eu lieu. On explique ça par le fait que cette région est la région frontière où les deux plaques européenne et africaine s'affrontent.
- ❖ Les hauts Plateaux se caractérisent par une sismicité faible.
- ❖ L'Atlas saharien présente une sismicité réduite, même si quelques séismes ont pu être observés dans les Aurès, les monts ksour et dans les Badors.
- ❖ Le Sahara considéré comme la plate forme de la plaque africaine la sismicité à son niveau est quasi nulle sauf quelques secousses mineures ont pu être enregistrées dans la région de touggourt en 1955 [2].

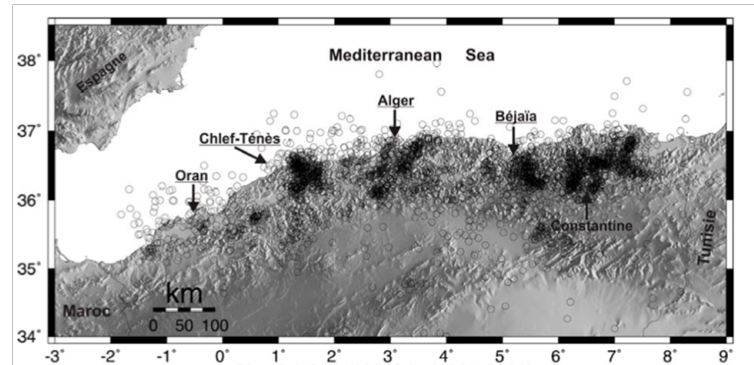


FIGURE 1.7 – La sismicité en Algérie (1365-2009)

1.3.2 La sismicité au nord Algérien

Tel mentionné précédemment la sismicité dans le nord algérien est beaucoup plus remarquable qu'à celle d'autres régions. Non seulement à cause de la grandeur de la partie du littoral incrusté dans les frontières tectoniques mais aussi à cause de l'effet géologique du nord. Étant situé dans le bassin sédimentaire, le nord s'inscrit dans le processus de géodynamique globale de la tectonique des plaques divisant ainsi l'Algérie en deux domaines : au Nord, l'Algérie alpine ; au Sud, la plate-forme saharienne.

La tectonique régionale de cette partie a provoqué plusieurs séismes où la plupart étaient des séismes en faille inverse induits généralement par le mouvement de compression lors de la convergence afro-eurasiatique [4].

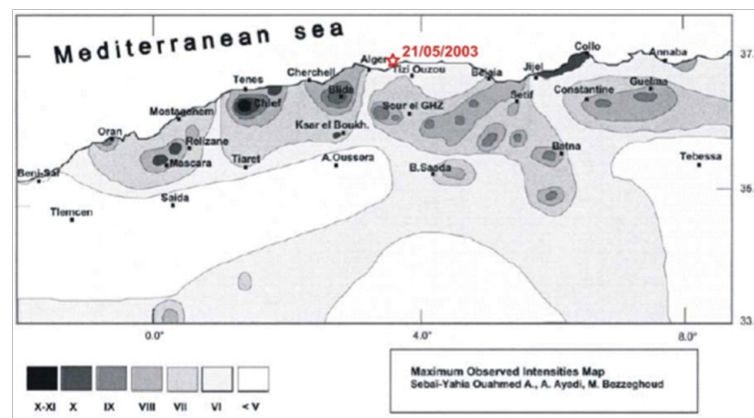


FIGURE 1.8 – Intensités maximales observées en Algérie du Nord (1996)

1.3.2.1 Les régions sismiques dans le Nord

L'étude de la sismicité du nord algérien a su décomposer la région tellienne en zone sismique aussi, d'après la figure 1.9 on remarque une sismicité diverse [5].

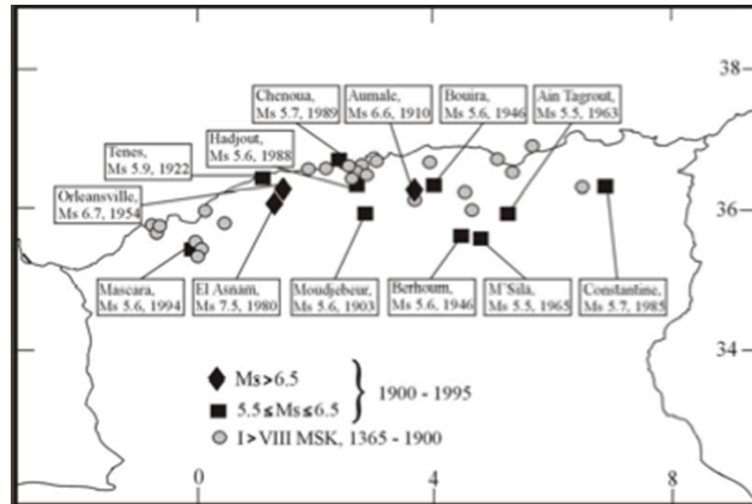


FIGURE 1.9 – Sismicité au XX^{ème} siècle en Algérie

La sismicité de la région nord–ouest

Historiquement, elle est la région qui a reconnu le séisme le plus violent dans l'Algérie celui d'Oran en 1790. La sismicité de cette région empreinte l'axe Oran – Sig – Mostaganem – Relizane et Mascara. Cette partie comprend aussi deux zones : – une zone soupçonnée d'abriter un accident tectonique s'étendant du Sahel d'Oran à Mostaganem. – une dans la direction nord–est Relizane et Mascara.

La sismicité de la région de Chleff

Parmi les séismes enregistrés cette région a connu deux véritables séismes désastreux : celui du 09 septembre 1954 avec une magnitude de 6.7 et du 10 octobre 1980 de magnitude 7.3.

La principale cause de l'activité sismique a Chleff revient à la complexité de l'image tectonique globale qui est faite par de micro fractures réparties sur le long de la faille majeure mettant ainsi la région dans un risque de subir des séismes violents.

La sismicité du centre de l'Algérie

Cette partie du pays a toujours été une zone fortement active, la région d'Alger a été secouée plusieurs fois par des séismes.

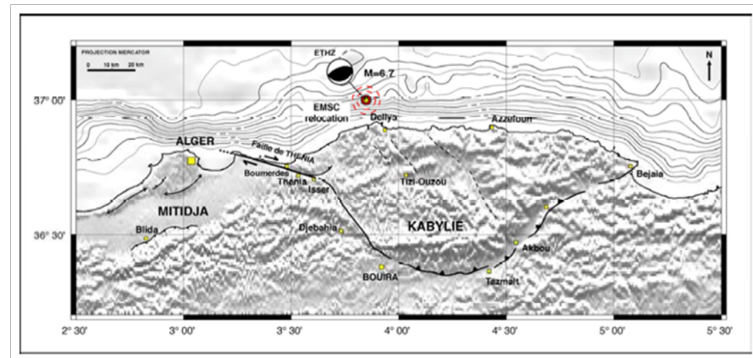
(1365 ; 1716 ; 1735 ; 1756 ; 1802 ; 1847 ; 1891 ; 1910 ; 1922 ; 1924 ; 1942 ; 1979 ; 1989 ; 1996).

La sismicité de Boumerdes

Le 21 mai 2003, l'Algérie a connu un deuxième séisme fort après celui de 1980, un cataclysme qui a touché la Wilaya de Boumerdes et d'Alger, il fut considéré comme un des plus violents séismes dans la méditerranée occidentale, il a été suivi par de nombreuses répliques de magnitude locale supérieure ou égale à 5 degrés sur l'échelle de RICHTER.

L'analyse préliminaire a noté que son origine revient à une faille inverse suite à des forces de compression de deux blocs, avec un épicentre très proche de la surface qui se situait au niveau de la mer figure 1.10.

FIGURE 1.10 – Faille de Thénia et localisation du séisme du 21 mai 2003



La sismicité de la région Nord–Est

Du centre Est jusqu'au frontières tunisiennes, cette région est caractérisée par une activité sismique allant de forte à modérée.

La sismicité du Sahara

Caractérisée par sa structure magmatique qui datait depuis des millions d'année, le Sahara est considéré comme une région relativement stable et consolidée où le mouvement tectonique est très faible et les séismes se font très rares.

➤ en se référant au site C.R.A.A.G (<https://www.craag.dz/index.php>) : Dernier séisme en Algérie le 06/03/2020 à 07 :51 ; de Magnitude 3.1 localisé à 9 km Est de El Aouan W.Jijel.

1.4 L'aléa sismique

Défini comme événement menaçant ou probabilité d'occurrence, dans une région et au cours d'une période donnée, d'un phénomène pouvant engendrer des dommages. L'aléa sismique peut être identifié par deux approches : une approche déterministe consiste à déterminer les caractéristiques de la secousse sismique maximale plausible en un site (intensité macrosismique, paramètres de mouvements du sol, spectre de réponse, etc.). Et une autre probabiliste qui est la détermination des probabilités de dépassement ou non dépassement en un site et au cours d'une période de référence (probabilités annuelles, par exemple), de valeurs de caractéristiques de l'intensité d'une secousse sismique (intensité macrosismique ou paramètres de mouvements du sol : accélération, vitesse, déplacement). Au même temps pour atteindre cet objectif il faut d'abord estimer : la taille de la faille, la vitesse de déformation, la magnitude du séisme.

Les premières études d'alea sismique du Nord de l'Algérie ont été réalisées par WCC (worldward clyde consultants) en 1984 après l'occurrence du séisme d'El Asnam. La figure ci-dessous représente la carte de l'alea sismique en termes de PGA (Peak Ground Acceleration) avec 10% de probabilité de dépassement en 50 ans [6].

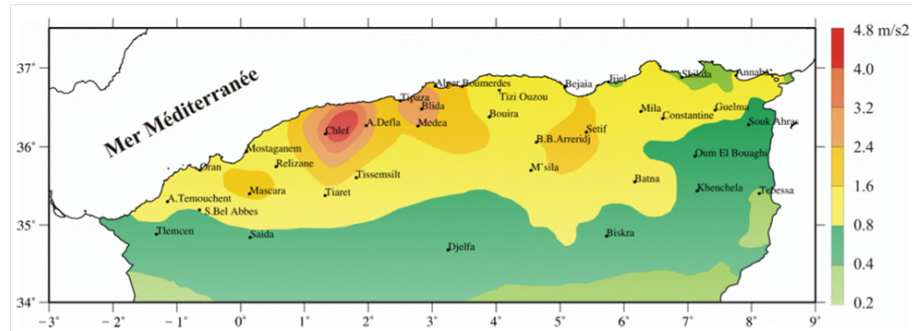


FIGURE 1.11 – PGA moyenne avec une probabilité de dépassement de 10% en 50 ans

L'évaluation de l'aléa sismique joue un très grand rôle dans l'établissement du zonage du pays.

C'est à cause des séismes destructeurs qui se sont produit en Algérie et afin de minimiser les dégâts humains et matériels que toute étude de conception ou de réalisation doit respecter les règles imposées par le règlement parasismique algérien RPA99/2003 qui a bien effectué un zonage au territoire pour but d'avoir des constructions plus au moins résistantes dans les différents coins du pays. La figure ci-après représente la carte des zones sismiques de l'Algérie et le zonage globale des différentes wilayas.

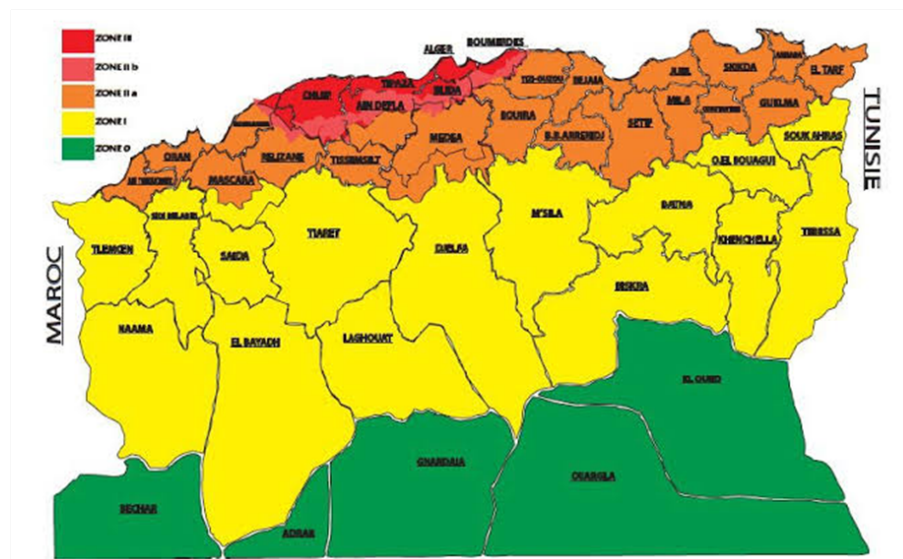


FIGURE 1.12 – Les zones sismiques selon le RPA99/2003

Le territoire national est divisé en quatre zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité :

Zone O : sismicité négligeable.

Zone II : sismicité moyenne.

Zone I : sismicité faible.

Zone III : sismicité élevée.

1.5 Les effets induits par le séisme

La propagation des ondes sismiques du foyer à la surface causent des changements irréversibles qui peuvent être visibles sur la couche terrestre, on distingue : les effets directs, les effets du site et les effets induits [7].

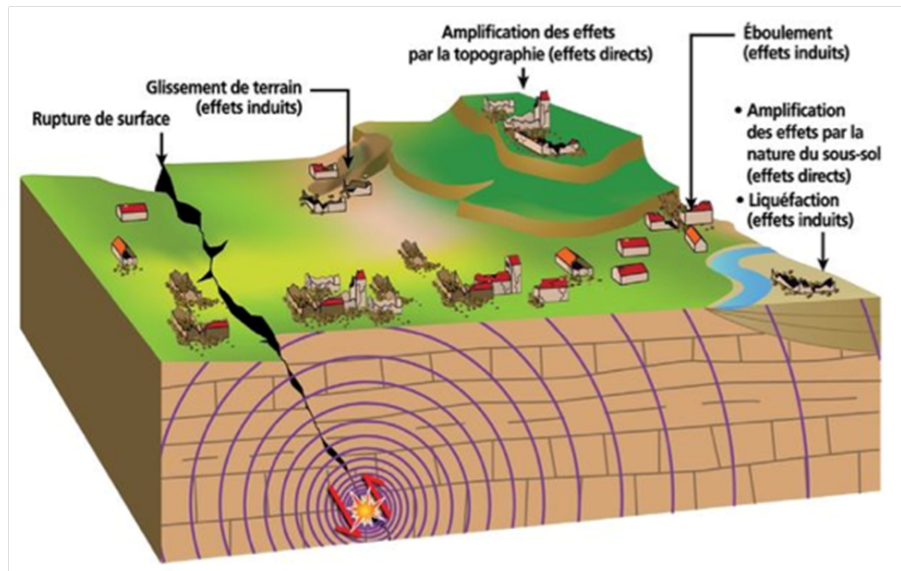


FIGURE 1.13 – Illustration des effets du séisme

a) Effets directs

Action du sol sur les ouvrages, de type oscillatoire ou résultant d'un déplacement différentiel ; ces phénomènes peuvent être amplifiés par des effets de site dus à la topographie, à l'hétérogénéité des sols ou à la présence des sols mous de forte épaisseur (plus de 15 cm).

b) Effets du site

La réflexion des ondes sismiques « prisonnières » à l'intérieur des reliefs très accentués (buttes, bords de falaises, arrêtes montagneuses) peut également amplifier les secousses qui y parviennent. C'est une autre forme d'effet de site.

Les constructions implantées à proximité des ruptures de pentes marquées ou des sommets peuvent subir une action sismique beaucoup plus importante que sur un site sensiblement plan, quelle que soit la pente.

c) Effets induits

Ce sont les changements irréversibles subits par le sol sous la secousse sismique, au cas de leur présence les dégâts du séisme peuvent être amplifiés car ils provoquent la perte des structures qu'elles soient parasismiques ou non, on distingue :

❖ Les instabilités des pentes, les chutes de blocs

Sous l'effet des secousses, tout ce qui se trouve en situation d'instabilité sur les versants peut glisser vers l'aval : la terre, les roches, etc. et les bâtiments situés sur les sols instables.

La stabilité des sols en pente se calcule en tenant compte de leur cohésion, de la saturation en eau, de l'inclinaison de la pente et des intensités possibles des séismes régionaux.

❖ Liquéfaction et les tassements des sols

Sous l'action des ondes primaires (P) qui se propagent dans les milieux liquides, la pression d'eau interstitielle entre les grains du sol augmente et leur fait perdre leur cohésion. La couche devient localement et momentanément « liquide » dans l'épaisseur de sol concernée qui peut être plus ou moins importante. Au-delà de 15 m de profondeur, la masse des couches superficielles exerce une contrainte assez enlevée pour s'opposer à l'augmentation de pression d'eau.

❖ Tsunami

Dans le cas où le séisme a eu lieu en fond de mer et que le mouvement relatif des bords de la faille est de type vertical, il entraîne soit une aspiration d'eau soit une poussée appliquée à l'eau.

Ce phénomène peut être particulièrement destructeur. Il peut survenir plusieurs heures après le séisme sur des sites se trouvant des milliers de kilomètres de l'épicentre.

1.6 Vulnérabilité et risque sismique

1.6.1 La vulnérabilité

Elle évalue les conséquences néfastes que pourrait avoir un séisme, sur le plan humain (décès, blessés) comme sur le plan économique (dégâts matériels, pertes économiques, etc.), pour une ville, un site ou une région particulière. La vulnérabilité peut être influencée par des facteurs qui peuvent l'augmenter ou la diminuer. Citons parmi ces facteurs :

Facteurs sociodémographiques et économiques ; Facteurs socioculturels ; Facteurs physiques, techniques et fonctionnels ; Facteurs institutionnels et politico administratifs [8].

En croisant l'œil sur le nord algérien ces facteurs vont influencer relativement sur le risque sismique comme :

❖ La concentration de la population algérienne dans la zone Nord du pays figure **1.14 [9]**, cette partie étroite représente une proportion minime de la surface totale du pays, comprend une démographie assez développée où elle abrite les deux tiers de la population totale.

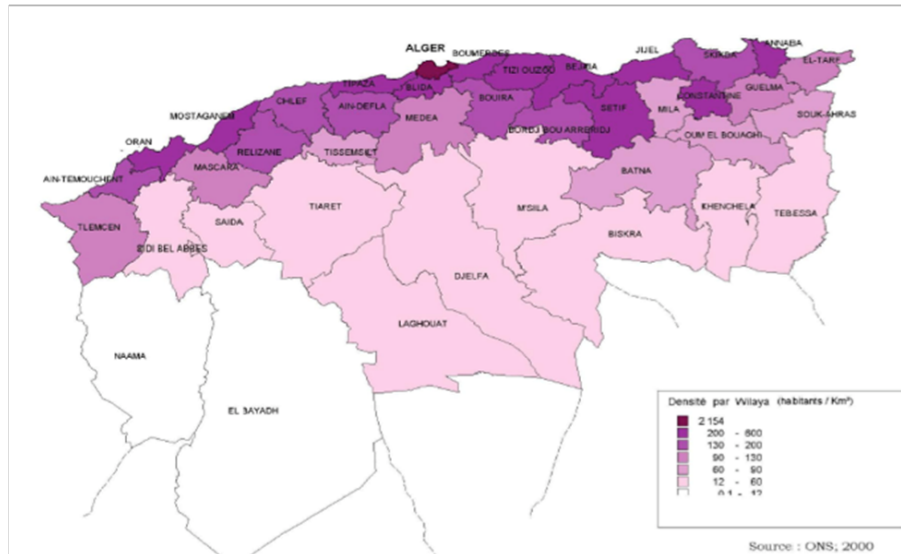


FIGURE 1.14 – Densité de la population par wilaya en 1998 (Habitants/ Km^2)

❖ Le tableau 1.2 [9] montre La surconcentration de la population dans la zone du littoral : pour des raisons historiques, le littoral a été envahi par les habitants qui quittaient les haut plateaux et le sud, la population y atteinte et de 40% pour une surface inférieure ou égale à 1,6% de la surface totale.

Zone	Surface	Population
Tell	4%	65%
Hauts plateaux	9%	25%
Sud	87%	10%

TABLEAU 1.2 – Concentration de la population dans le territoire national

Zone	1990	2000	2010	2020
Tell	172,9	213,7	251,5	283,5
Hauts plateaux	28,6	37,6	45,9	57,7
Sud	1,08	1,4	1,8	1,94

TABLEAU 1.3 – Évolution des densités du peuplement par zones (habitants/ km^2)

❖ La concentration de l'urbanisation, des infrastructures et des équipements structurants, est l'essentiel du potentiel économique du pays dans le Nord.

1.6.2 Le risque sismique

D'après les sismologues, le risque sismique correspond à l'espérance mathématique, c'est-à-dire le pourcentage probable, pendant une certaine durée de temps et dans une région déterminée, des pertes en biens et activités productives ou en vie humaines [8].

Le risque sismique R correspond donc à la probabilité de pertes et dommages sur un secteur en fonction d'un certain aléa sismique au cours d'une période donnée, ce que l'on explique

généralement par la relation mathématique suivante :

$$R = A \times V$$

Où :

- ❖ R : le risque sismique,
- ❖ A : l'aléa sismique,
- ❖ V : la vulnérabilité.

Il sera convenable donc de construire suivant certaines normes qui ont été établies en fonction de l'observation consécutive des séismes. Et de prendre en compte le comportement des structures sous les charges sismiques.

1.7 Conclusion

On a présenté dans ce chapitre un petit aperçu sur l'action sismique en Algérie. Les informations requises depuis les études sismiques ont mené à classer le pays parmi les pays sismiques au monde et cela revient à sa géolocalisation.

Les séismes forment un phénomène très complexe ce qui explique la difficulté de les prévoir. Néanmoins une prédiction à long terme peut être possible par l'observation de l'historique sismique d'une région. Pour une faille active une longue période d'inactivité sismique peut être inquiétante car cela impliquera une accumulation d'énergie qui peut être délivrée à un moment inattendu.

La compréhension du phénomène sismique par les chercheurs a bien structuré leur domaine de recherche afin d'avoir plus de précision sur le mécanisme des failles et la localisation des accidents susceptibles à générer un séisme. L'étude de l'activité sismique permet de réduire les effets induits par la classification des zones et la prévention des risques. L'identification des sites et la connaissance de leurs comportements sismologiques donnent au concepteur une perspective sur l'ouvrage à réaliser afin de lui conférer des caractéristiques lui permettant de dissiper l'énergie sismique à n'importe quel moment sans avoir été gravement endommagé.

La densité humaine et la concentration de la population dans le nord de l'Algérie amplifient l'aléa sismique ce qui influera sur le développement socio-économique.

Chapitre 2

Ductilité des structures en béton armé

2.1) Introduction

2.2) La notion de la ductilité

2.3) Types de ductilité

2.4) Le facteur de ductilité

2.5) Loi et facteur de comportement

2.6) La ductilité dans la réglementation parasismique : RPA99/2003 et Eurocode8

2.7) Conclusion

2.1 Introduction

Ce ne sont pas les séismes qui tuent l'être humain, mais plutôt l'effondrement des conceptions qu'il réalise. Au moment de son déclenchement le séisme met les bâtiments en épreuve à qui ils doivent prouver leur capacité à s'endommager sans s'effondrer. Pour qu'ils en être capables ils doivent être conçus et réalisés d'une manière parasismique. Une Conception parasismique exige un niveau rigoureux de sécurité, elle consiste à conférer à la structure l'habilité d'absorber l'énergie injectée par un séisme, en créant des zones dissipatives jouant le rôle des fusibles afin de limiter les dégâts. Cet atout est caractérisé par un critère appelé « la ductilité ».

La ductilité traduit parfaitement la performance des bâtiments lors des chargements cycliques du séisme, elle est donc une garantie de résistance extrêmement importante dictée par les codes parasismiques pour que la structure développe une ductilité suffisante afin d'assurer la protection humaines et agrandir la survie de la structure. Mettre en évidence alors la ductilité et son effet avantageux dans la réponse du bâtiment lors d'un séisme est de simuler sa dissipation de l'énergie sismique par des mécanismes étudiés permettant de garder la construction debout le plus longtemps possible.

Dans cette partie du travail, nous allons découvrir le critère de ductilité, ses propriétés et comment assurer un comportement ductile dans un bâtiment qui devra faire face à des séismes imprévus. Ensuite, nous projeterons les notions retenues sur les résultats du dernier séisme majeur qui s'est produit en Algérie afin de répondre aux questions : Pourquoi y avait-il autant de dégâts ? Quelles sont les causes principales des effondrements des structures ?

2.2 La notion de la ductilité

Les procédures actuelles de conception parasismique à travers le monde ont progressé de manière significative par rapport à l'époque où les structures en béton armé ont été construites. Les principaux avantages sont la compréhension du comportement sismique post-élastique des structures et l'amélioration des détails de structure pour augmenter la ductilité des éléments structuraux.

Le calcul habituel, tel qu'il est défini, par exemple, dans les codes de calcul, est basé sur la théorie de la réponse élastique des structures. Cette méthode serait irréprochable si les structures avaient un comportement linéaire jusqu'au seuil des états limites ; dans la réalité, les structures soumises à l'action sismique subissent des déformations sortant du domaine élastique. Il y a donc lieu, de calculer la réponse de la structure et d'estimer l'incursion dans le domaine élasto-plastique, c'est-à-dire d'évaluer la ductilité des éléments.

Avant 1960, la notion de ductilité a été utilisée seulement pour la caractérisation du comportement du matériau, après les études de BAKER dans la conception plastique et les travaux de recherches dans les problèmes sismiques de HOUSNER, ce concept s'est étendu au niveau de la structure et est associé avec les notions de résistance et de rigidité de la structure globale [10].

Selon le RPA99/2003 [11], la ductilité est la capacité d'un matériau, d'une section, d'un élément ou d'une structure de subir avant rupture des déformations irréversibles sans perte significative de résistance sous sollicitations alternées.

Elle est quantifiée de 3 manières différentes : Ductilité de matériaux (ductilité de déformation),

ductilité de courbure et ductilité de déplacement.

2.2.1 Relation déformabilité ductilité

Un matériau, un élément ou une structure entière sont dits déformables si et seulement si ces derniers subissent une déformation sans s'effondrer. Or la ductilité est sa capacité de se déformer après la phase élastique [12].

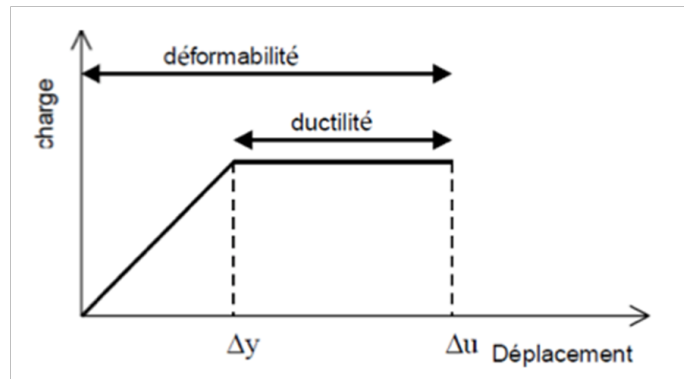


FIGURE 2.1 – Relation ductilité/déformabilité

Par projection sur les structures : Il se peut qu'un ouvrage ou un élément d'un ouvrage ait une grande déformabilité, alors que son palier ductile est faible (le cas des voiles et des portiques dans le bâtiment) (voir figure 2.2)

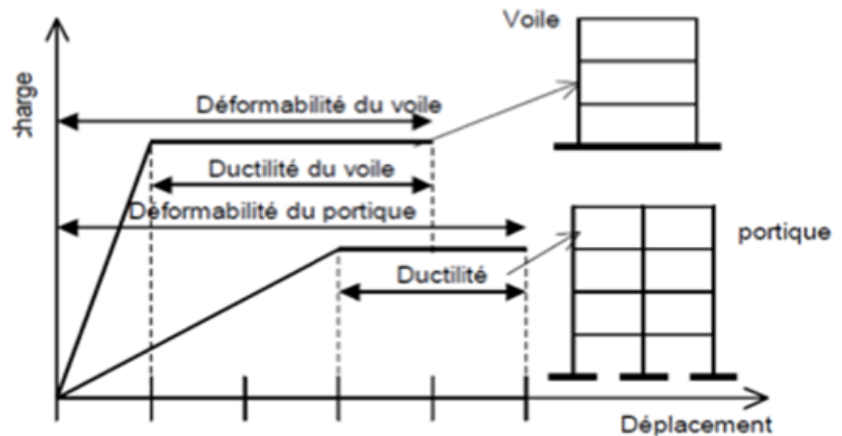


FIGURE 2.2 – Déformation et ductilité voile/portique

2.2.2 Ductilité/Fragilité

Une structure en béton armé est dite ductile lorsqu'elle a un palier non linéaire long (palier ductile), proportionnellement si le palier non linéaire est court la structure est qualifiée fragile.

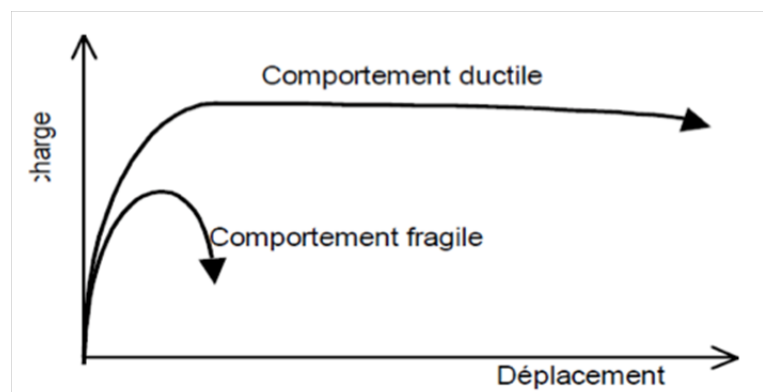


FIGURE 2.3 – Comportements fragile/ductile

2.3 Types de ductilité

Le comportement non linéaire est caractérisé par plusieurs types de ductilité les plus fréquents sont : la ductilité locale et la ductilité globale [13].

2.3.1 Ductilité locale

C'est la ductilité propre du matériau de construction (acier/béton), exprimée par le rapport μ_c égale à la déformation maximale ξ_{max} sur la déformation à la fin de la phase élastique. Par ailleurs la comparaison des diagrammes « contrainte-déformation » traduit la ductilité importante de l'acier par rapport à celle du béton, néanmoins le facteur de ductilité d'une structure ne dépend pas seulement de la nature des matériaux utilisés mais aussi de la déformation relative de la structure.

2.3.2 Ductilité globale

Elle interprète le comportement de la structure toute entière, son facteur égal au rapport du déplacement ultime et le déplacement à la fin de la phase élastique. Elle permet aussi d'évaluer les dégradations dues aux déformations lors des sollicitations les plus importantes jusqu'à l'apparition des rotules plastiques.

En général, le facteur de la ductilité globale traduit le comportement des structures dans le code parasismique. En s'appuyant sur la valeur de ce facteur, l'Eurocode8 [14] divise la ductilité des structures en trois classes : DCL (classe de ductilité limitée), DCM (classe de ductilité moyenne) et DCH (classe de haute ductilité).

2.4 Le facteur de ductilité

Il existe 3 manières pour quantifier le facteur de ductilité :

2.4.1 Ductilité de déformation

Désignée par μ_ε relative à la capacité de déformation locale des matériaux, elle est le rapport entre la déformation maximale ε_u qui correspond à la contrainte maximale et la déformation élastique ε_y qui correspond à la limite élastique.

$$\mu_\varepsilon = \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} \quad (2.1)$$

Sa valeur élevée indique une bonne ductilité du matériau comme elle peut le qualifier fragile lors d'une valeur faible.

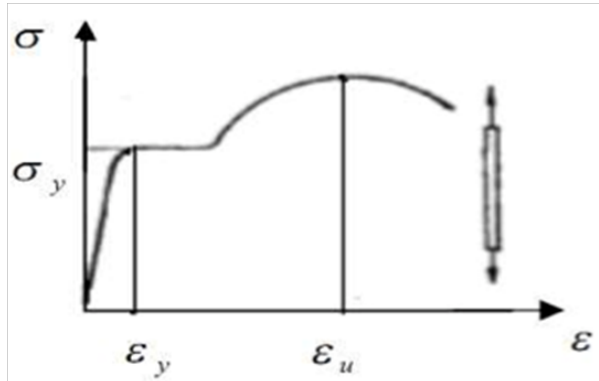


FIGURE 2.4 – Diagramme ductilité de déformation

2.4.2 Ductilité de courbure

Elle représente le rapport de la courbure maximale ϕ_u sur la courbure élastique ϕ_y d'un élément :

$$\mu_{\phi} = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad (2.2)$$

La ductilité de courbure caractérise la capacité de rotation des sections, elle ne peut se manifester qu'après la possibilité du développement des déformations plastiques sur une longueur suffisante appelée la longueur de rotule plastique.

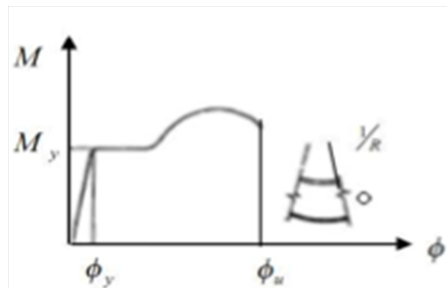


FIGURE 2.5 – Déformation de courbure

2.4.3 Ductilité de déplacement

Comme son nom l'indique elle est la mesure du déplacement global de la structure ou local du matériau. Elle est caractérisée par le rapport du déplacement maximal sur le déplacement élastique :

$$U_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (2.3)$$

La ductilité de déplacement peut régir relativement la ductilité globale de la structure quand elle est le rapport des déformations latérales (horizontales) comme il est illustré sur la figure 2.6. D'autre part elle est la ductilité locale quand elle représente le rapport des déformations au niveau des rotules (zone plastique).

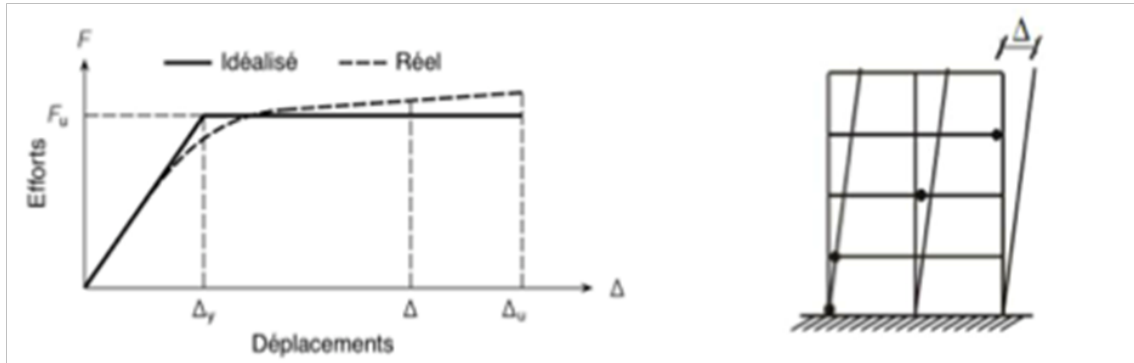


FIGURE 2.6 – Ductilité de déplacement

2.5 Loi et facteur de comportement

Le comportement d'une ossature vis à vis le séisme dépend non seulement du type de la structure adoptée mais aussi du choix des matériaux utilisés. De même l'ossature a un bon comportement si elle est apte à dissiper l'énergie communiquée par le séisme. L'utilisation des éléments constructifs et des matériaux ductiles la rend plus susceptible à de grandes déformations avant d'atteindre la rupture [15].

Le RPA99/V2003 [11] a désigné le facteur de comportement par le déplacement U_{Δ} référant ce dernier à la ductilité locale.

Néanmoins des analyses élastiques pour évaluer les charges sismiques induites sur les bâtiments sont utilisées afin de déterminer leurs comportements inélastiques.

R alors est appelé facteur de comportement structurel ou bien facteur de réduction de la force de calcul et est défini par :

$$R = \frac{\text{Force}_{\text{élastique}}}{\text{Force}_{\text{calcul}}} \quad (2.4)$$

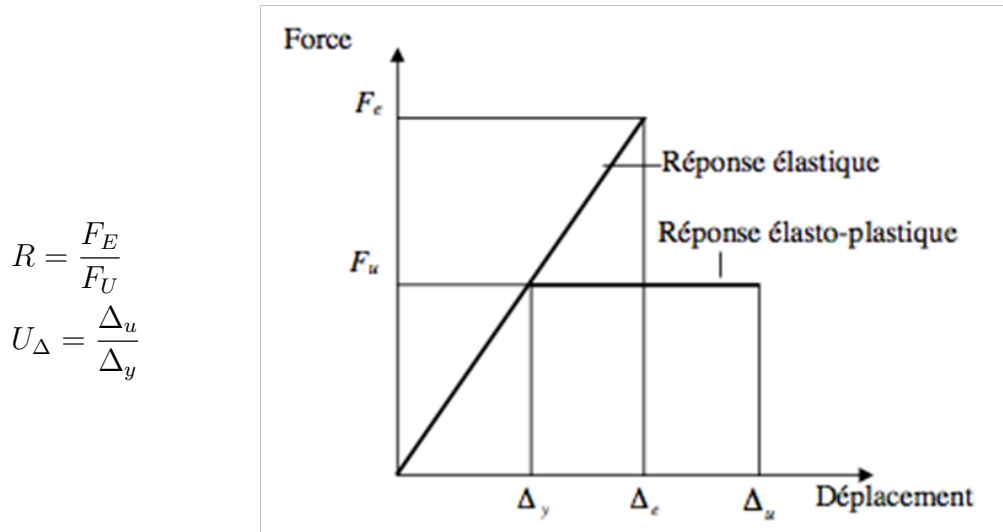


FIGURE 2.7 – Réduction de la force et taux de ductilité

2.6 La ductilité dans la réglementation parasismique : RPA99/2003 et Eurocode8

Le coefficient de comportement et la classe de ductilité relatifs aux éléments de la structure caractérisent sa résistance et sa dissipation de l'énergie sismique et se reflètent sur son comportement non linéaire global.

– dans l'Eurocode8 [14]

L'Eurocode8 dans son contenu a bien lié la résistance sismique de la structure au comportement des zones et des éléments « critique » et la disposition constructive de l'ensemble de la structure.

C'est-à-dire, ces éléments doivent avoir l'habilité de transmettre les efforts et de dissiper l'énergie sous un chargement cyclique.

Par conséquent, il est primordial de faire attention lors de la conception et le dimensionnement de doter les éléments structuraux ainsi que ces zones critiques d'un comportement non linéaire adéquat.

Un lien direct est alors entre la ductilité globale et locale selon le code précédent, où un facteur de ductilité en courbure μ_{ϕ} est proposé en fonction du facteur de comportement de la structure R . Une valeur minimale de $\mu_{\phi, min}$ est imposé [12] :

$$\mu_{\phi, min} = \begin{cases} 2q_0 - 1 & \text{si } T_1 \geq T_c \\ 1 + 2(q_0 - 1) \frac{T_c}{T_1} & \text{si } T_1 < T_c \end{cases} \quad (2.5)$$

- ❖ q_0 soit le facteur de comportement noté R précédemment,
- ❖ T_1 est la période fondamentale du bâtiment,
- ❖ T_c est la période limite supérieure à la zone d'accélération constante du spectre.

Dans le RPA99/2003 [11]

De son côté le règlement parasismique algérien intègre la ductilité globale en fonction du coefficient du comportement de la structure qui dépend du type de contreventement. Il exige des valeurs minimales dans le dimensionnement et le ferrailage des zones critiques. Un pourcentage maximal d'armatures est exigé aussi :

$$\rho_{max} \leq 0.04 \quad (2.6)$$

D'autres conditions de ferrailage et de coffrage sont exigées afin de rendre la structure plus ductile et avec un comportement performant.

La conception en portique ayant des poteaux relativement plus flexibles que les poutres présente un danger vis à vis l'action sismique. Il est judicieux d'appliquer le principe du poteau fort/poutre faible pour donner plus de ductilité aux portiques. Ainsi, les zones de déformations plastiques seront situées dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

2.6.1 Classe de ductilité

Il est clair que le comportement de la structure est lié directement à sa capacité à dissiper l'énergie (voir la figure ci-après). Une structure capable de faire face à des charges sismiques sans avoir des endommagements graves ou de risquer l'effondrement est une preuve de sa bonne ductilité. De là on pourra classer les structures selon leur classe de ductilité [16].

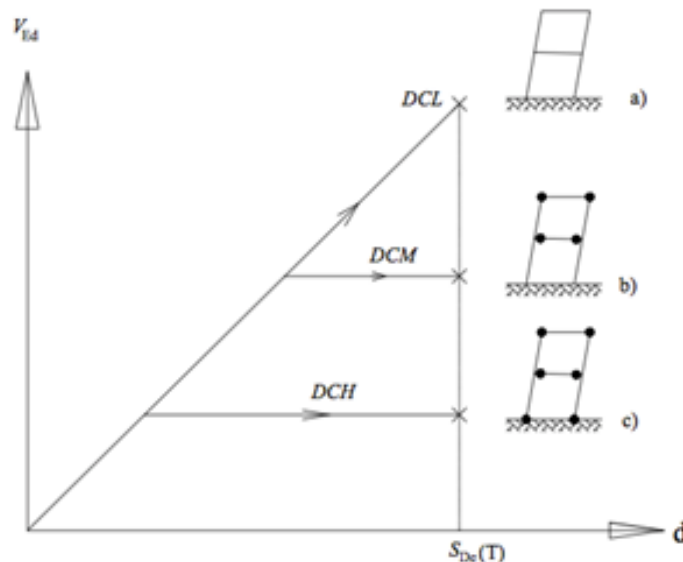


FIGURE 2.8 – Comportement d'ossatures de même période T soumises à poussée progressive jusqu'au déplacement $S_{De}(T)$

- a) structure à réponse purement élastique DCL,
- b) structure modérément dissipative DCM et
- c) structure très dissipative DCH.

L'Eurocode8 a bien distingué la possibilité de la dissipation par 3 niveaux de classe de ductilité de symboles : DCL, DCM, DCH comme il leurs a donné des valeurs pour le coefficient de comportement q associé à chaque classe.

principe de dimensionnement	classe de ductilité de la structure	Intervalle des valeurs de référence du coefficient de comportement q
Comportement de structure faiblement dissipatif	DCL (limitée)	$q \leq 1,5 - 2$
Comportement de structure dissipatif	DCM (moyenne)	$q \leq 4$ également limité par type d'ossature
	DCH (haute)	$q > 4$ uniquement limité par type d'ossature

TABLEAU 2.1 – Principe de dimensionnement, classe de ductilité des structure et limites supérieure des valeurs de référence des coefficient de comportement

L'Eurocode8 a aussi montré l'intérêt des classes de ductilité par l'exigence des dimensionnements associés au niveau de ductilité visé local et global. C'est-à-dire on ne peut qualifier une structure par dissipative (DCH, DCM) ou peu dissipative (DCL) qu'après vérification de la performance de ces éléments structuraux sous charge sismique.

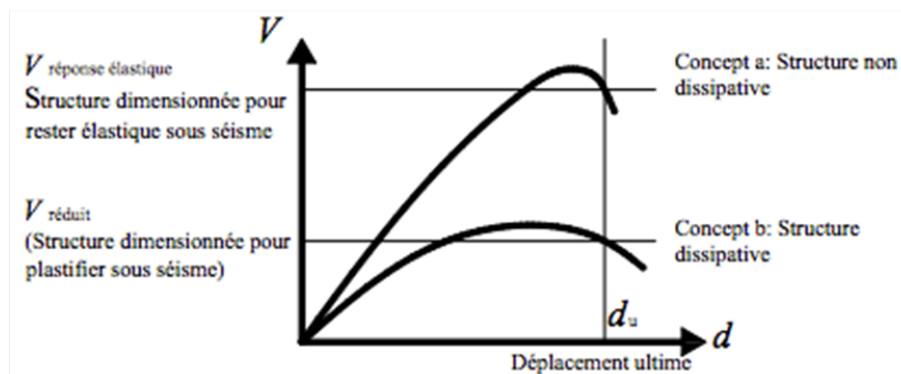


FIGURE 2.9 – Différence entre structure peu dissipative et structure dissipative

Un organigramme (figure 2.10) est proposé pour assurer le critère de la ductilité au moment de la conception et le dimensionnement des structures afin d'avoir la capacité essentielle pour se déformer convenablement dans le domaine inélastique [15].

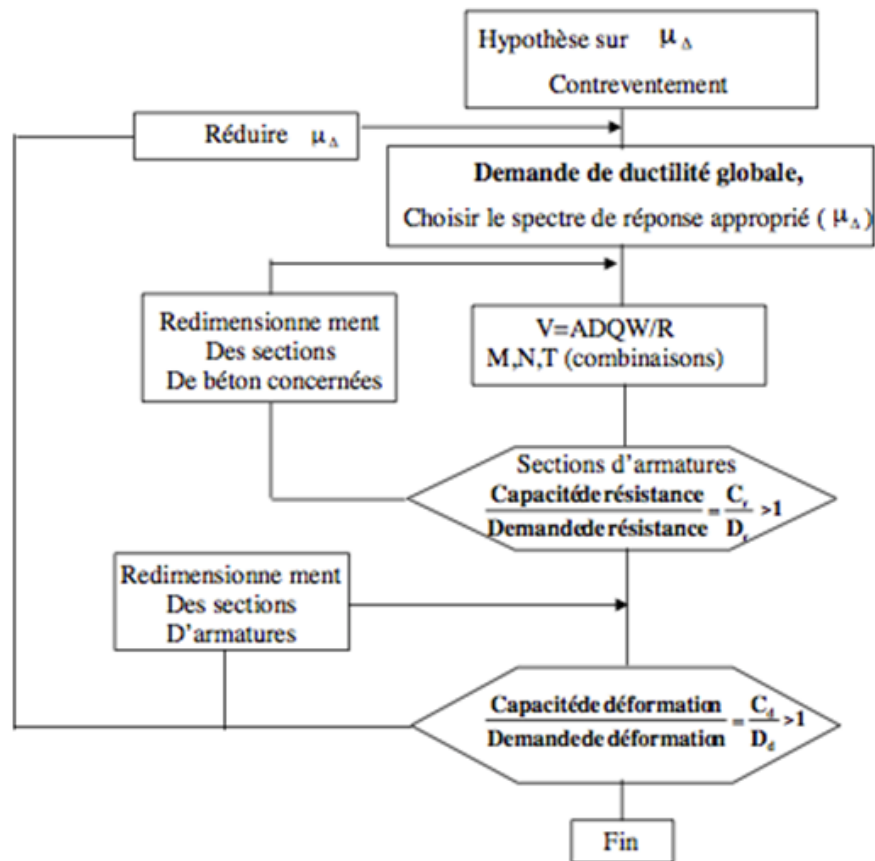


FIGURE 2.10 – Approche en capacité

2.6.2 Dissipation de l'énergie sismique

La dissipation de l'énergie est la sortie de l'énergie sismique par un élément de la structure sous forme de déformation, un élément est dit dissipatif s'il a la capacité de se déformer dans le domaine plastique sans causer de risque d'effondrement à la structure. De même une structure est dite dissipative si ses poutres arrivent à dissiper l'énergie en protégeant par ça les poteaux.

Choisir un mécanisme de déformation post-élastique favorisant un comportement flexionnel approprié garantira un mode de plastification conforme et évitera l'action des efforts tranchants dans les zones critiques (voir la figure ci-dessous).

Analogiquement la position des rotules plastiques dans le mécanisme de la ruine dépend essentiellement de la demande de ductilité souhaitée par le concepteur et désignée par l'évaluation du facteur de ductilité en courbure ou en déplacement.

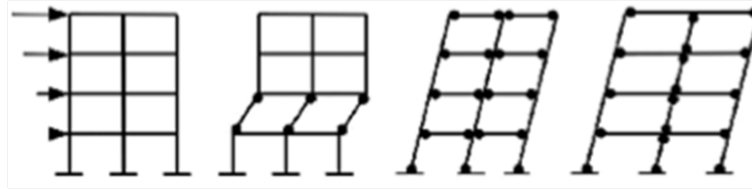


FIGURE 2.11 – Mécanisme de déformation post-élastique

Il est préférable d'exécuter cette étape par l'utilisation du facteur de ductilité en courbure car il a été prouvé que pour la même valeur de déplacement une valeur de ductilité en courbure est variable selon le nombre d'étages et le mécanisme de ruine recherché.

2.6.2.1 Comportement des éléments d'ossatures auto stables

L'assemblage poteau-poutre permet l'obtention des portiques en béton armé construisant l'ossature des structures auto stables où les éléments horizontaux sollicités en flexion seront les poutres et les efforts verticaux seront supportés par les poteaux répondant ainsi à une compression, ou dans le cas des sollicitations horizontales extérieures les poteaux feront face à une sollicitation en flexion composée. On dira alors que le comportement de ces éléments sera en fonction de deux types de sollicitation : la flexion ou l'effort tranchant et l'intensité de l'effort normal.

2.6.2.2 Comportement des poutres

La figure suivante représente une section transversale d'une poutre dans les deux états service et limite. L'utilisation des relations de compatibilité de déformations, et les équations d'équilibres des efforts internes du béton et de l'acier nous a permis d'exprimer la courbure à la fin de la phase élastique et à l'état limite ultime [17].

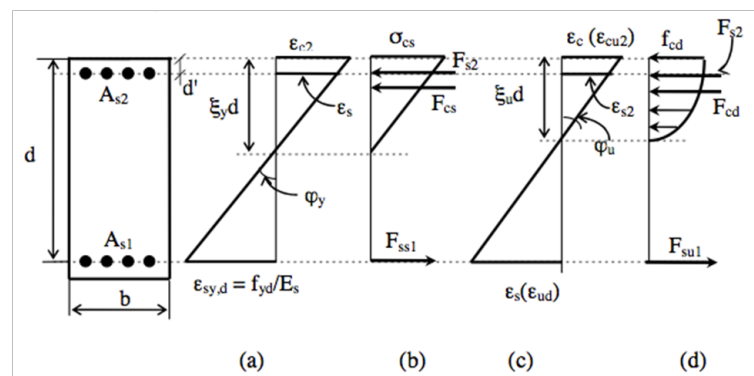


FIGURE 2.12 – Compression d'une section fléchie d'une poutre

- ❖ (a – c) déformation,
- ❖ (b) effort à la fin de la phase élastique,
- ❖ (c) effort (probable) à l'état ultime.

Depuis (a) et (b) on tire

$$\varphi_y = \frac{\varepsilon_{sy,d}}{d(1 - \xi_y)} \quad (2.7)$$

Où :

- ❖ φ_y : est la courbure à la fin de la phase élastique,
- ❖ $\varepsilon_{sy,d}$: est la déformation des armatures tendues,
- ❖ ξ_y : est le facteur de la hauteur de la zone comprimée,
- ❖ d : la hauteur utile de la section.

Depuis (c) et (d)

$$\varphi_u = \frac{\varepsilon_{cu2}}{d\xi_u} \quad (2.8)$$

- ❖ φ_u : est la courbure à l'état limite ultime,
- ❖ ε_{cu2} : est la déformation du béton dans la fibre extrême supérieure,
- ❖ ξ_u : est le facteur de la hauteur de la zone comprimée.

Le facteur de ductilité en courbure sera exprimé donc par :

$$\mu_\varphi = \frac{\varphi_u}{\varphi_y} = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{sy,d}} \frac{(1 - \xi_y)}{\xi_u} \quad (2.9)$$

Le diagramme Moment-Rotation associé à la plastification par flexion pour les poutres :

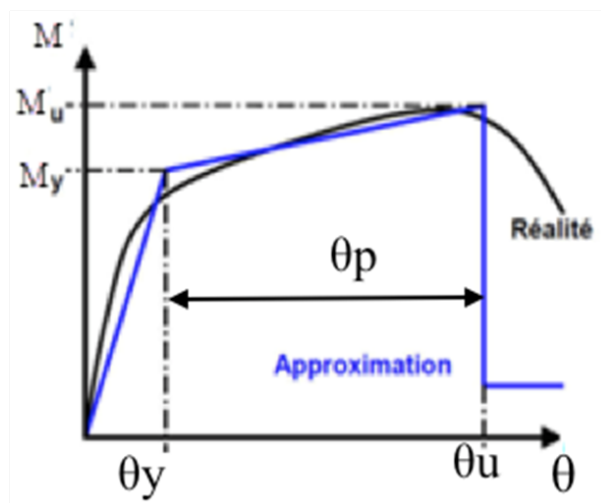


FIGURE 2.13 – Relation Moment–Courbure idéalisée d'un élément poutre

θ_y et θ_u sont respectivement les rotations limites élastique et ultime de la section de béton armé calculées après détermination des courbures comme suit :

$$\theta_y = \varphi_y \frac{L_v}{6} \quad (2.10)$$

- ❖ φ_y : courbure élastique limite correspondant au début de plastification,
- ❖ L_v : longueur de cisaillement calculée par la méthode de PRIESTLEY (1992) [18]

La rotation θ_u est calculée par l'équation suivante [19] :

$$\theta_u = \theta_y + (\varphi_u + \varphi_y)L_p \left(1 - \frac{0.5L_p}{L_v}\right) \quad (2.11)$$

- ❖ θ_p : est la rotation plastique de la section de béton armé,

$$\theta_p = (\varphi_u - \varphi_y)L_p \quad (2.12)$$

- ❖ φ_y : courbure élastique limite,
- ❖ φ_u : est la courbure à l'état limite ultime,
- ❖ L_p : longueur de la rotule plastique calculée empiriquement.

$$L_p = 0.08L_v + 0.022f_y d_b \quad (2.13)$$

- ❖ $0.08 L_v$: la première partie de l'équation pour la prise en compte de l'écrouissage à l'encastrement et l'extension de l'allongement plastique dû aux fissures inclinées de flexion accompagnée d'effort tranchant,
- ❖ $0.022 f_y d_b$: La deuxième partie de l'équation pour la prise en compte de la pénétration des allongements plastiques des armatures longitudinales dans les fondations. L'équation est proportionnelle à : f_y la limite d'écoulement et d_b diamètre de l'armature longitudinale [18].
- ❖ M_y et M_p sont respectivement les moments élastique limite et plastique de la section de béton armé [19].

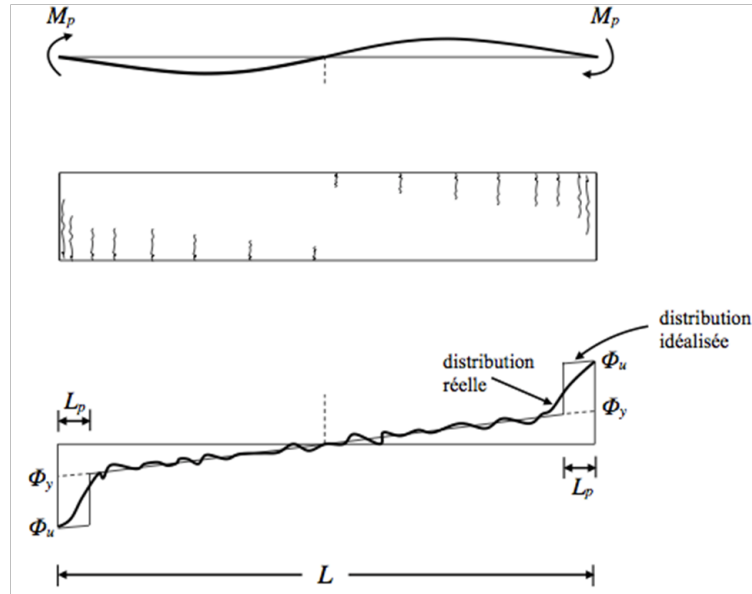


FIGURE 2.14 – Distribution réelle et idéalisée des courbures dans le domaine non linéaire d'une poutre sous charge sismique

2.6.2.3 Le comportement des poteaux

Les poteaux étant sollicités en flexion composée nécessitent une marge importante de plasticité, de même leur modélisation est similaire à celle des poutres en tenant compte l'effort normal de compression constant, il est à noter aussi que la combinaison $G + 0.2Q$ exigée par le RPA99/2003 [11] fera l'objet d'une meilleure résistance aux effets des moments de renversement dus aux mouvements sismiques majeurs [19].

2.6.2.4 La zone critique

D'après le RPA99/2003 [11], on désigne par zone critique, toute partie d'un élément structural principal dans laquelle des concentrations de déformations ou de sollicitations sont susceptibles de se produire. Dans une ossature en poteau-poutre, la zone critique est située dans la zone de jonction de la tête du poteau avec l'extrémité de la poutre appelée autrement le nœud, une zone privilégiée de transmission des charges et de dissipation de l'énergie. Son équilibre joue un très grand rôle dans la stabilité du squelette ainsi que sur la formation des rotules plastiques.

Avoir un nœud équilibré veut dire concevoir des poteaux plus ductiles pour que toute déformation inélastique soit subite par les poutres. C'est-à-dire construire des portiques sous le principe du poteau fort-poutre faible.

Dans un cas contraire, on se retrouve devant un danger imminent qui est la formation des rotules plastiques dans les poteaux avant les poutres et cela engendrera l'endommagement de la structure, une situation qui reflète le manque remarquable de ductilité. Pour éviter ce risque, il est important d'appliquer la condition de dimensionnement du nœud imposée par le règlement parasismique algérien (principe du poteau fort/poutre faible).

2.6.2.5 Mécanisme de ruine

La manifestation des rotules plastiques et leurs niveaux de concentration traduisent les différents mécanismes de ruine qui peuvent apparaître lors d'un mouvement sous charge sismique. Après la phase élastique, la rotation des rotules plastiques produit des déplacements qui donnent naissance à trois possibilités de mécanisme de ruine.

Mécanisme 1 :

Caractérisé par l'apparition des rotules plastiques en premier lieu au niveau des poteaux pouvant donner naissance à un niveau soft (figure 2.15), ce mécanisme engendre une rupture précoce de la structure.

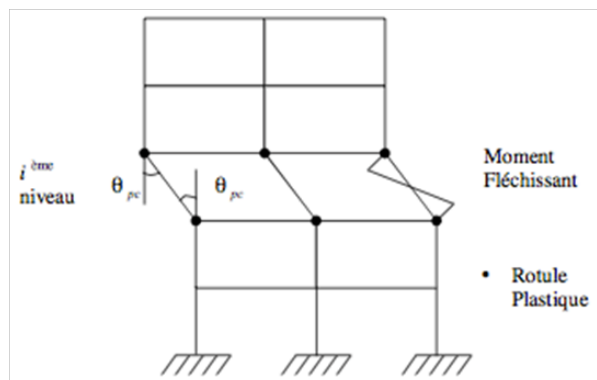


FIGURE 2.15 – Mécanisme relatif à la rotation des poteaux dans le $i^{\text{ème}}$ niveau

Mécanisme 2 :

Considéré comme mécanisme généreux (voir figure 2.16), est caractérisé par l'apparition des rotules plastiques au niveau des poutres et à la base de la structure permettant son mouvement avec le sol lors d'un séisme et une meilleure dissipation d'énergie.

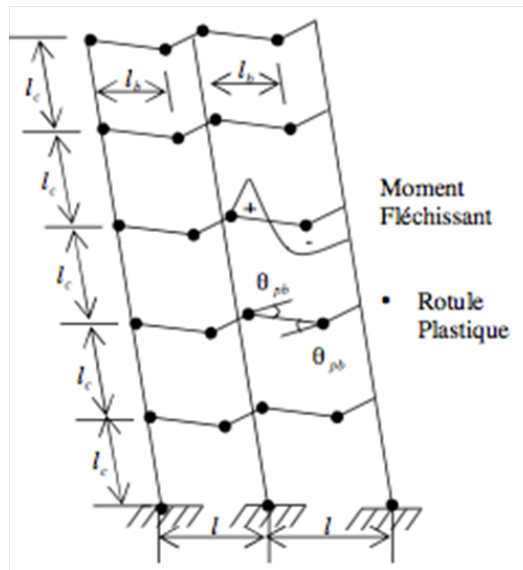


FIGURE 2.16 – Mécanisme relatif à la rotation des poutres

Mécanisme 3 :

C'est un mécanisme mixte caractérisé par l'apparition des rotules plastiques au niveau des poutres et des poteaux en même temps.

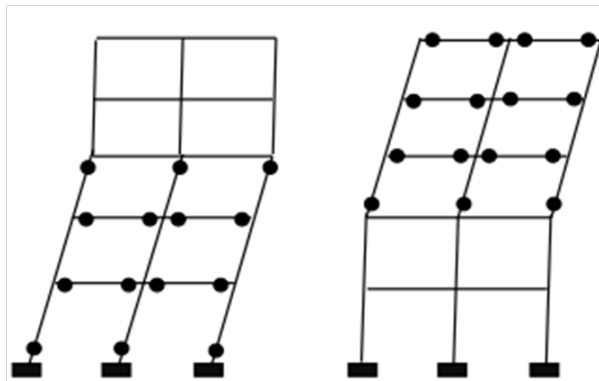


FIGURE 2.17 – Mécanisme relatif à la rotation des poutres et des poteaux

2.6.2.6 Loi force–déplacement associée au système poteaux poutres

On définit les paramètres de modélisation du portique ainsi que leurs critères d'acceptation par la courbe non linéaire typique idéalisée composée de 5 segments [20] :

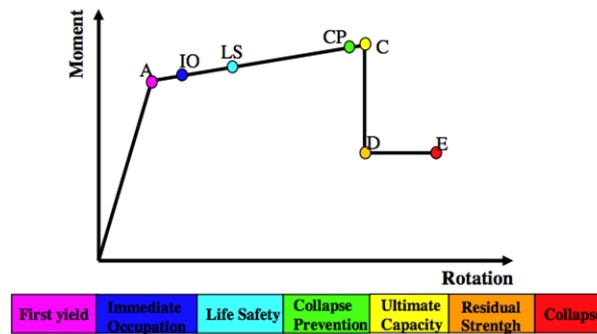


FIGURE 2.18 – Loi force–déplacement non linéaire idéalisée pour les poutres et les poteaux

Une réponse linéaire entre les points A et B. la pente entre les points B et C est en général, prise égale à un faible pourcentage de la pente élastique (pente du segment AB). Ce pourcentage prend une valeur variant entre 0 à 10%. Le point C a une ordonnée représentant la résistance ultime de l'élément et une abscisse égale à la déformation à partir de laquelle la dégradation de la résistance de l'élément s'initie (ligne CD). Au-delà du point D, l'élément répond avec une résistance réduite jusqu'au point E.

Les différents niveaux de performance de la structure, désignés par les paramètres IO, LS et CP qui seront définies ci-après.

- ❖ Niveau IO = Immédiate Occupancy (occupation immédiate),
- ❖ Niveau LS = Life Safety (sécurité de la vie),
- ❖ Niveau CP = Collapse Prevention (prévention de la ruine).

Au niveau Immédiate Occupancy, les dommages sont relativement limités. La structure garde une grande partie de sa raideur initiale et de sa résistance.

Au niveau Life Safety, la structure a subit des dommages importants, et il peut y avoir une perte significative de sa raideur.

Au niveau Collapse Prevention, la structure a subit des dommages extrêmes. Si elle est encore soumise à des déplacements latéraux, elle peut subir une instabilité et s'effondrer [18].

2.6.2.7 Structures peu dissipatives : Cas réels

Le séisme de Boumerdès du 21 mai 2003 est l'expression du séisme type qui peut affecter toute la région nord de l'Algérie. Sa magnitude de 6.8, il s'est produit à 19h44 à une dizaine de kilomètres au nord des côtes algériennes et à 60 Km à l'est d'Alger [21].

Les enquêtes post-sismiques des bâtiments expertisés ont montrés que les bâtiments en portiques avec remplissage en maçonnerie représentaient 80% des constructions.

Les photos montrées ci-dessous représentent des structures endommagées par manque de ductilité :



FIGURE 2.19 – Endommagement des structures par manque de ductilité

Comme le montre la figure **2.19**, ces structures en portiques n'ont pas résisté à l'action sismique suite à leur faible capacité de dissipation de l'énergie sismique. Le principe du poteau fort/poutre faible n'est pas respecté.



FIGURE 2.20 – Endommagement des zones critiques

Le non-respect des règles de dimensionnement et la mauvaise disposition du ferrailage transversal dans les zones nodales (notamment l'absence d'armatures transversales dans le nœud) ont rendu cette zone critique incapable de supporter la charge sismique et par la suite une structure peu ductile.



FIGURE 2.21 – Plastification des poteaux

Section des poteaux équivalente à celle des poutres. Formation de rotules plastiques en haut et en bas des poteaux ce qui peut conduire à un effondrement en mille feuilles.



FIGURE 2.22 – Plastification des poteaux

Des poteaux inconvenablement confinés se sont plastifiés suite à un éclatement de béton.



FIGURE 2.23 – Effondrement en mille feuilles

La figure montre l'effondrement total des bâtiments, un mécanisme appelé « effondrement en mille feuilles » dû à l'insuffisance de la stabilité latérale par des portiques seuls.

2.7 Conclusion

La conception et la réalisation des bâtiments exigent la bonne acquisition de la notion de la ductilité surtout dans les zones fortement sismiques. Déterminer la charge ou la nature du séisme semble impossible dans le présent mais prévoir un bon comportement de la structure reste relatif à la bonne performance de la structure et de ses éléments.

De nombreuses lois de comportement régissent la déformabilité de la structure cependant élargir le palier ductile des bâtiments leur donne la possibilité de se déformer dans le domaine non élastique sans causer l'effondrement.

Plusieurs facteurs peuvent influencer la ductilité et le mécanisme de ruine adéquat à la bonne résistance.

L'étude de la dissipation de l'énergie sismique est liée directement au dimensionnement des éléments structuraux afin que toute déformation plastique soit située dans les éléments horizontaux que dans les éléments verticaux.

Même si les réglementations parasismiques RPA99/2003 et L'Eurocode8 ont bien exigés des règles de dimensionnement pour impliquer le facteur de la ductilité dans la réalisation, il est remarquable que ces exigences ne sont pas principalement pour des séismes majeurs.

Chapitre 3

Modélisation du bâtiment

- 3.1) Présentation de l'ouvrage
- 3.2) Caractéristiques géométriques
- 3.3) Ossature et système constructif adoptés
- 3.4) Caractéristiques des matériaux
- 3.5) La descente des charges
- 3.6) Modélisation de la structure
- 3.7) Modélisation non linéaire (Push Over)
- 3.8) Commentaires
- 3.9) Conclusion

3.1 Présentation de l'ouvrage

Choix du type de bâtiment

- Vu que le mode de construction le plus courant en Algérie est les bâtiments à ossatures poteaux-poutres avec remplissage en maçonnerie ;
- Vu que l'enquête post-sismique du séisme de Boumerdès 2003 a montré que la plupart des bâtiments gravement endommagés sont des bâtiments à usage d'habitation présentant un caractère commun : $R + 3$ ou $R + 4$ réalisés et stabilisés principalement par des portiques (poteaux-poutres) ;
- Vu que les constructions dépassant 5 niveaux se sont généralement mieux comportées du fait de leur souplesse et des sections plus importantes de poteaux ;

Pour ces raisons on a choisi comme exemple d'étude un bâtiment existant en béton armé à usage d'habitation composé d'un rez de chaussée et de quatre étages (bâtiment typique) implanté à Alger ; classée en zone de forte sismicité (zone III) d'après les règles parasismiques Algériennes RPA99 (version 2003) [11].

USAGE	VERT		ORANGE		ROUGE	TOTAL
	NIVEAU 1	NIVEAU 2	NIVEAU 3	NIVEAU 4	NIVEAU 5	
Habitations	12646	20591	10818	5940	6449	56444
Equip. Scolaires	295	449	244	178	82	1248
Equip. Hospitaliers	72	58	23	14	8	175
Equip. Sportifs ou Culturels	81	57	54	53	20	265
Commerces	148	124	100	71	108	551
Equip. Industriels et Hangars	50	99	49	43	42	283
Autres	20	41	16	22	29	128
TOTAL	13431	21561	11386	6369	6778	59525
%	22.58	36.22	19.12	10.70	11.38	100.00

TABLEAU 3.1 – Rapport de l'AFPS – séisme de Boumerdès mai 2003

3.2 Caractéristiques géométriques

- ❖ Longueur totale du bâtiment : 20,00 m (entre axes),
- ❖ Largeur totale du bâtiment : 16,00 m (entre axes),
- ❖ Hauteur totale du bâtiment : 15,50 m (y compris la hauteur de l'acrotère 50 cm),

- ❖ Hauteur des étages : 3,00 m,
- ❖ Hauteur du RDC : 3,00 m.

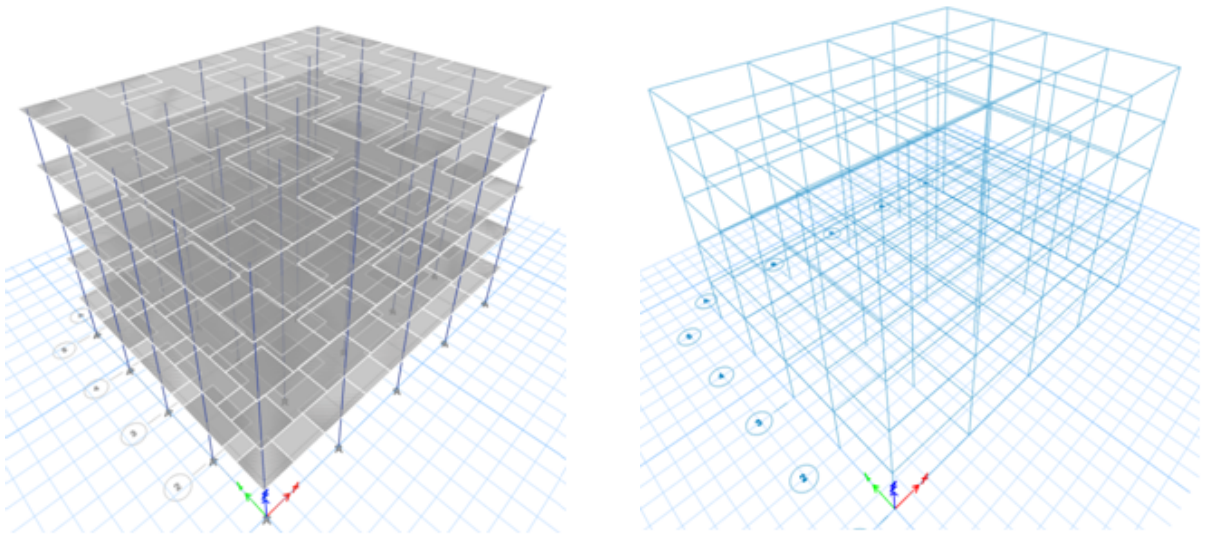


FIGURE 3.1 – Vue en 3D du bâtiment

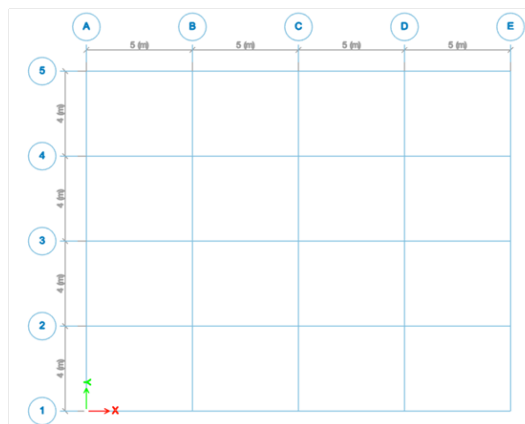


FIGURE 3.2 – Vue en plan du bâtiment

Dimensions des poteaux et des poutres de la structure à 5 niveaux

Éléments	Coffrage (cm^2)	Ferrailage (cm^2)	
		Sur appuis	En travée
Poteaux (du RDC au 4 ^{ème} étage)	35 × 35	8T14	
Poutres principales	30 × 45	3T14 + 2T12	5T12
		5T12	3T14
Poutres secondaires	30 × 35	5T12	3T14

TABLEAU 3.2 – Coffrage et ferrailage des éléments structuraux

3.3 Ossature et système constructif adoptés

3.3.1 Ossature

La stabilité de la structure est assurée par des portiques en béton armé.

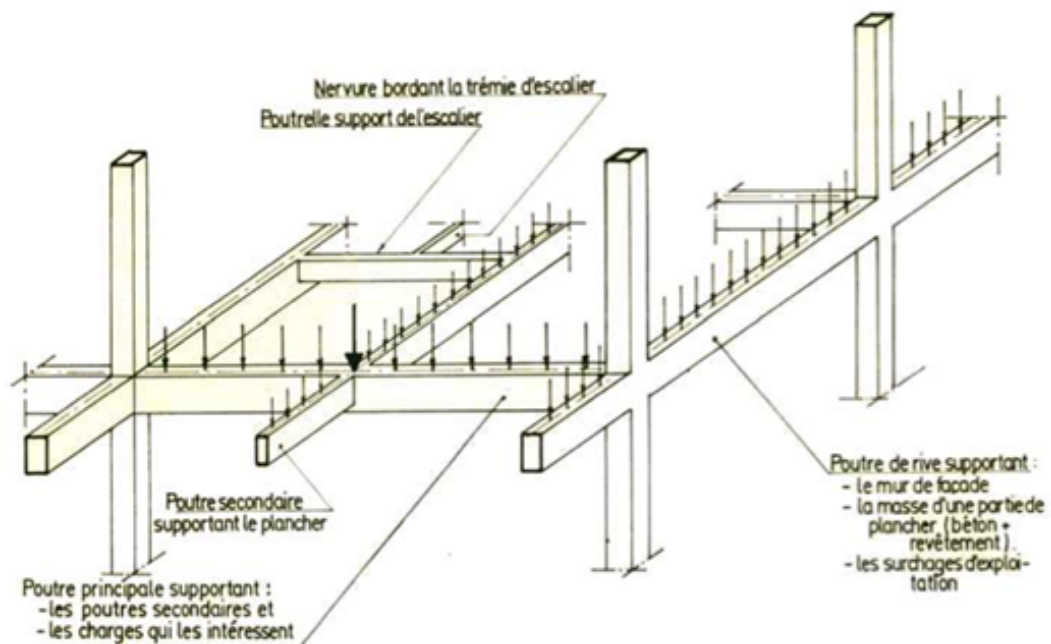


FIGURE 3.3 – Ossature d'une structure

On appelle ossature l'association d'éléments verticaux et d'éléments horizontaux, l'ossature a la fonction de résister à des efforts verticaux engendrés par les charges permanentes, les surcharges d'exploitation et à des efforts horizontaux dus aux vents et aux séismes.

3.3.2 Planchers

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue : – Plancher à corps creux, – Plancher à dalle pleine.

Les planchers adoptés pour ce bâtiment sont des planchers à corps creux (16+4).

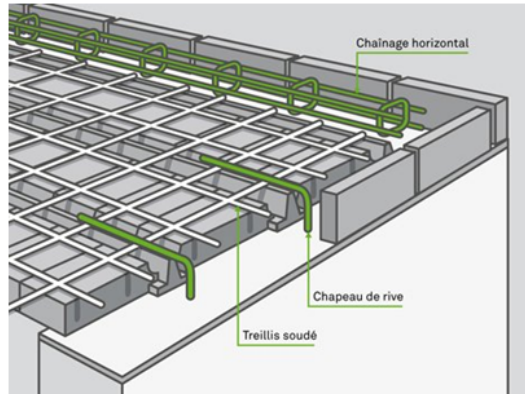


FIGURE 3.4 – Plancher à corps creux

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonnées sur place espacées de 65 cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 4 à 5 cm.

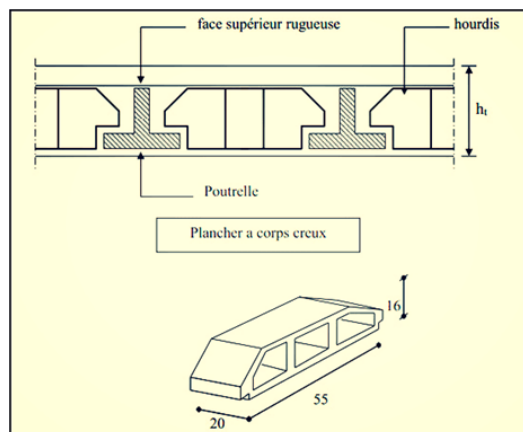


FIGURE 3.5 – Détail du plancher à corps creux

3.3.3 Maçonnerie

Les murs extérieurs sont en doubles cloisons en briques de 15 cm et de 10 cm d'épaisseur avec un vide d'air de 5 cm ; les cloisons ont une épaisseur de 10 cm.

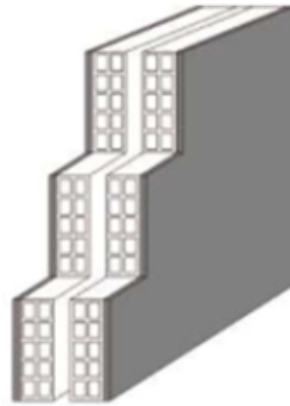


FIGURE 3.6 – Mur en double cloisons en briques creuses

3.3.4 Acrotère

Réalisé en béton armé, l'acrotère est un élément encastré dans le plancher, il a pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher.



FIGURE 3.7 – Modèle d'un acrotère

3.3.5 Revêtement

- ❖ Enduit en plâtre pour les plafonds.
- ❖ Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- ❖ Revêtement en carrelage pour les planchers.
- ❖ Le plancher terrasse est recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

3.3.6 Caractéristique géotechnique du sol

Le sol d'assise de la construction est un sol meuble.

3.4 Caractéristiques des matériaux

Les matériaux entrant dans la composition de la structure jouent un rôle important dans la résistance des constructions aux séismes. Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tels que ; Le coût, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalant généralement sur le critère de la résistance mécanique.

3.4.1 Le béton

Le béton est un matériau constitué par le mélange de ciment et de granulats (sable, gravillons) et d'eau de gâchage et parfois les adjuvants.

Résistances la compression :

Le béton mis en œuvre doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 20 MPa et au plus égale à 45 MPa. Par contre, sa résistance à la traction est faible et elle est de l'ordre de 1/10 de sa résistance à la compression. On se réfère à la résistance f_{cj} obtenue au jour considéré, elle est évaluée par la formule :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 40MPa \\ f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j > 40MPa. \end{cases} \quad (3.1)$$

Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60Mpa \\ f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} & \text{si } f_{c28} > 60Mpa \end{cases} \quad (3.2)$$

3.4.2 L'acier

L'acier présente une très bonne résistance à la traction, et une bonne résistance à la compression dans le cas d'élançements faibles. Si aucune précaution n'est prise il peut subir des effets de corrosion. C'est un matériau très ductile, qui atteint des déformations très importantes avant rupture.

3.4.3 Les hypothèses de calcul

❖ Le béton

Résistance a la compression	$f_{c28} = 25 MPa$
Résistance a la traction	$f_{t28} = 2,1 MPa$
Module d'élasticité	$E = 32164,19 MPa$

TABLEAU 3.3 – Caractéristiques mécaniques du béton utilisé

❖ L'acier

HA $f_e E$ 400 de limite d'élasticité	$F_e = 400 \text{ MPa}$
RL $f_e E$ 235 de limite d'élasticité	$F_e = 235 \text{ MPa}$
Module d'élasticité	$E = 200000 \text{ MPa}$

TABLEAU 3.4 – Caractéristiques mécaniques de l'acier utilisé

3.5 La descente des charges

3.5.1 Les charges gravitaires

❖ Plancher terrasse inaccessible

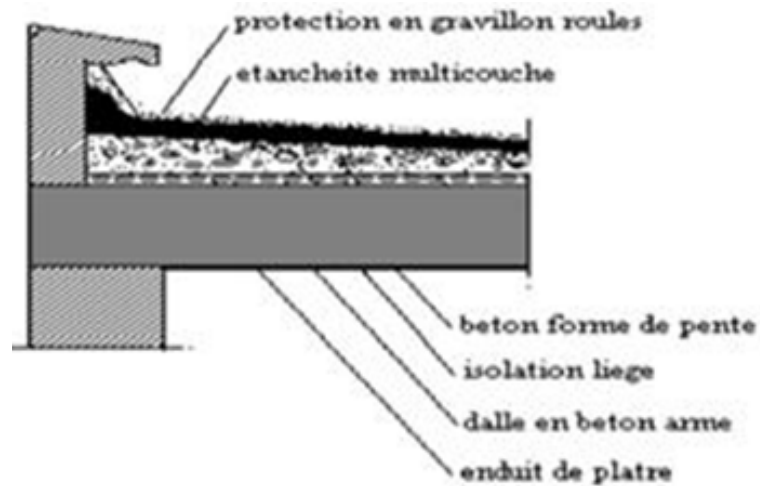


FIGURE 3.8 – Plancher terrasse inaccessible

Désignation de la charge	Valeur en KN/m^2
1 – Couche de gravillon roulé ($e = 5\text{cm}$)	1,00
2 – Étanchéité multicouche ($e = 2\text{cm}$)	0,12
3 – Isolation thermique à liège ($e = 4\text{cm}$)	0,16
4 – Forme de pente en béton (5cm)	1,1
5 – Plancher à corps creux + dalle de compression ($16 + 4$)	2,80
6 – Enduit en plâtre ($e = 2\text{cm}$)	0,20
La charge permanente G_t	5,45
La surcharge d'exploitation Q_t	1,00

TABLEAU 3.5 – Charges permanentes et surcharge appliquées sur la terrasse

❖ Plancher étage courant

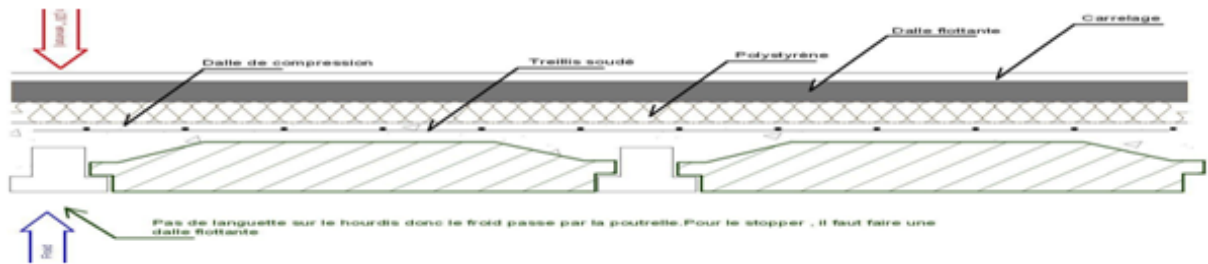


FIGURE 3.9 – Plancher étage courant

Désignation de la charge	Valeur en KN/m^2
1 – Revêtement en carrelage (2cm)	0,40
2 – Mortier de pose (2cm)	0,36
3 – Lit de Sable (2cm)	0,34
4 – Plancher à corps creux (16 + 4)	2,80
5 – Enduit en plâtre (2cm)	0,20
6 – Cloisons légères	0,90
La charge permanente G_c	5,04
La surcharge d'exploitation Q_c	1,50

TABLEAU 3.6 – Charges permanentes et surcharges appliquées sur les planchers

❖ Murs extérieurs

Désignation de la charge	Valeur en KN/m^2
1 – Enduit extérieur en ciment ($e = 2cm$)	0,4
2 – Paroi extérieure en briques creuses ($e = 15cm$)	1,35
3 – Paroi intérieure en briques creuses ($e = 10cm$)	0,9
4 – Enduit intérieur en plâtre ($e = 2cm$)	0,2
La charge permanente G_{Murext}	2,85

TABLEAU 3.7 – Murs extérieurs

* En tenant compte des ouvertures dans les murs, on ne considère que 80% de leur charge totale.

La charge permanente prise en compte du mur devient alors :

$$G_{Murext} \times 0,8 = 2,85 \times 0,8 = 2,28 \text{ KN/m}^2$$

❖ Acrotère

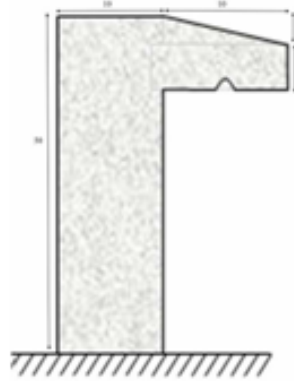


FIGURE 3.10 – Section transversale de l'acrotère

	Surface m^2	La charge G_{acr} KN/m
Acrotère	$(50 \times 10) + \left[\left(\frac{10 + 8}{2} \right) \times 10 \right] = 0,06$	1,5

TABLEAU 3.8 – Charge permanentes de l'acrotère

Résumé

Élément		Charge Per- manente	Charge d'explo- itation
Terrasse	5,45 KN/m^2 0,54 tf/m^2	1,00 KN/m^2	0,1 tf/m^2
Plancher étage courant	5,04 KN/m^2 0,504 tf/m^2	1,5 KN/m^2	0,15 tf/m^2
Mur Extérieur	2,28 KN/m^2 0,248 tf/m^2		
Acrotère	1,5 KN/m^2 0,15 tf/m^2		

TABLEAU 3.9 – Charge permanentes et charge d'exploitation agissant sur la structure

3.5.2 Les charges appliquées sur les portiques

Désignation des charges

❖ Dans le sens principal

Portique de rive		
Longueur de la portée $L = 4m$ longueur utiles $L/2 = 2m$		
Niveau	Charges permanentes	Charges d'exploitation
Terrasse	<ul style="list-style-type: none"> – Acrotère : 1.5 KN/m – Plancher terrasse $5,4 \times 2 = 10,8 \text{ KN/ml}$ – Poutre Principale $0,3 \times 0,45 \times 25 = 3,375 \text{ KN/ml}$ 	$1 \times 2 = 2 \text{ KN/ml}$
Les autres niveaux	<ul style="list-style-type: none"> – Plancher étage courant $5,04 \times 2 = 10,08 \text{ KN/ml}$ – Poutre Principale $3,375 \text{ KN/ml}$ – Mur extérieur $2,28 \times 2,55 = 5,81 \text{ KN/ml}$ 	$1,5 \times 2 = 3 \text{ KN/ml}$

TABLEAU 3.10 – Charges appliquées sur un portique de rive

Portique intermédiaire		
Longueur de la portée $L = 4m$ longueur utiles $L = 4m$		
Niveau	Charges permanentes	Charges d'exploitation
Terrasse	<ul style="list-style-type: none"> – Plancher terrasse $5,4 \times 4 = 21,6 \text{ KN/ml}$ – Poutre Principale $0,3 \times 0,45 \times 25 = 3,375 \text{ KN/ml}$ 	$1 \times 4 = 4 \text{ KN/ml}$
Les autres niveaux	<ul style="list-style-type: none"> – Plancher étage courant $5,04 \times 4 = 20,16 \text{ KN/ml}$ – Poutre Principale $3,375 \text{ KN/ml}$ 	$1,5 \times 4 = 6 \text{ KN/ml}$

TABLEAU 3.11 – Charges appliquées sur un portique intermédiaire

❖ Dans le sens secondaire

Portique de rive	
Niveau	Charges permanentes
Terrasse	– Acrotère : 1.5 KN/m – Poutre secondaire $0,3 \times 0,35 \times 25 = 2,63 \text{ KN/ml}$
Les autres niveaux	– Poutre secondaire $0,3 \times 0,35 \times 25 = 2,63 \text{ KN/ml}$ – Mur extérieur $2,28 \times 2,55 = 5,81 \text{ KN/ml}$

TABLEAU 3.12 – Charges appliquées sur un portique de rive

Portique intermédiaire	
Niveau	Charges permanentes
Terrasse	– Poutre secondaire $0,3 \times 0,35 \times 25 = 2,63 \text{ KN/ml}$
Les autres niveaux	– Poutre secondaire $0,3 \times 0,35 \times 25 = 2,63 \text{ KN/ml}$

TABLEAU 3.13 – Charges appliquées sur un portique intermédiaire

3.6 Modélisation de la structure

La modélisation de la structure permet de vérifier le comportement global de la structure sous l'action sismique, ainsi pour garantir la protection des individus et de prévoir le minimum de dégâts.

Cette étape sera effectuée par le logiciel ETABS 18, ce dernier est utilisé pour la modélisation des bâtiments en 3D, appliquer des charges statiques et dynamiques et effectuer une analyse dynamique modale spectrale.

La détermination de l'effort sismique sera faite par la méthode modale spectrale, cette méthode permet d'analyser la réponse de la structure après l'injection de la courbe du spectre tirée de l'application du RPA.

3.6.1 Présentation du logiciel ETABS 18

ETABS est un logiciel de calcul qui permet l'analyse statique et dynamique tout en tenant compte des propriétés non linéaires des matériaux, il offre un avantage certain grâce à sa bibliothèque riche de réglementations en vigueur à travers le monde (ASCE 41-13, UBC, Euro code, etc.).

Cet outil nous sera très utile dans la phase de détermination des courbes de capacité et les

niveaux d'endommagement.

La modélisation par ce logiciel passe par deux étapes :

- ❖ 1^{ère} étape : la modélisation dans le domaine élastique linéaire,
- ❖ 2^{ème} étape : la modélisation dans le domaine non linéaire (Push Over).

La 1^{ère} étape est effectuée après la succession de ces tâches.

Définition des matériaux

❖ Béton

- Poids volumique du béton = 25 KN/m^3 ,
- Masse volumique du béton = $2,5 \text{ Kg/m}^3$,
- Module d'élasticité du béton = $32164,2 \text{ MPa}$,
- Coefficient de poisson = $0,2$,
- Résistance du béton à la compression = 25 MPa ,

❖ Acier

- Armatures longitudinales $F_e = 400 \text{ MPa}$,
- Armatures transversales $F_e = 235 \text{ MPa}$.

Définition des éléments de la structure

Les poutres et les poteaux qui constituent la structure sont modélisés comme des éléments linéaires sous l'option « frame section ».

Chargement de la structure

Dans cette étape on a suivi une approche qui permet d'introduire les charges manuellement, c'est-à-dire les charges permanentes des portiques (G) et les charges d'exploitation (Q) sont assignées sous l'option « assigne frame section ».

En même temps le logiciel va prendre en considération le poids propre de chaque élément.

Définition du chargement de l'analyse dynamique

Ce chargement a pour but d'effectuer une analyse spectrale, qui consiste à introduire les charges sismiques par un spectre de réponse depuis l'option « response spectrum functions ». Le spectre de réponse est obtenu à partir de l'application RPA99 et est injecté sous forme de spectre de réponse après avoir introduit les paramètres de définition du bâtiment :

Coefficient de la zone A

En zone sismique III et pour un groupe d'usage 2 ; le coefficient de la zone est : $A = 0,25$.

Coefficient de comportement global de structure R

Il est fonction du type de contreventement donné par le RPA99/2003 [11] (dans le tableau 4.3).

On a un système en portiques auto-stables avec remplissage en maçonnerie rigide donc R sera égale à 3, 5.

Facteur de qualité Q

La valeur de Q est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad (3.3)$$

Critère q	P _q
Condition minimale sur les files de contreventement	0
Redondance en plan	0
Régularité en plan	0
Régularité en élévation	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0,05
Contrôle de la qualité d'exécution	0

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q = 1 + 0,05 = 1,05 \quad (3.4)$$

Coefficient d'amplification dynamique D

– la valeur de la période fondamentale (T) de la structure est estimée par la formule suivante :

$$T = C_T h^{3/4} \quad (3.5)$$

Le contreventement étant assuré par des Portiques auto-stables en béton armé avec remplissage en maçonnerie dans les deux sens → $C_T = 0,05$.

La hauteur totale de la structure → $h = 15,50m$.

$$T = 0,05 \times (15,50)^{3/4} = 0,39 \text{ s}$$

$$0 < T = 0,39s < T_2 = 0,50 \text{ s}$$

$$\Leftrightarrow D = 2,5\eta$$

$$\text{Avec } \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}}$$

$$\xi(\%) = 6 \text{ portiques avec remplissage léger}$$

$$D = 2,5\eta = 2,5\sqrt{\frac{7}{2 + 7}} = 2,34$$

Le spectre de réponse de calcul

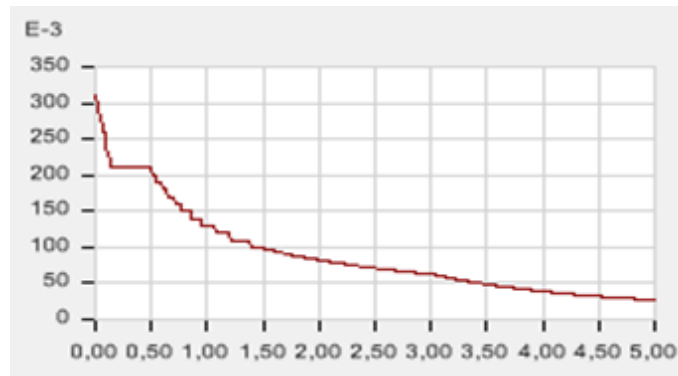


FIGURE 3.11 – Spectre de réponse (RPA99/2003)

Masse Source (nœud maître)

Ce sont des nœuds calculés et situés dans le centre de chaque diaphragme où se concentre la masse du plancher, leurs définition au cours de la modélisation est nécessaire pour calculer la valeur de l'effort tranchant à la base de la structure durant une analyse sismique. L'ensemble des nœuds maîtres définit la masse de la structure en tenant compte de la totalité des charges permanentes avec 20% des charges d'exploitation.

Diaphragme

Les diaphragmes sont assignés pour relier tous les nœuds du plancher à leurs nœuds maîtres, les diaphragmes sont supposés rigides dans chaque niveau de la structure.

À la fin de la modélisation, le logiciel est apte à donner les résultats de l'analyse linéaire qui se résument principalement comme suit :

3.6.2 Résultats de l'analyse linéaire élastique

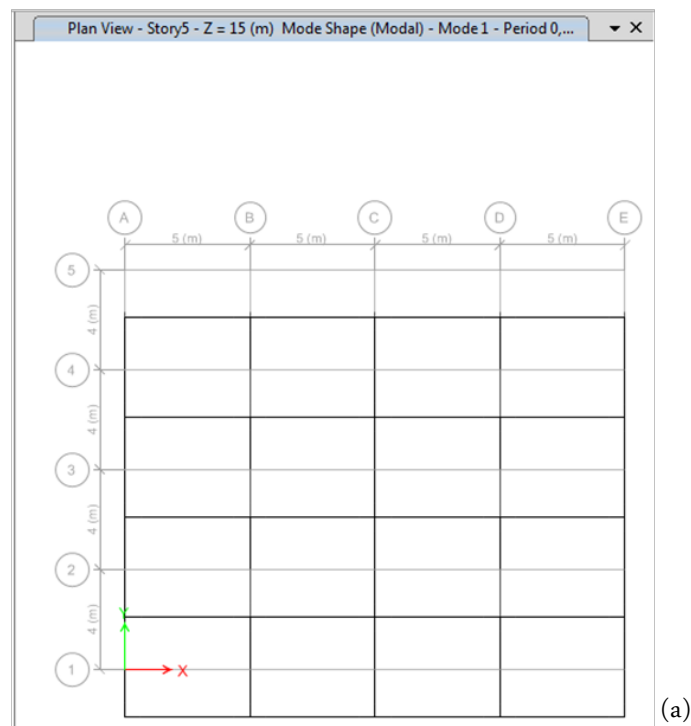
Modes de vibration et périodes

TABLE : Modal Periods And Frequencies

Case	Mode	Period
		sec
Modal	1	0,869
Modal	2	0,761
Modal	3	0,741
Modal	4	0,277
Modal	5	0,248
Modal	6	0,239
Modal	7	0,156
Modal	8	0,145
Modal	9	0,138
Modal	10	0,106

TABLEAU 3.14 – Périodes du bâtiment correspondantes aux différents modes vibratoires

L'étude élastique a montré que le bâtiment a subi plusieurs déformations sous la charge sismique dont la première correspond à la période fondamentale. Ce premier mode de vibration représente une translation suivant l'axe Y avec une période égale à 0,86 s.



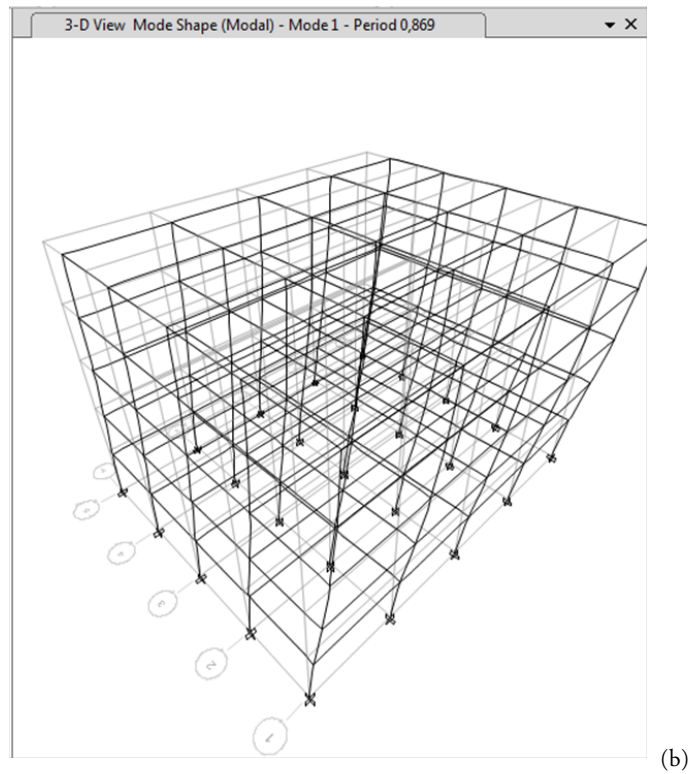
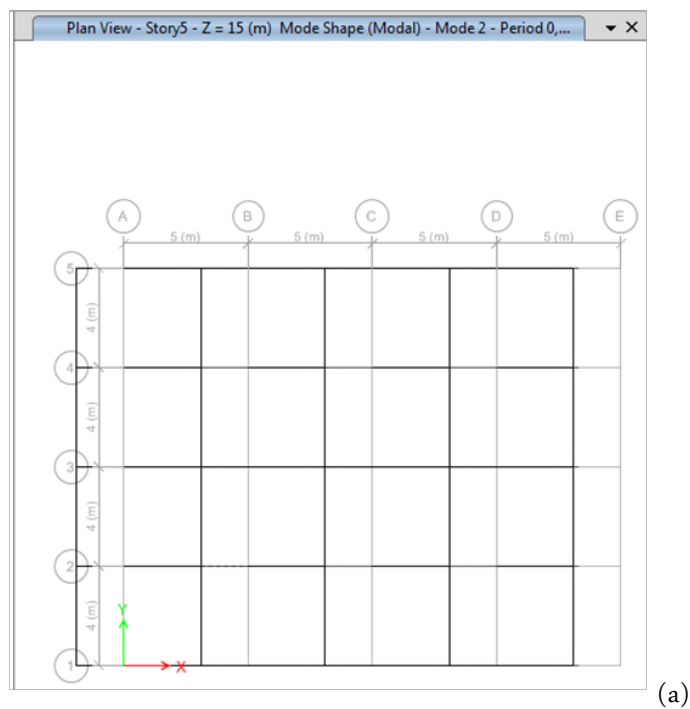
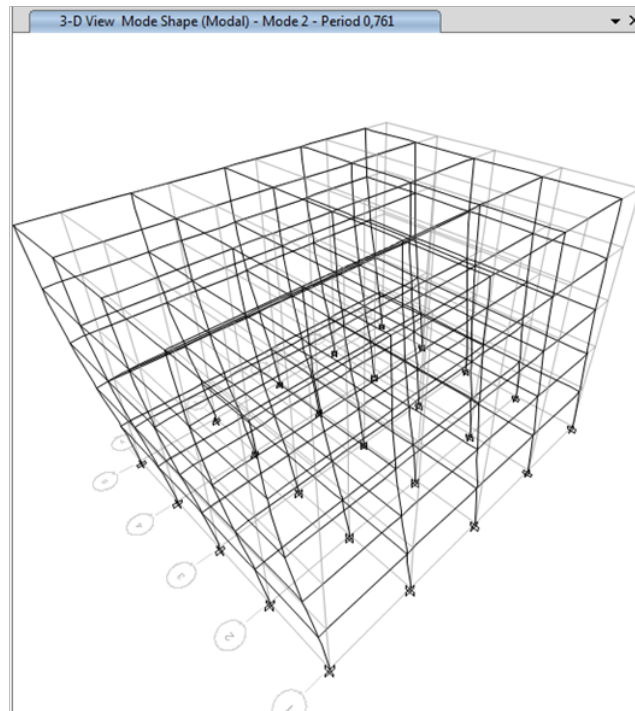


FIGURE 3.12 – (a) et (b) Translation suivant Y

Le 2^{ème} mode vibratoire est aussi une translation mais suivant l'axe X avec une période égale à 0,76 s.

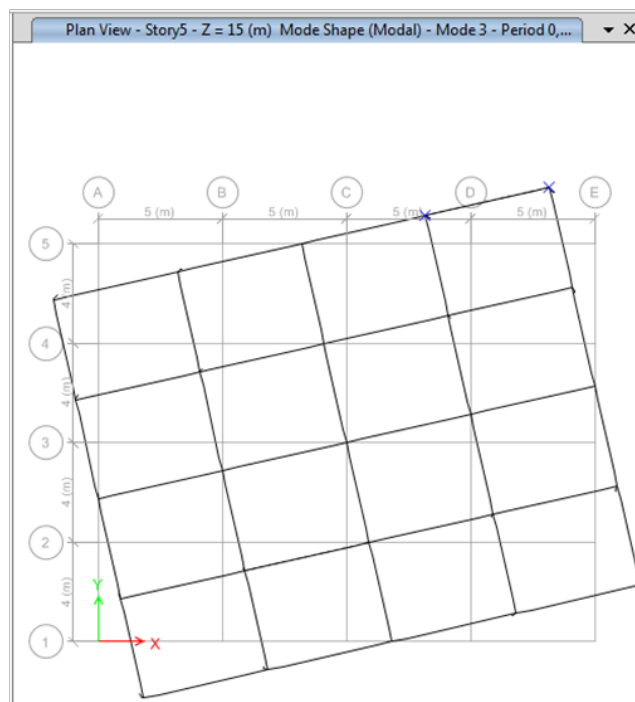




(b)

FIGURE 3.13 – (a) et (b) Translation suivant X

Le 3^{ème} mode vibratoire est une rotation.



(a)

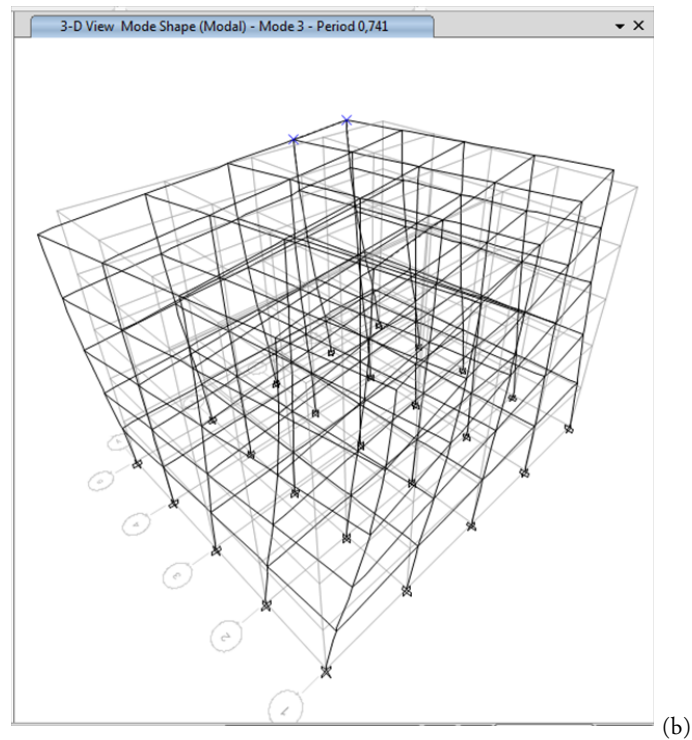


FIGURE 3.14 – (a) et (b) Rotation suivant l'axe Z

L'Effort tranchant à la base

Il est montré par le tableau suivant :

Output Case	FX	FY
	KN	KN
E	1788,961975	1564,076951

TABLEAU 3.15 – Effort tranchant à la base de la structure

Les déplacements absolus

Les déplacements absolus des niveaux relatifs aux deux directions X et Y sont présentés dans le tableau ci-dessous.

Story	Elevation	X-Dir	Y-Dir
	m	mm	mm
Story5	15	29,088	33,629
Story4	12	26,402	30,294
Story3	9	21,422	24,325
Story2	6	14,504	16,121
Story1	3	6,375	6,702
Base	0	0	0

TABLEAU 3.16 – Déplacements absolus

3.7 Modélisation non linéaire (Push Over)

3.7.1 Présentation de l'analyse statique non linéaire

Quand le mouvement sismique induit des forces de déplacements assez importantes, le seuil de l'élasticité des éléments structuraux peut être dépassé et par conséquent l'analyse linéaire de la performance structurale demeure invalide. Dans cette situation on aura besoin d'une analyse statique de rupture pour définir la performance inélastique globale de la structure. Plusieurs procédures sont utilisées parmi elles **l'analyse Push Over**.

L'analyse en poussée progressive (Push Over en anglais) consiste à calculer la demande sismique par une analyse statique non linéaire, elle est exécutée par la soumission de la structure à des forces latérales monotonement croissantes avec une distribution invariante sur la hauteur jusqu'à ce qu'un déplacement prédéterminé soit atteint (L'initiation de l'effondrement de la structure).

Le chargement horizontal lors de l'analyse a pour objectif de représenter l'effet d'un séisme par une force de remplacement statique appelée force statique équivalente en gardant l'aspect constant des charges gravitaires durant l'analyse.

Push Over est appliquée non seulement pour vérifier la performance structurale mais aussi pour :

- ❖ évaluer les mécanismes plastiques attendus et les dommages en déterminant la formation des rotules plastiques successives conduisant à un mécanisme de ruine.
- ❖ évaluer la performance structurale des structures existantes ou renforcées.
- ❖ évaluer les forces et les déplacements post-élastiques de la structure.
- ❖ évaluer la charge limite élastique de la structure correspondant à l'atteinte pour la première fois de la résistance plastique dans un élément de la structure.

Le Push Over ne permet pas de tenir compte directement des effets du second ordre lié au caractère dynamique de la sollicitation sismique, ni des dissipations d'énergie par hystérésis

ou de la fatigue. Il donne donc des résultats satisfaisants lorsque le comportement de l'ouvrage est essentiellement régi par le mode fondamental. Par contre, là où la contribution des modes plus élevés est non négligeable, il convient de faire une analyse dynamique pour vérifier leur contribution.

L'analyse non linéaire statique (Push Over) peut donner un aperçu sur les aspects structuraux qui contrôlent la performance d'un bâtiment en béton armé pendant un séisme sévère en résultant des courbes de « capacité » de la structure appelées (les courbes Push Over) où l'effort tranchant à la base de la structure sera en fonction du déplacement au sommet du bâtiment.

Définition du comportement non linéaire de la structure

La structure étant auto-stable, son comportement non linéaire sera défini à partir du comportement non linéaire de ses éléments structuraux (poteaux et poutres). Cependant le comportement de ces éléments constructifs sera déterminé en fonction de son mécanisme de plastification approprié (l'apparition des rotules plastiques), en tenant compte du type de chargement appliqué.

Définition des rotules plastiques dans les éléments

Une rotule plastique se définit comme une zone d'un élément structural, elle est le résultat des déformations irréversibles subites au niveau de la zone critique faisant preuve d'une dissipation de l'énergie sismique. En franchissant le domaine inélastique, elle joue le rôle d'une articulation permettant par cela la rotation partielle de l'élément.

Il est à noter que pour un chargement latéral dans une direction précise, des moments ultimes s'ajoutent aux droits des zones critiques dites « zones de plastification » et qui s'accumulent jusqu'à l'obtention d'un mécanisme de ruine.

Introduction des rotules plastiques dans les éléments

Les poutres :

considérées comme des rotules de type flexion (M3), elles sont assignées de la manière suivante (voir les figures 3.15 et 3.16).

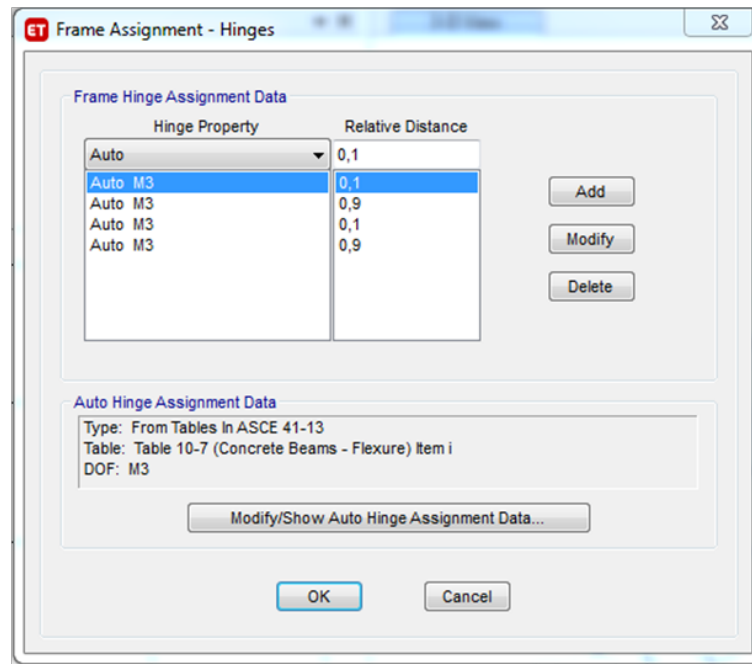


FIGURE 3.15 – Introduction des rotules plastiques dans les poutres

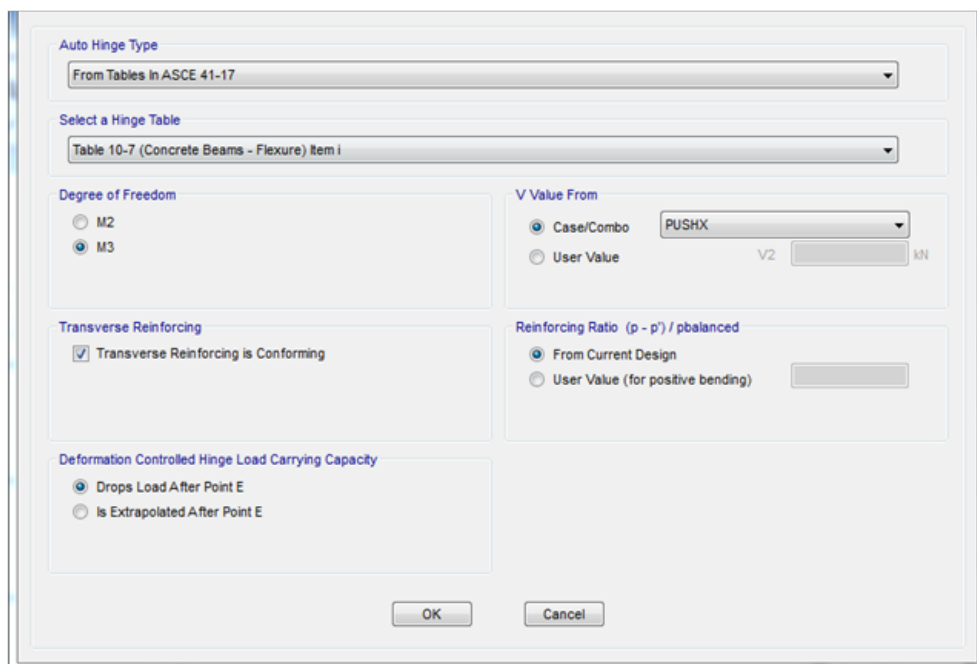


FIGURE 3.16 – Caractéristiques des rotules plastiques dans les poutres

Les poteaux :

de type « P-M2-M3 » elles sont introduites comme suit :

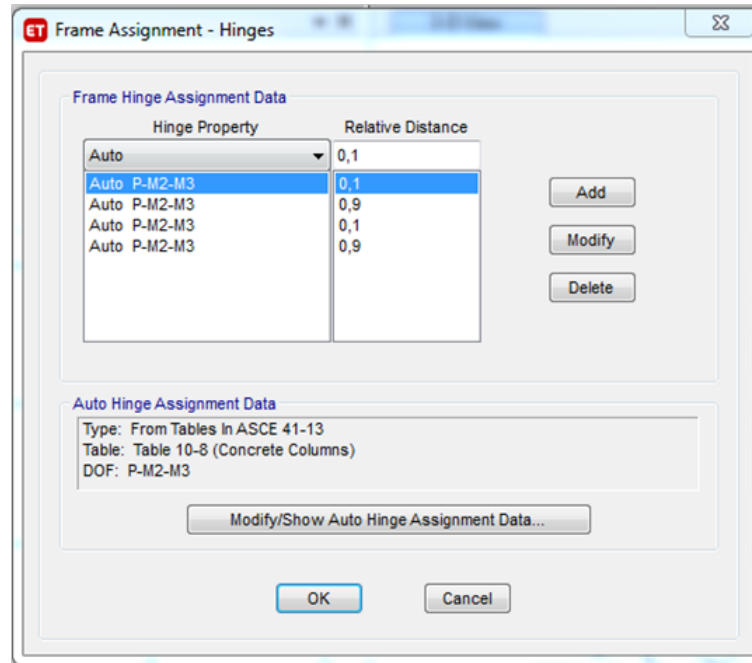


FIGURE 3.17 – Introduction des rotules plastiques dans les poteaux

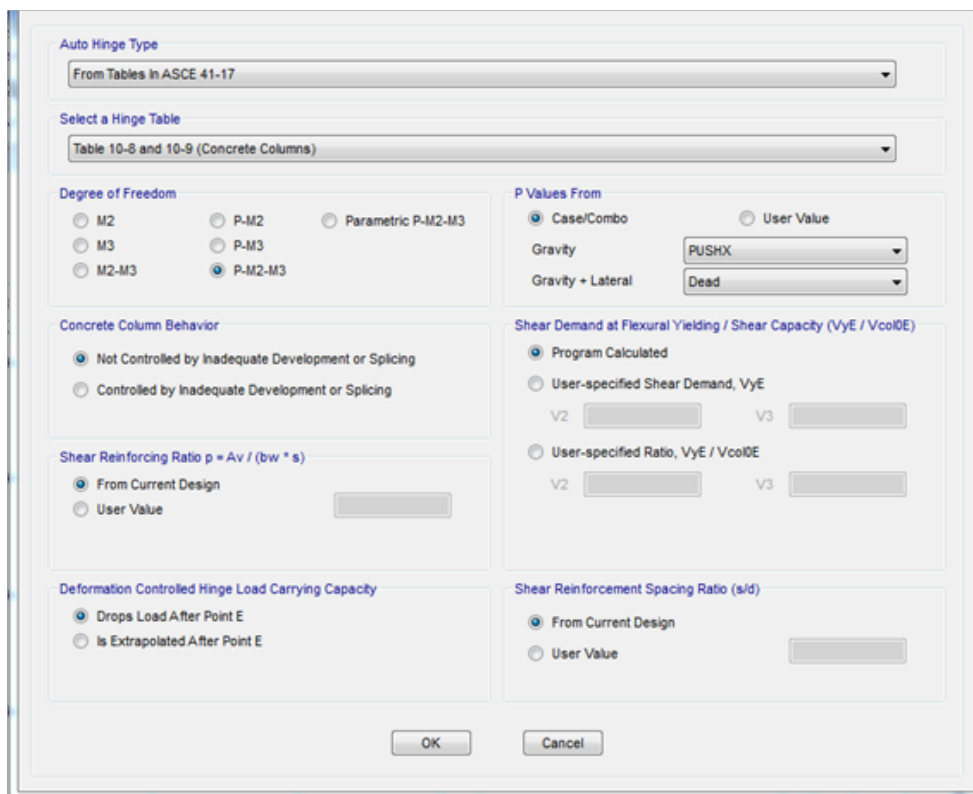


FIGURE 3.18 – Caractéristiques des rotules plastiques dans les poteaux

3.7.2 Définition du chargement de l'analyse non linéaire

Comme il a été mentionné précédemment, l'analyse Push Over comporte deux chargements : un chargement gravitaire constant durant toute l'analyse et un chargement horizontal distribué sur la hauteur et qui accroît d'une façon monotone de zéro jusqu'à l'obtention d'un état de ruine (l'apparition des rotules plastiques).

3.7.3 Définition des charges gravitaires

Elles consistent à déterminer une charge non linéaire qui comporte les deux charges permanente et d'exploitation : G et Q avec les multiplicateurs 1 et 0,2. Cette étape est indispensable pour la suite de l'analyse, car ses résultats sont considérés comme case de départ pour les résultats finaux.

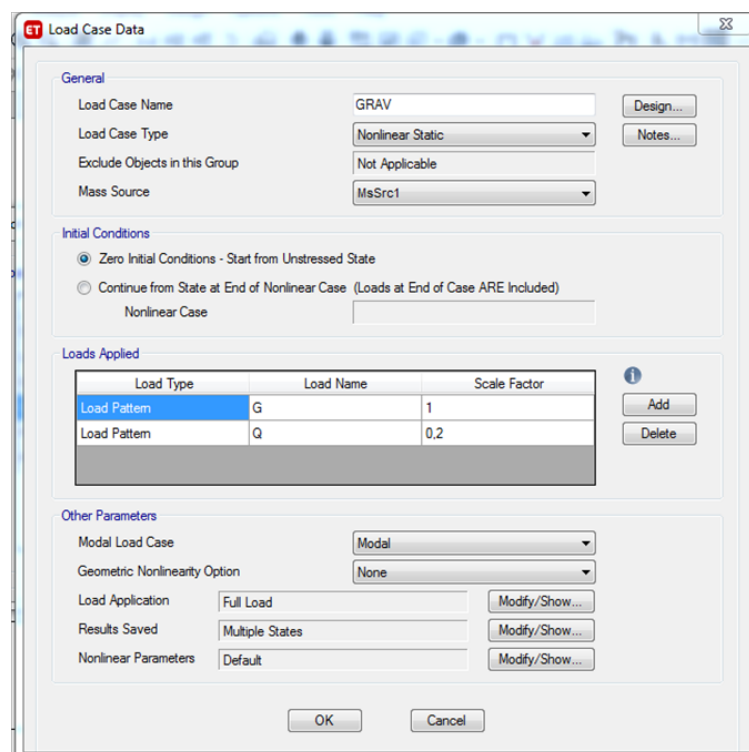


FIGURE 3.19 – Introduction d'un chargement sous le nom « GRAV » pour définir les charges gravitaires

3.7.4 Définition du chargement Push Over

Le chargement horizontal est introduit sous deux formes de chargement : PUSHX chargement horizontal suivant la direction X et PUSHY le même chargement suivant la direction Y. Les deux chargements s'appuient sur le chargement précédent « GRAV ». Leur introduction est faite comme suit :

The screenshot shows the 'Load Case Data' dialog box with the following settings:

- General:** Load Case Name: PUSHX; Load Case Type: Nonlinear Static; Exclude Objects in this Group: Not Applicable; Mass Source: MsSrc1.
- Initial Conditions:** Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included); Nonlinear Case: GRAV.
- Loads Applied:** A table with one row: Acceleration, UX, -1.
- Other Parameters:** Modal Load Case: Modal; Geometric Nonlinearity Option: None; Load Application: Displacement Control; Results Saved: Multiple States; Nonlinear Parameters: Default.

FIGURE 3.20 – Définition du chargement horizontal suivant l'axe X (PUSHX)

The screenshot shows the 'Load Case Data' dialog box with the following settings:

- General:** Load Case Name: PUSHY; Load Case Type: Nonlinear Static; Exclude Objects in this Group: Not Applicable; Mass Source: MsSrc1.
- Initial Conditions:** Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included); Nonlinear Case: GRAV.
- Loads Applied:** A table with one row: Acceleration, UY, -1.
- Other Parameters:** Modal Load Case: Modal; Geometric Nonlinearity Option: None; Load Application: Displacement Control; Results Saved: Multiple States; Nonlinear Parameters: Default.

FIGURE 3.21 – Définition du chargement horizontal suivant l'axe Y (PUSHY)

3.7.5 Résultats de l'analyse non linéaire Push Over

Les résultats de l'analyse Push Over sont présentés sous forme de courbes de capacités tirées du logiciel sous la réglementation ACE 41-13 qui permet de donner des courbes traduisant l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement au sommet du bâtiment.

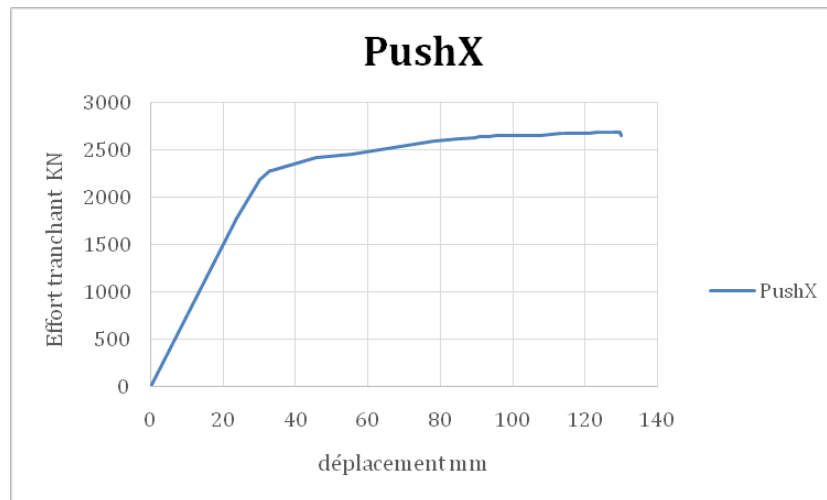


FIGURE 3.22 – Courbe de capacité PUSHX

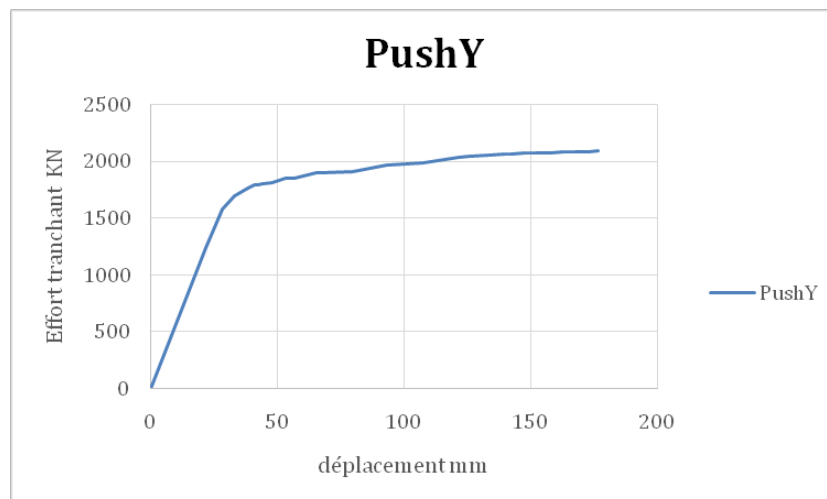


FIGURE 3.23 – Courbe de capacité PUSHY

Une première lecture des résultats montre que la capacité du bâtiment dans les deux sens est plus importante que la demande sismique mais cela n'empêche la plastification des éléments et l'apparition des rotules plastiques du type « B-C » et « C-D ».

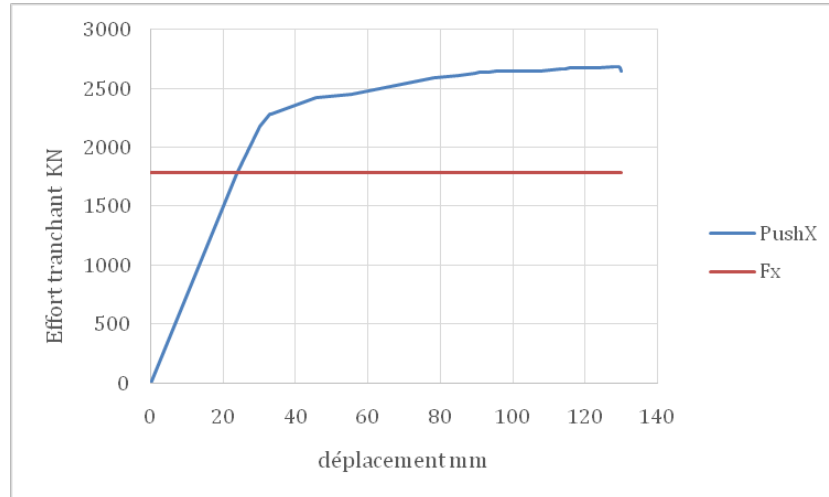


FIGURE 3.24 – Comparaison de la courbe de capacité avec la demande sismique (Sens X)

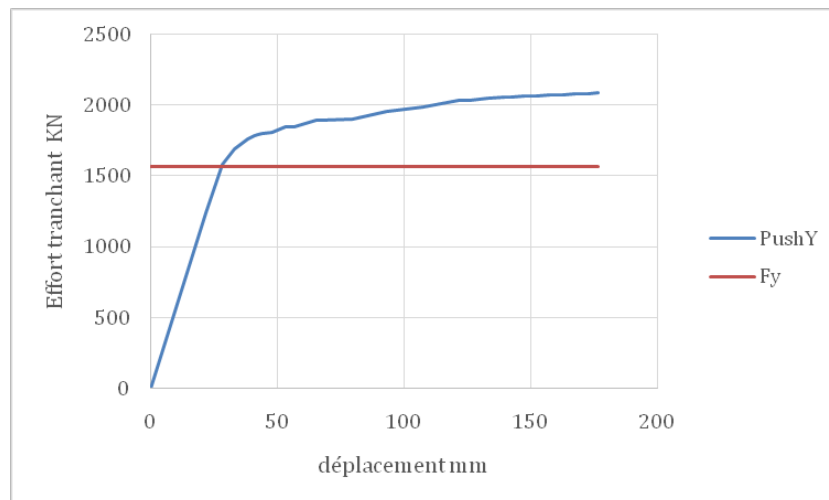


FIGURE 3.25 – Comparaison de la courbe de capacité avec la demande sismique (Sens Y)

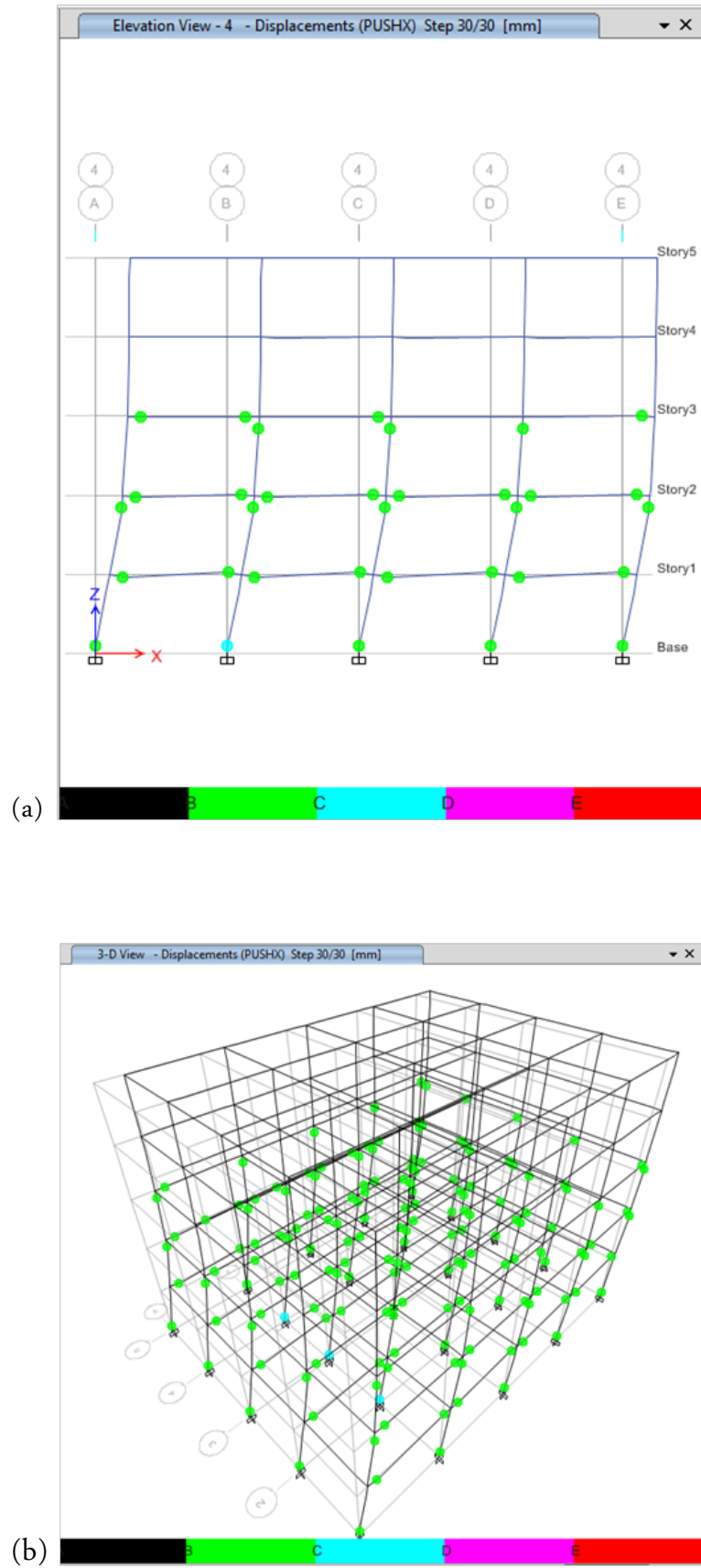


FIGURE 3.26 – (a) et (b) Apparition des rotules plastiques (Sens X)

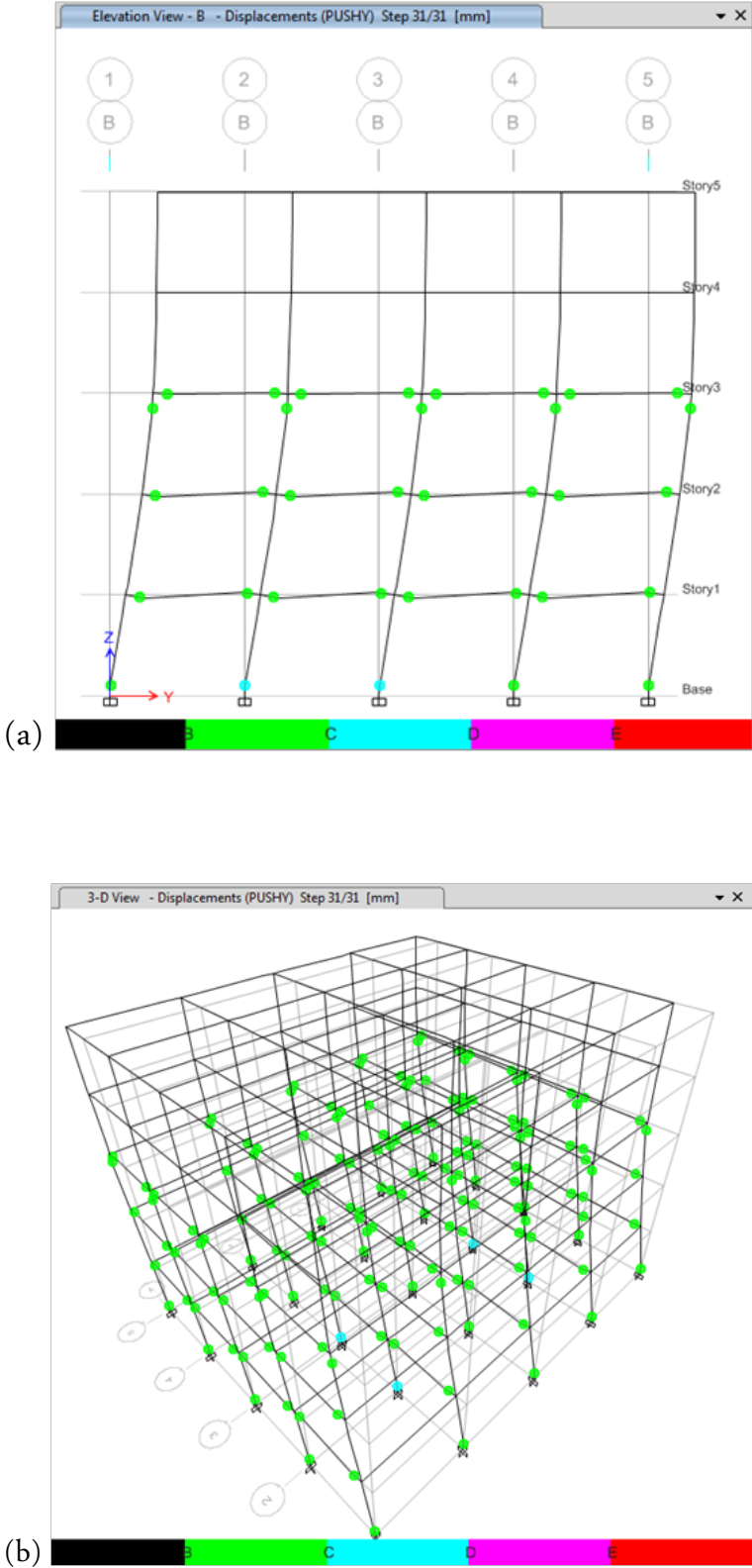


FIGURE 3.27 – Apparition des rotules plastiques (Sens Y)

3.8 Commentaires

Les couleurs vertes et bleues des rotules apparues sont de type « B-C » et « C-D » et désignent que les éléments sont à l'état plastique.

Les résultats de l'analyse Push Over ont montré que le bas des poteaux du RDC subit une plastification.

La plastification des éléments peut être atteinte même si la structure a une capacité plus élevée que la demande sismique.

Le niveau d'endommagement et l'aspect de l'état de ruine montrent un mécanisme global où les rotules plastiques se forment dans les poutres et les poteaux en même temps.

Les deux derniers niveaux de la structure n'ont connu aucune déformation à l'état plastique.

3.9 Conclusion

L'importance et la délicatesse de la phase de la modélisation du bâtiment sont du même ordre que l'importance de la phase de calcul et de conception car c'est une étape qui vérifie ses résultats et justifie ses hypothèses.

L'utilisation des logiciels de calculs est primordiale dans le domaine du génie civil car l'outil informatique permet d'avoir des résultats précis pour passer à la phase de réalisation.

Dans notre travail, la modélisation de la structure passe par deux phases : une modélisation élastique qui vérifie et régit le comportement de la structure et ses éléments dans l'état élastique, une modélisation plastique qui vérifie et traduit le comportement global de la structure et ses éléments dans la phase plastique.

Une structure peut se comporter différemment dans les deux directions orthogonales et cela revient à la différence de rigidité qui dépend des dimensions des éléments dans chaque sens.

L'analyse non linéaire traduit le comportement post-élastique de la structure qui peut être une hypothèse pour qualifier son comportement dissipatif.

Plusieurs approches sont utilisées pour quantifier et améliorer le comportement dissipatif des structures en béton armé dans le domaine plastique.

Chapitre 4

Étude paramétrique

4.1) Introduction

4.2) Effet de la résistance du béton à la compression f_{c28}

4.3) Effet de la variation de la limite élastique de l'acier F_e

4.4) Effet de la variation des dimensions des poutres

4.1 Introduction

Dans ce chapitre, afin de voir l'effet du critère de la ductilité sur le comportement post-élastique de la structure, nous allons mener une étude paramétrique sur quelques paramètres qui ont tendance à influencer la capacité structurelle des bâtiments en béton armé et leur comportement ductile. Les paramètres sélectionnés sont :

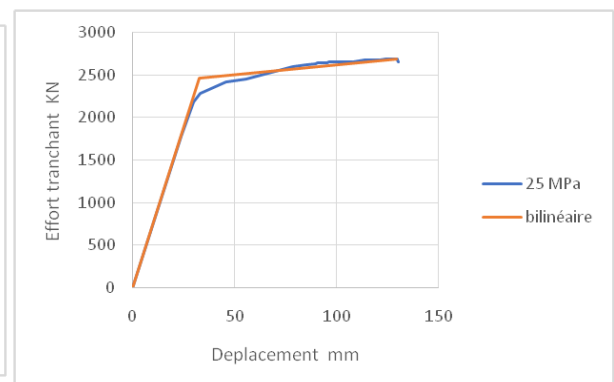
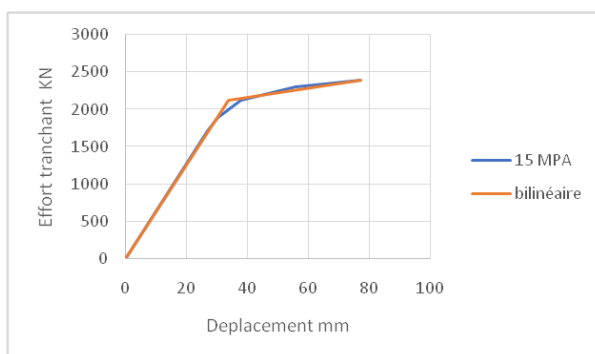
- La résistance à la compression du béton : 15 MPa, 25 MPa, 35 MPa et 45 MPa sont les variables du paramètre de la résistance à la compression du béton.
- La limite élastique de l'acier : 300 MPa, 400 MPa et 500 MPa sont les variantes choisies pour étudier l'influence de la limite de l'acier sur le comportement global de la structure.
- Le taux de ferrailage dans les poutres : quatre variantes du taux de ferrailage longitudinal dans les poutres sont examinées. Le coffrage des poutres est maintenu constant.
- La hauteur des poutres : le dernier paramètre d'étude concerne la variation de la hauteur des poutres. Quatre variantes sont prévues tout en fixant le taux de ferrailage longitudinal des poutres à environ 0,94%.

4.2 Effet de la résistance du béton à la compression f_{c28}

Pour évaluer l'influence de la résistance du béton à la compression sur la performance sismique de la structure, on a décidé d'alterner quatre valeurs de résistance à la compression f_{c28} (15, 25, 35 et 45 MPa) afin de voir leurs effets sur les trois critères : résistance, rigidité et ductilité. Il est à noter que seulement ce paramètre est variable dans cette partie de l'étude et que tous les autres paramètres définissant les propriétés des matériaux sont maintenus constants.

4.2.1 Courbe de capacité

Les quatre variantes nous ont permis d'avoir quatre courbes de capacité différentes pour la même structure, elles représentent la variation de la valeur de l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement au sommet de la structure dans les deux directions X et Y.



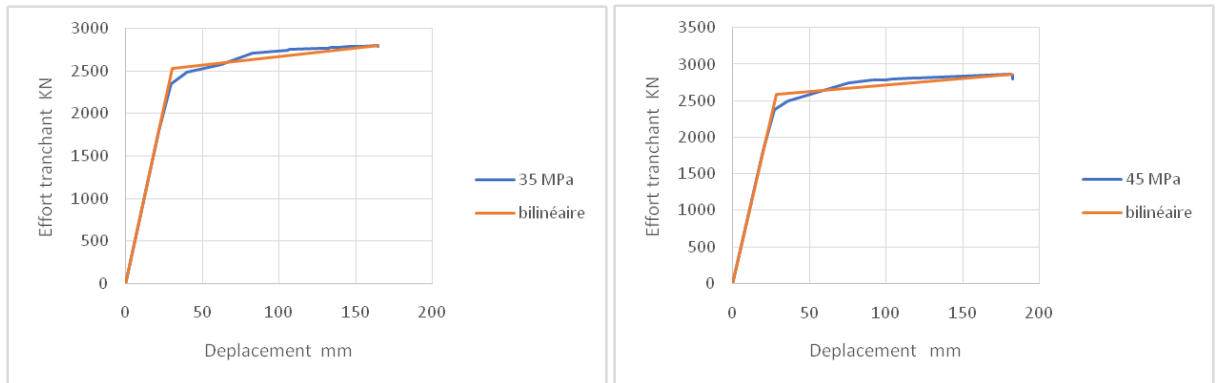


FIGURE 4.1 – Courbes de capacité avec une idéalisation bilinéaire dans la direction X

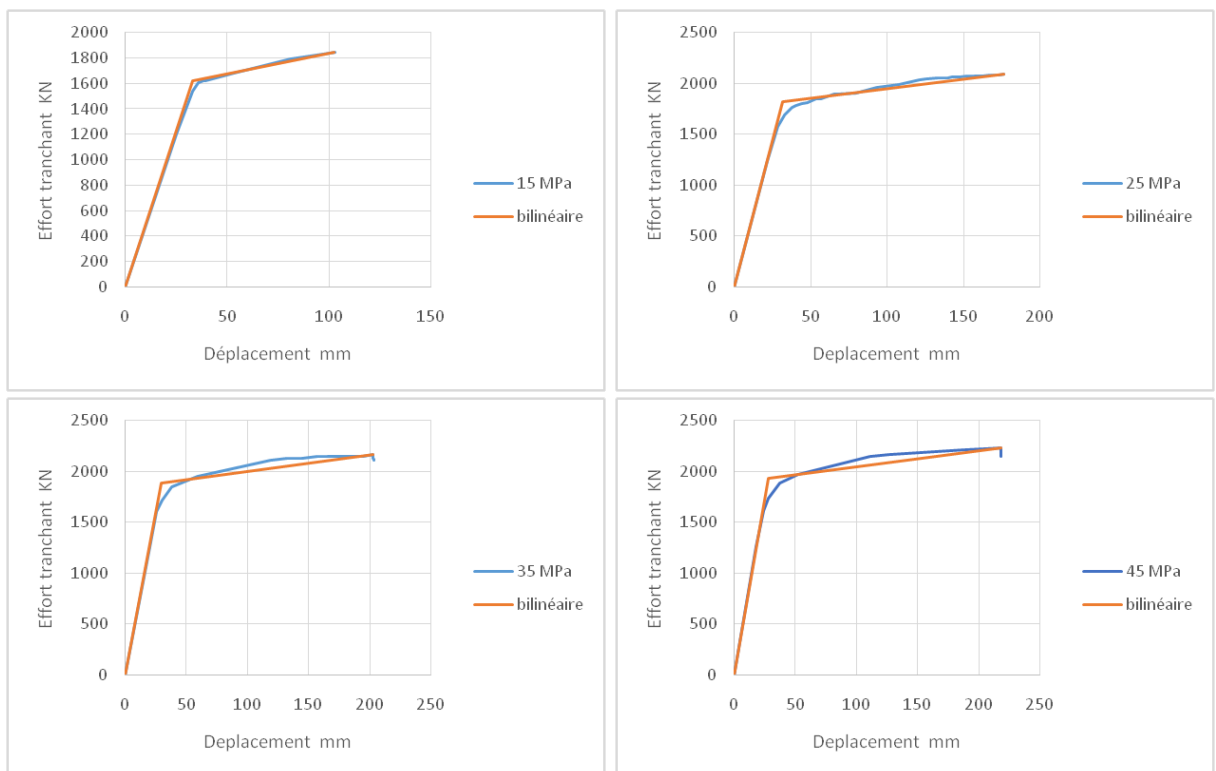


FIGURE 4.2 – Courbes de capacité avec une idéalisation bilinéaire dans la direction Y

4.2.2 Analyse des courbes de capacité

Pour mieux distinguer la différence entre ces courbes, on représente dans les deux figures ci-dessous les quatre courbes assemblées dans les deux sens X et Y.

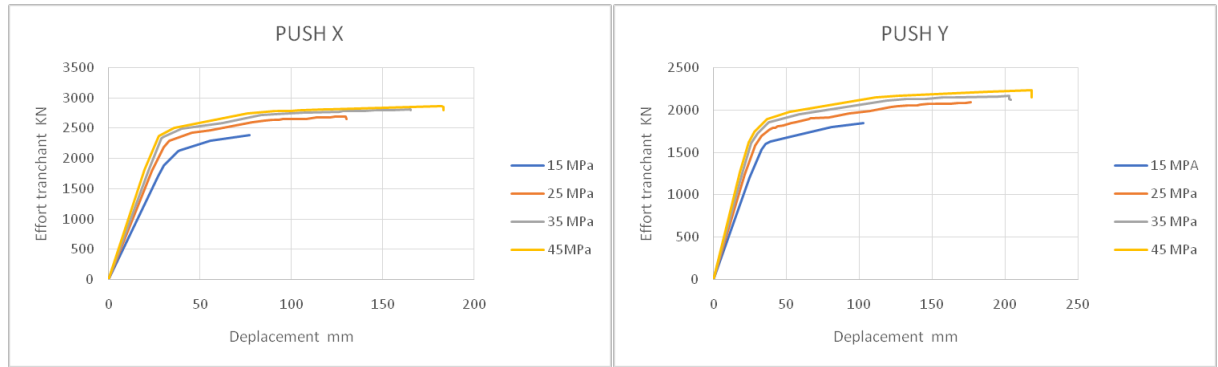


FIGURE 4.3 – Comparaison des courbes de capacité suivant le sens X et Y

Les 4 graphes représentés sur le même repère ont montré une différence dans la capacité de la structure et son comportement ductile. L'augmentation de la résistance à la compression du béton a contribué à l'amélioration de la performance du bâtiment du point de vue résistance, rigidité et ductilité.

4.2.3 La résistance

Le tableau 4.1 montre la variation de la capacité du bâtiment en fonction de la résistance à la compression du béton à 28 jours (15, 25, 35 et 45 MPa) :

État post-élastique				Taux de variation entre f_{ci} et f_{ci+1} (%)	
Sens X		Sens Y		Sens X	Sens Y
f_{c28} (MPa)	V_u (KN)	f_{c28} (MPa)	V_u (KN)		
15	2390,8	15	1842,6	12%	13%
25	2685,36	25	2090,5	4,3%	3,5%
35	2803	35	2165	2%	3%
45	2865,6	45	2232,75		

TABLEAU 4.1 – Variation de résistance du bâtiment en fonction de la résistance du béton dans les deux directions (X) et (Y)

D'après les résultats du tableau ci-dessus, on a constaté une augmentation de la résistance du bâtiment de 12% suivant la direction X et de 13% suivant la direction Y avec une augmentation de la valeur de f_{c28} de 10 MPa (entre 15 et 25 MPa). Or l'utilisation d'un béton d'une résistance de 45 MPa a légèrement amélioré la résistance de la structure par rapport à l'utilisation du béton de 35 MPa (entre 2 et 3% suivant X et Y). Une augmentation moyenne suivant X et Y de la résistance de la structure est observée lors de l'utilisation de bétons de moyennes résistances (25 et 35 MPa). On peut dire que le taux d'augmentation de la résistance de la structure est important entre 15 et 25 MPa, tandis qu'il est moins important entre 25 et 35 MPa et léger entre 35 et 45 MPa.

4.2.4 La rigidité

Le tableau ci-dessous montre l'augmentation de la rigidité avec l'augmentation de la résistance à la compression du béton. La rigidité se traduit par la pente $K_0(KN/mm) = Vy/dy$.

État élastique linéaire								Taux de variation entre f_{ci} et f_{ci+1} (%)	
Sens X				Sens Y				Sens X	Sens Y
f_{c28} (MPa)	Vy (KN)	dy (mm)	K_0 (KN/mm)	f_{c28} (MPa)	Vy (KN)	dy (mm)	K_0 (KN/mm)		
15	2119,5	33,56	63,15	15	1616	33,35	48,45	18,6%	18,6%
25	2457,68	32,8	74,9	25	1819	31,65	57,47	11,7%	11,8%
35	2529,46	30,2	83,7	35	1888	29,37	64,28	8,84%	8,74%
45	2585	28,37	91,1	45	1930	27,61	69,90		

TABLEAU 4.2 – Variation de la rigidité de la structure en fonction de la valeur de f_{c28} dans les deux directions (X) et (Y)

La lecture du tableau 4.2 montre que la rigidité de la structure est proportionnelle à la résistance du béton utilisé. Elle a augmenté de 18% en augmentant la résistance du béton de 15 à 25 MPa et de 8% lors du passage d'un béton de résistance de 35 MPa à celui de 45 MPa. On remarque aussi que le taux de variation est presque identique dans les deux directions X et Y.

4.2.5 La ductilité

Sens X				Sens Y				Taux de variation (%)	
f_{c28} (MPa)	dy (mm)	du (mm)	Facteur de ductilité μ_{Δ}	f_{c28} (MPa)	dy (mm)	du (mm)	Facteur de ductilité μ_{Δ}	Sens X	Sens Y
15	33,56	77,09	2,3	15	33,35	102,83	3,08	71%	80,8%
25	32,8	129,51	3,94	25	31,65	176,54	5,57	38%	23%
35	30,2	164,6	5,45	35	29,37	202,75	6,9	17%	14,5%
45	28,37	182	6,41	45	27,61	218,40	7,9		

TABLEAU 4.3 – Variation de la ductilité de la structure en fonction de la valeur de f_{c28} dans les deux directions (X) et (Y)

Pour mieux interpréter les valeurs du tableau 4.3, on va les présenter sous forme d'un histogramme :

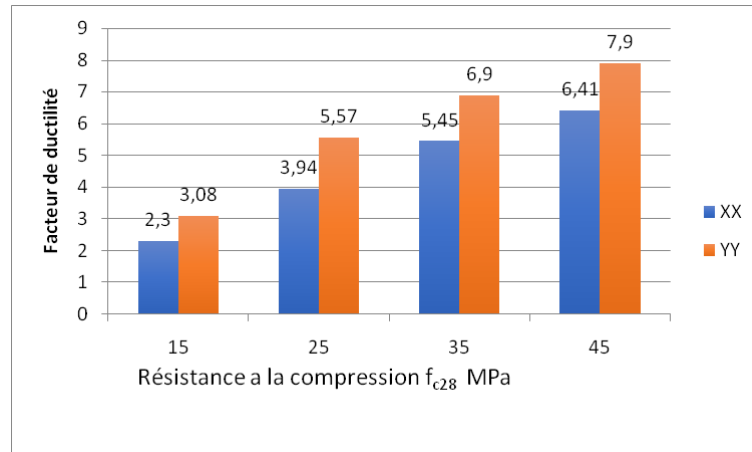


FIGURE 4.4 – Variation du facteur de ductilité de la structure en fonction de la valeur de f_{c28} dans les deux directions (X) et (Y)

L'histogramme reflète l'effet direct de la résistance à la compression du béton sur le comportement ductile de la structure. Il est bien clair qu'avec l'augmentation de la valeur du f_{c28} le palier ductile s'est élargi (ce qui est nettement remarquable sur la figure 4.3). Cependant, le critère de la ductilité n'a pas été mis en évidence qu'après l'évaluation du taux d'augmentation de la valeur du facteur de la ductilité globale de la structure. Une augmentation de 71% entre 15 et 25 MPa dans le sens X et de 81% dans le sens Y montre que l'utilisation d'un béton de 15 MPa peut mener à une structure peu ductile (fragile). Contrairement à l'utilisation d'un béton de 25 MPa qui peut nous donner une structure ductile à condition de respecter toutes les recommandations parasismiques exigées par les codes. Par contre l'utilisation d'un béton de résistance élevée (45 MPa) a légèrement amélioré la valeur de la ductilité même si la valeur du facteur de ductilité reste supérieure à celle du $f_{c28} = 35$ MPa.

4.2.6 Visualisation de l'état de ruine

La variation des caractéristiques du béton touche non seulement les caractéristiques de la structure mais aussi son mode de ruine. On représentera dans les figures 4.5 et 4.6 les différents états d'endommagement traduits par la formation des rotules plastiques relativement à chaque valeur de f_{c28} .

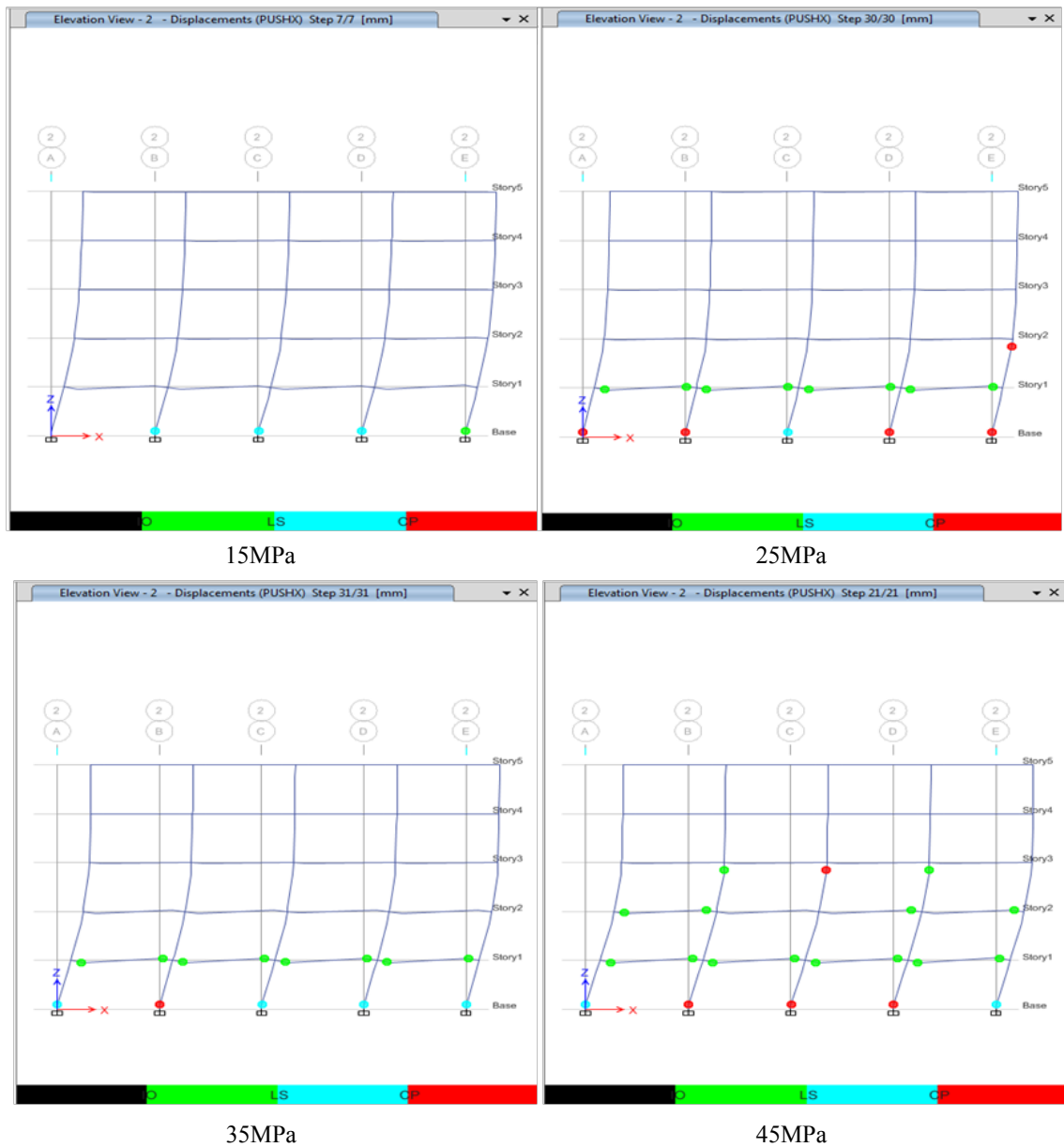


FIGURE 4.5 – État de ruine du portique (2) PushX

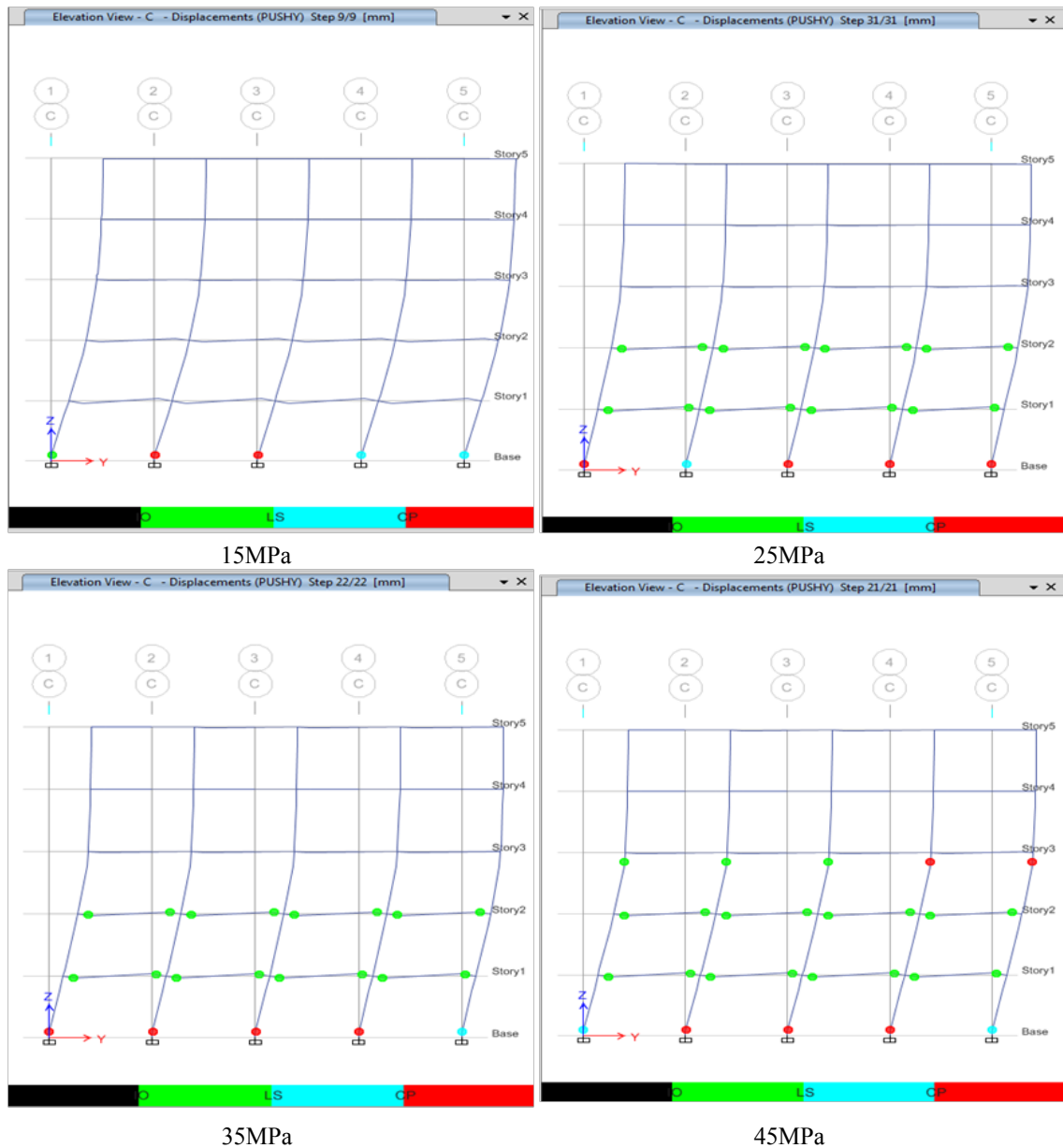


FIGURE 4.6 – État de ruine du portique (C) PushY

L'utilisation d'un béton de faible résistance en compression (15 MPa) mène à la plastification des poteaux seuls, dans des niveaux dangereux « LS », « CP ».

L'observation de l'état de ruine de la structure après l'augmentation de la valeur de la résistance à la compression (25 et 35 MPa) montre un état de ruine global qui se manifeste par la plastification des poutres et des poteaux avec formulation de rotules plastiques de type « CP » et « LS » dans les bas de poteaux et d'autres de type « IO » dans les poutres des niveaux supérieurs. Néanmoins l'utilisation d'un béton de résistance à la compression élevée a mené à la plastification des têtes de poteaux des 2 niveaux de type « CP » et « IO » plus les mêmes types de rotules plastiques apparues dans les deux variantes précédentes.

4.2.7 Commentaire des résultats

L'étude de l'influence du 1^{er} paramètre choisi sur la ductilité de la structure avait des résultats positifs qu'on pourra expliquer dans les points suivants :

- ❖ L'utilisation d'un béton de faible résistance à la compression va mal agir sur le comportement global de la structure dans les deux domaines (élastique et plastique). Au même temps, il est inutile d'utiliser un béton de très grande résistance car cela ne va pas apporter une amélioration significative.
- ❖ Pas autant ductile que rigide le béton n'est pas connu par sa ductilité mais malgré ça l'augmentation de sa résistance à la compression a contribué dans l'amélioration de la ductilité totale de la structure.
- ❖ L'effet de l'augmentation de la résistance à la compression du béton sur la ductilité se traduit par le type et l'emplacement des rotules plastiques : l'augmentation de la résistance du béton joue un rôle important dans la résistance de la structure (ralentir la fissuration et par la suite la plastification des armatures).
- ❖ L'utilisation d'un béton de résistance élevée mène à une sur résistance qui influe sur le comportement global de la structure.
- ❖ La déformation des éléments de la structure dans l'état plastique indique que le béton a atteint sa valeur de résistance ultime.

4.3 Effet de la variation de la limite élastique de l'acier F_e

La limite élastique de l'acier F_e a été choisie comme un 2^{ème} paramètre pour étudier son influence sur le comportement sismique de la structure. 3 nuances d'acier pour les armatures longitudinales seront utilisées : le F_e300 , F_e400 et F_e500 pour but d'évaluer le taux de variation des critères : résistance, rigidité et ductilité.

4.3.1 Courbe de capacité

Les courbes de capacité avec leurs idéalizations bilinéaires représentent la variation de l'effort tranchant en fonction du déplacement au sommet suivant les deux directions X et Y.

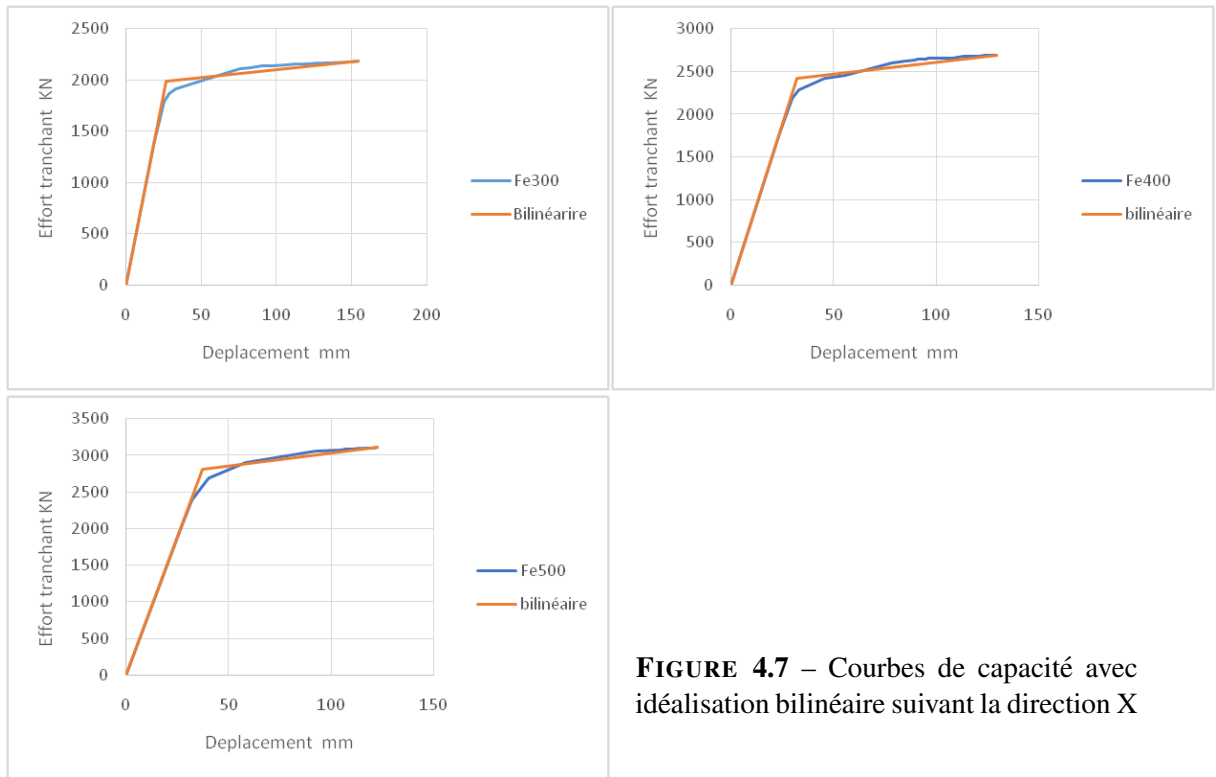


FIGURE 4.7 – Courbes de capacité avec idéalisation bilinéaire suivant la direction X

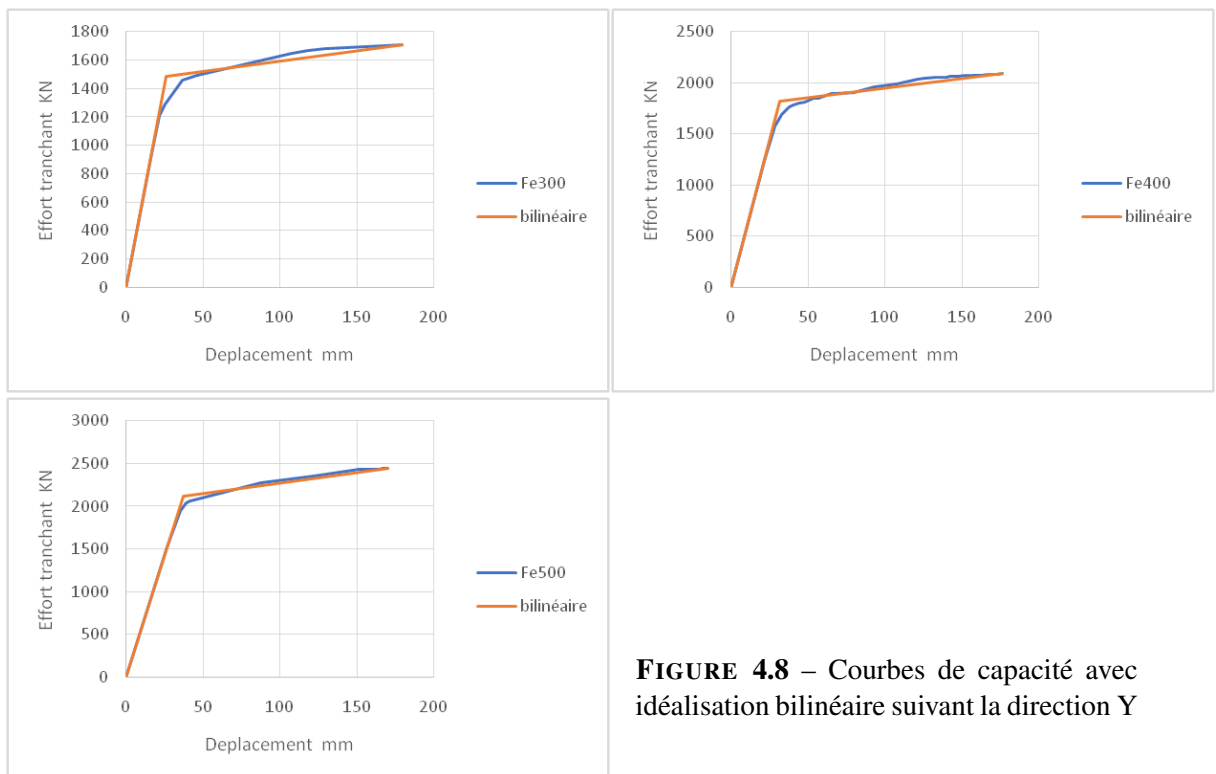


FIGURE 4.8 – Courbes de capacité avec idéalisation bilinéaire suivant la direction Y

4.3.2 Analyse des courbes de capacité

La figure 4.9 ci-dessous montre une comparaison entre les courbes de capacité en faisant varier la limite élastique de l'acier utilisé dans les armatures longitudinales.

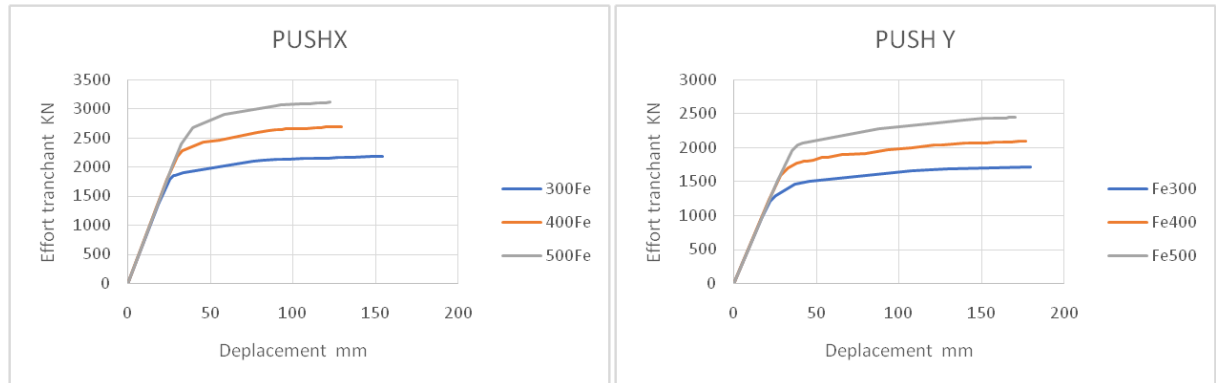


FIGURE 4.9 – Comparaison des courbes de capacité suivant le sens X et Y

4.3.3 La résistance

Le tableau 4.4 illustre les résultats de la variation de la résistance du bâtiment en fonction de la valeur de la limite élastique des aciers dans les deux directions (X) et (Y). Le tableau 4.4 montre que la valeur de la résistance à l'effort sismique accroît avec l'augmentation de la valeur de la limite élastique, elle est donc proportionnelle à la valeur de F_e , où elle a augmenté de 42% entre F_e300 et F_e500 dans la direction X et de 43% suivant Y.

État Post-élastique				Taux de variation entre F_{ei} et F_{ei+1} (%)	
Sens X		Sens Y		Sens X	Sens Y
F_e (MPa)	V_u (KN)	F_e (MPa)	V_u (KN)		
F_e300	2187	F_e300	1709	22%	22%
F_e400	2685	F_e400	2090,5		
F_e500	3115	F_e500	2446,3		
Entre F_e300 et F_e500				42%	43%

TABLEAU 4.4 – Variation de la résistance en fonction de la valeur de la limite élastique des aciers dans les deux directions (X) et (Y)

4.3.4 La rigidité

En ce qui concerne la rigidité, le tableau 4.5 montre qu'aucune amélioration n'est apportée par l'acier à la rigidité de la structure, et que son taux de variation est égal à zéro dans les deux sens (X) et (Y). En effet, l'augmentation de la limite élastique des aciers longitudinaux n'avait aucun effet sur la raideur initiale de la structure qui est restée constante.

État élastique linéaire								Taux de variation entre F_{ei} et F_{ei+1} %	
Sens X				Sens Y				Sens X	Sens Y
F_e (MPa)	V_y (KN)	dy (mm)	K_0 (KN/mm)	F_e (MPa)	V_y (KN)	dy (mm)	K_0 (KN/mm)		
F_e300	1990,8	26,6	74,8	F_e300	1487	26	57,5	$\cong 0\%$	$\cong 0\%$
F_e400	2457,6	32,8	74,8	F_e400	1819	31,66	57,46	0%	$\cong 0\%$
F_e500	2812,4	37,5	74,8	F_e500	2124	37	57,4	0%	0%
Entre F_e300 et F_e500								0%	0%

TABLEAU 4.5 – Variation de la rigidité en fonction de la valeur de la limite élastique dans les deux directions

4.3.5 La ductilité

D'après le tableau 4.6, l'augmentation de la limite élastique de l'acier avait un effet négatif sur la variation de la ductilité globale de la structure : on constate que le facteur de ductilité a diminué de 31% entre F_e300 et F_e400 et de 43% entre F_e300 et F_e500 dans la direction X, on constate le même effet pour la direction Y où le facteur de ductilité a diminué de 33% entre F_e300 et F_e500 .

Sens X				Sens Y				Taux de variation (%)	
F_e (MPa)	dy (mm)	du (mm)	Facteur de ductilité μ_Δ	F_e (MPa)	dy (mm)	du (mm)	Facteur de ductilité μ_Δ	Sens X	Sens Y
300	26,6	154,3	5,8	300	26	180	6,9	-31%	-18%
400	32,8	130	4	400	31,66	177	5,6	-18%	-17,8%
500	37,5	123	3,28	500	37	170	4,6	-43%	-33%
Entre F_e300 et F_e500								-43%	-33%

TABLEAU 4.6 – Variation du facteur de ductilité en fonction de la limite élastique des aciers dans les deux directions

La diminution était apercevable dans les deux directions, l'histogramme suivant peut nous la montrer clairement.

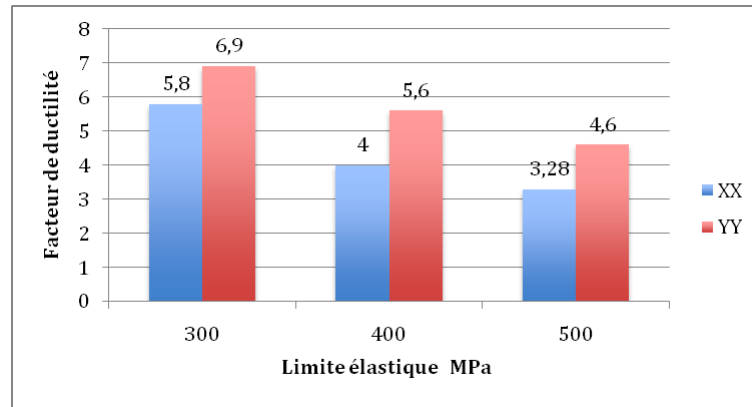


FIGURE 4.10 – Variation du facteur de ductilité de la structure en fonction de la valeur de F_e dans les deux directions (X) et (Y)

4.3.6 Visualisation de l'état de ruine

L'apparition des rotules plastiques dans le portique (3) du sens X montre que la structure a un mécanisme de ruine global. Des rotules plastiques de type « LS » se sont formées en bas des poteaux (3B) et (3C) après utilisation d'un acier de 300 MPa de limite élastique.

En augmentant la limite élastique de l'acier à 400 MPa, on remarque que la rotule du poteau (3B) est passée au niveau « CP » avec celle du poteau (3A). En augmentant la valeur de la limite élastique des aciers longitudinaux à 500 MPa, on remarque une formation de rotules de type « CP » en tête des poteaux (3C), (3D) et (3E) du 1^{er} niveau ce qui peut affecter la ductilité de la structure toute entière. De la même manière, la comparaison des états de ruine dans la direction Y montre aussi que l'augmentation de F_e cause un développement de rotules plastiques qui traduisent des niveaux d'endommagement assez importants.

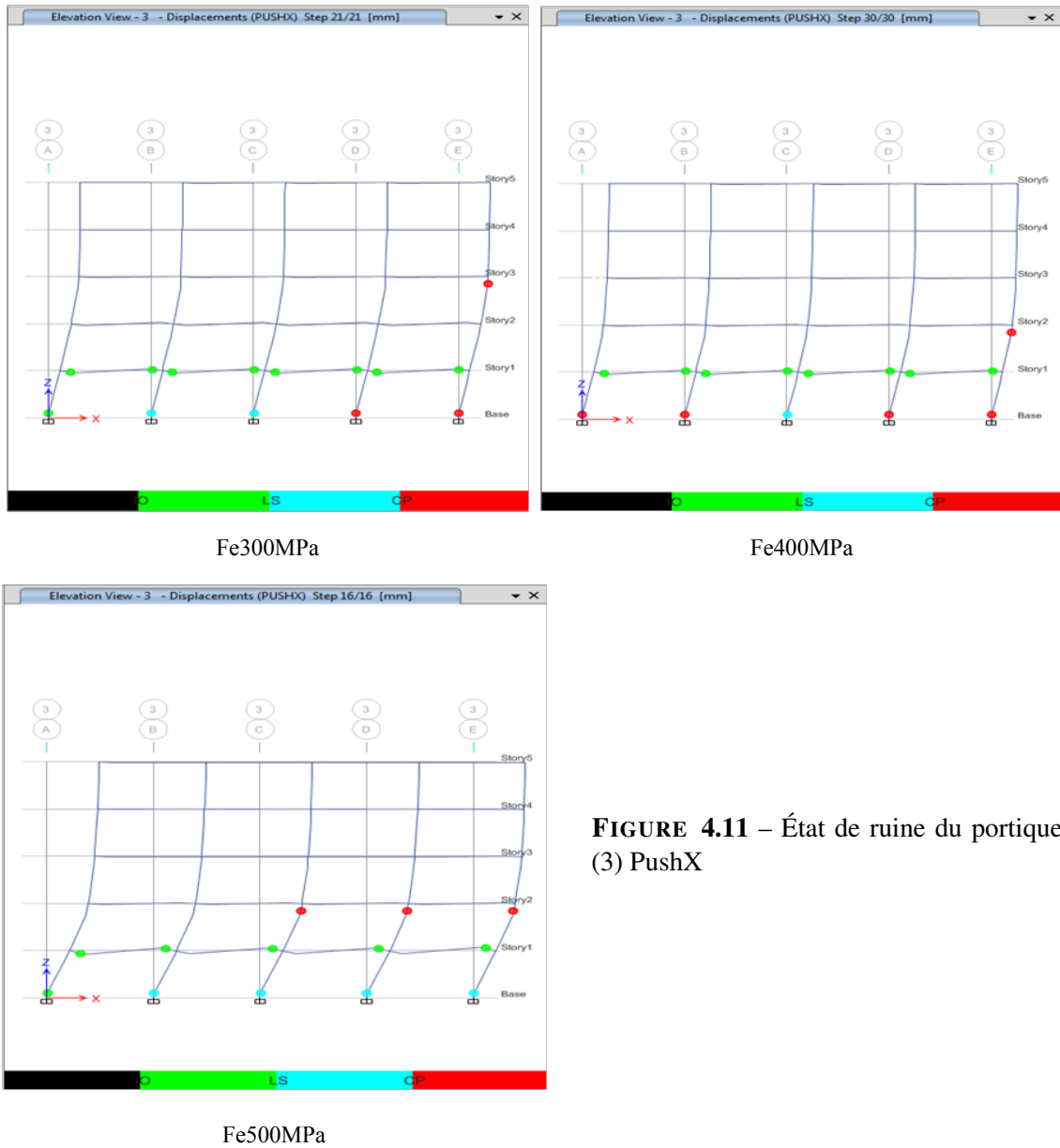


FIGURE 4.11 – État de ruine du portique (3) PushX

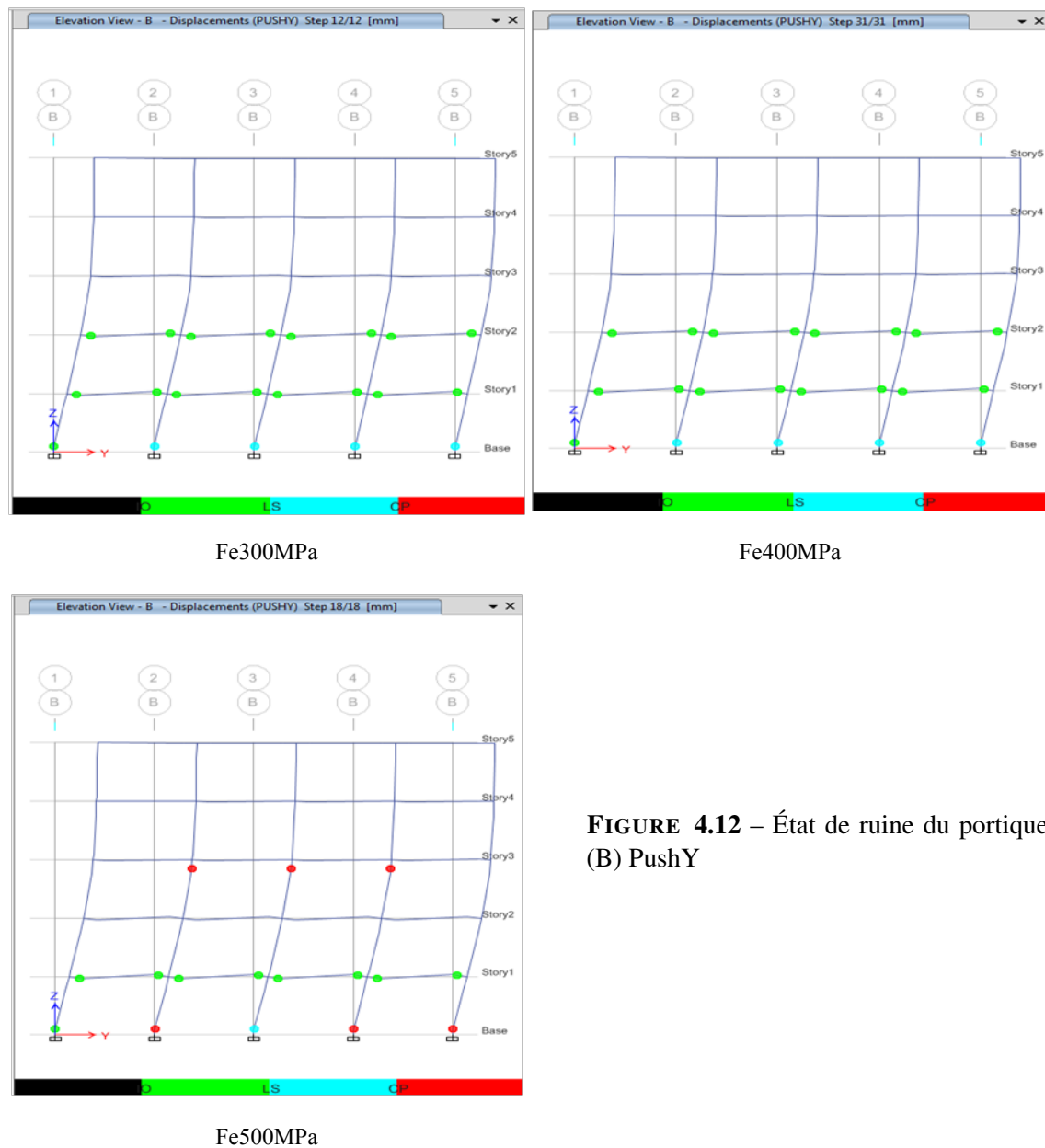


FIGURE 4.12 – État de ruine du portique (B) PushY

Commentaires

L'étude de la variation de la limite élastique sur le comportement global de la structure avait des résultats contraires à ceux attendus.

- ❖ L'augmentation de la limite élastique de l'acier a amélioré la résistance de la structure d'une façon remarquable et cela la rend résistante aux différentes charges. Par contre, l'acier n'a rien apporté à la raideur de la structure qui est restée constante.
- ❖ Bien que l'acier soit connu par sa ductilité et son habilité à la déformation plastique, l'augmentation de la limite élastique a causé une chute de ductilité globale et cela est dû à l'augmentation de la zone tendue des sections à cause de l'augmentation de la contrainte des armatures chose qui a mené à la fragilisation de la section (voir la figure 2.12 en chapitre 2).

- ❖ L'augmentation de la limite élastique d'acier dans les éléments de la structure conduit à une sur résistance qui va agir défavorablement sur le comportement global de la structure.

4.4 Effet de la variation des dimensions des poutres

Dans cette partie de l'étude, on examinera l'influence de la variation des dimensions des poutres (coffrage et ferrailage) sur le comportement global de la structure. Pour évaluer l'effet de ce paramètre, nous allons maintenir les caractéristiques des matériaux (f_{c28} à 25 MPa pour le béton et f_e à 400 MPa pour l'acier). Il est à noter que pour ce paramètre, on tiendra compte de deux aspects :

- ❖ Le premier consiste à fixer les dimensions géométriques (coffrage) et varier le taux de ferrailage longitudinal des poutres principales et secondaires,
- ❖ Le deuxième concerne la variation de la hauteur des poutres tout en fixant le taux de ferrailage longitudinal des poutres à environ 0,94%.

4.4.1 Variations du taux de ferrailage

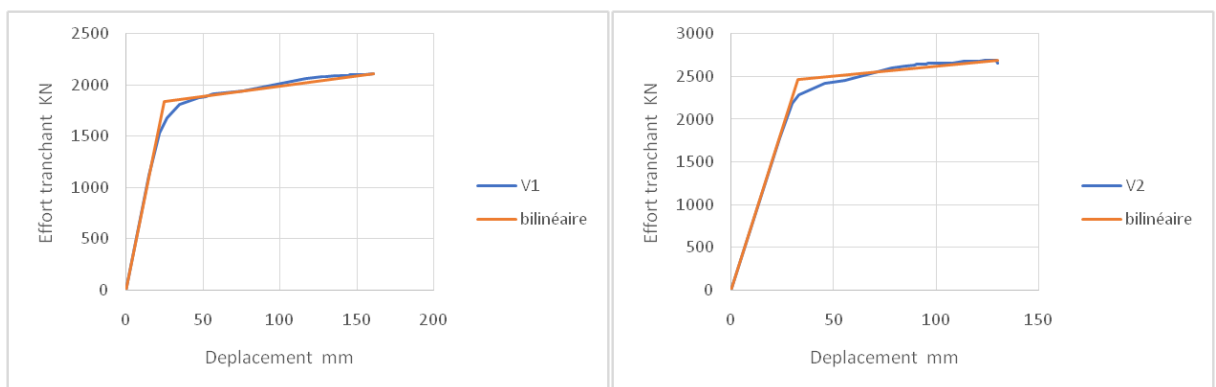
Le tableau 4.7 montre les quatre variantes des sections d'aciers utilisées pour les poutres principales (P.P) et les poutres secondaires (P.S).

Variantes	P.P (30x45)		P.S (30x35)	
	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée
V1	3T14	3T12	3T12	3T12
V2	3T14+2T12	5T12	5T12	3T14
V3	3T16+2T14	5T14	5T14	3T16
V4	3T20+2T16	5T16	5T16	3T20

TABLEAU 4.7 – Variation du taux de ferrailage dans les poutres principales et secondaires

4.4.1.1 Courbe de capacité

La variation de l'effort tranchant en fonction du déplacement est représentée sous forme de courbes de capacité avec idéalisation bilinéaire sur les deux directions X et Y dans les figures 4.13 et 4.14 :



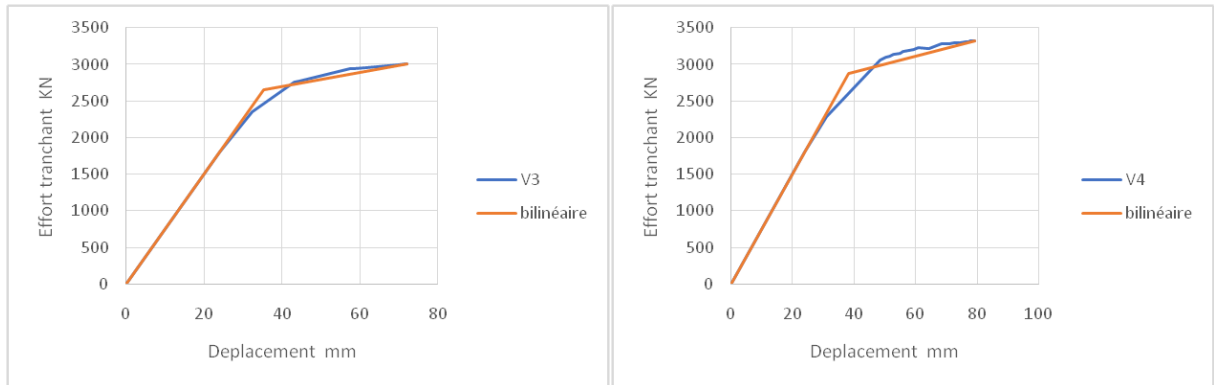


FIGURE 4.13 – Courbes de capacité avec idéalisation bilinéaire suivant la direction X

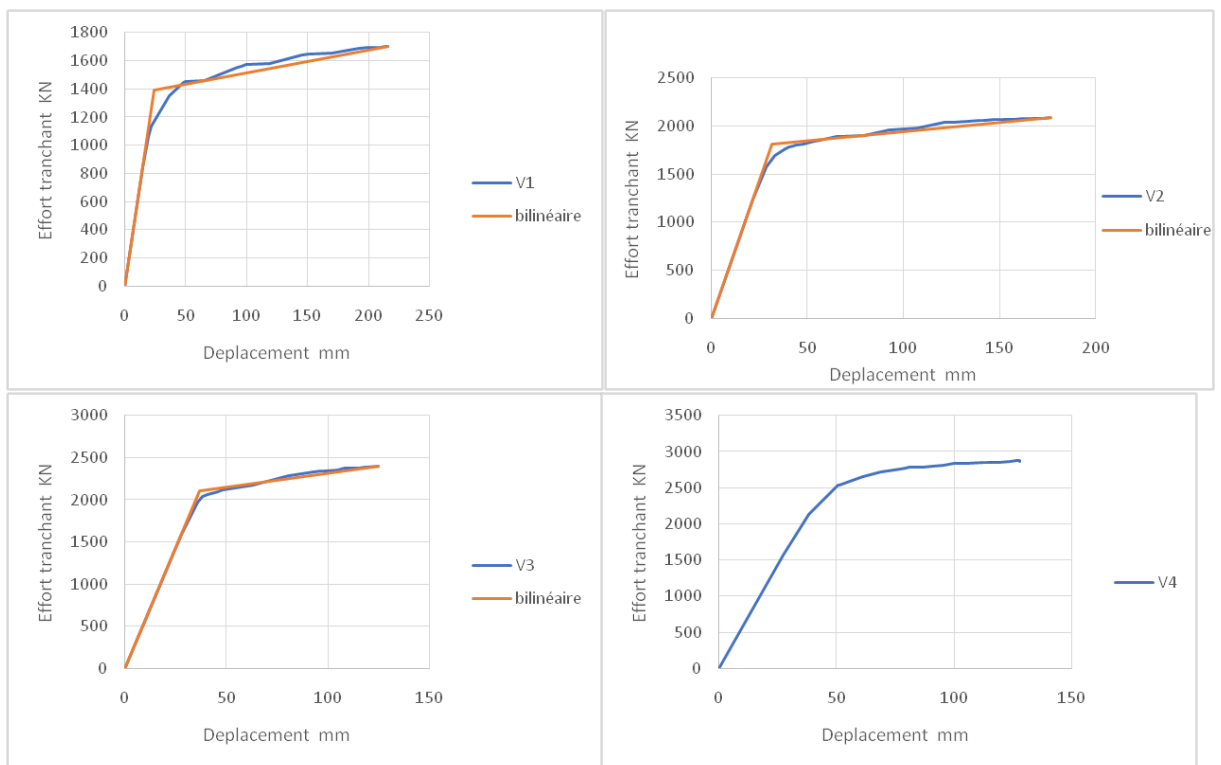


FIGURE 4.14 – Courbes de capacité avec idéalisation bilinéaire suivant la direction Y

4.4.1.2 Analyse des courbes

Des courbes de comparaison (voir figure 4.15) montrent la variation de la capacité de la structure étudiée en fonction de la variation du taux de ferrailage longitudinal des poutres principales et secondaires. Les résultats seront par la suite traduits sous forme de tableaux pour examiner l'effet de la variation de la section d'acier sur la résistance, la rigidité et la ductilité.

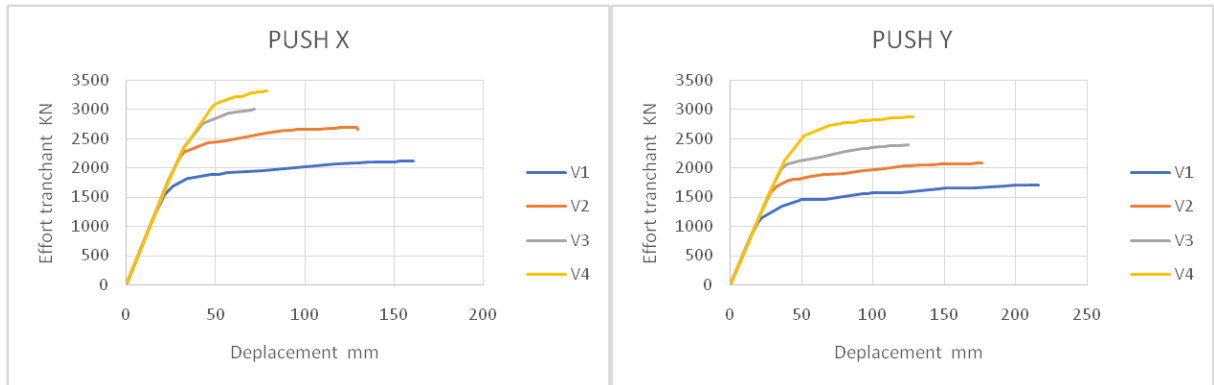


FIGURE 4.15 – Comparaison des courbes de capacité suivant le sens X et Y

4.4.1.3 La résistance

Dans le tableau 4.8 nous observons le taux de variation de la résistance en fonction du taux de ferrailage dans les sections des poutres principales et secondaires. Nous constatons que la résistance de la structure a augmenté de 27% suivant la direction X et de 22,6% suivant la direction Y entre les deux variantes V1 et V2. Entre les variantes V2 et V3, l'augmentation de la résistance est de l'ordre de 12% dans le sens (X) et de 15% dans le sens (Y). Tandis que pour les variantes V3 et V4, le taux de variation atteint 10% dans la direction (X) et 20% dans la direction (Y).

État Post-élastique				Taux de variation entre V_i et V_{i+1} (%)	
Sens X		Sens Y		Sens X	Sens Y
Variante	V_u (KN)	Variante	V_u (KN)		
V1	2113,10	V1	1704,82	27%	22,6%
V2	2685,36	V2	2090,53		
V3	3007,14	V3	2401,05	12%	15%
V4	3315,85	V4	2876,06	10%	20%

TABLEAU 4.8 – Variation de la résistance en fonction du taux de ferrailage dans les deux directions

4.4.1.4 La rigidité

Le tableau 4.9 montre que l'augmentation de la section d'acier dans les poutres n'apporte aucune amélioration à la valeur de la rigidité de la structure, mais on signale quand même que la valeur de la résistance à l'état élastique a augmenté avec l'augmentation du taux de ferrailage. On constate alors que la rigidité ne dépend pas de la section d'armatures utilisée dans les éléments.

État élastique linéaire								Taux de variation entre V_i et V_{i+1} %	
Sens X				Sens Y				Sens X	Sens Y
Variante	V_y (KN)	d_y (mm)	K_0 (KN/mm)	Variante	V_y (KN)	d_y (mm)	K_0 (KN/mm)		
V1	1838,2	24,55	74,8	V1	1392	24,23	57,45	0%	0%
V2	2457,36	32,8	74,8	V2	1819	31,66	57,45	0%	0%
V3	2649	35,37	74,8	V3	2110,5	36,72	57,5	0%	/
V4	2867	38,32	74,8	V4	/	/	/		

TABLEAU 4.9 – Variation de la rigidité en fonction de la section d'acier dans les deux directions

4.4.1.5 La ductilité

Une première lecture du tableau 4.10 indique une diminution du facteur de ductilité globale de la structure suite à l'augmentation de la section de ferrailage dans les poutres, soit moins de 39% entre V1 et V2 suivant le sens X et -37% entre V1 et V2 suivant le sens Y. On remarque aussi que l'utilisation d'une section d'acier importante comme le cas de V3 et V4 par exemple influe sur ce facteur négativement et conduit à une structure d'une classe de ductilité minimale : 2 et 1,91. Une différence concernant le facteur de ductilité est observée entre les deux directions (X) et (Y) mais l'aspect décroissant reste remarquable.

Cette chute de ductilité globale de la structure dans les deux directions orthogonales suite à l'augmentation du taux de ferrailage dans les poutres est tout à fait justifiée du fait qu'on passe vers une structure avec des poteaux faibles et des poutres fortes ce qui est en contradiction avec les principes de base des codes parasismiques où il faut respecter le principe du poteau fort/poutre faible.

État élastique linéaire et post-élastique								Taux de variation entre V_i et V_{i+1} (%)	
Sens X				Sens Y				Sens X	Sens Y
Variante	d_u (mm)	d_y (mm)	Facteur de ductilité μ_Δ	Variante	d_u (mm)	d_y (mm)	Facteur de ductilité μ_Δ		
V1	160,84	24,55	6,55	V1	216,33	24,23	8,92	-39%	-37%
V2	130	32,8	4	V2	177	31,66	5,6	-49,25%	-39%
V3	72	35,37	2,03	V3	125	36,72	3,40		
V4	73,31	38,32	1,91	V4	128	/	/	-6%	/

TABLEAU 4.10 – Variation du facteur de ductilité en fonction du taux de ferrailage des poutres dans les deux directions

Cette diminution est clairement visible sur l'histogramme suivant (voir figure 4.16) :

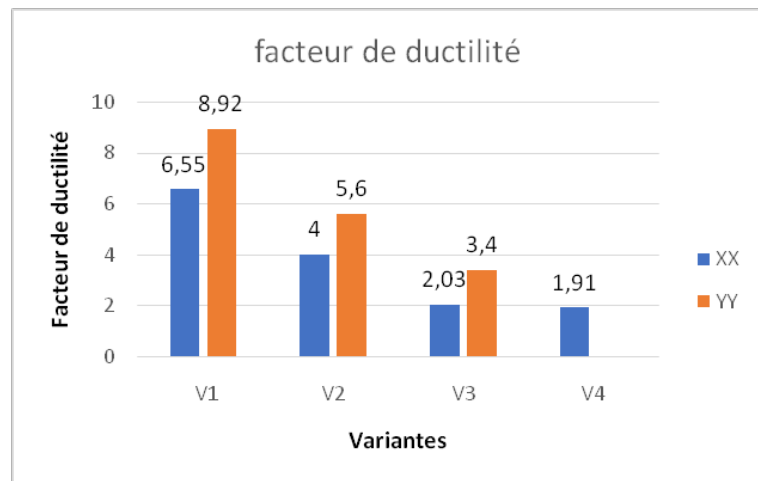


FIGURE 4.16 – Variation du facteur de la ductilité en fonction du taux de ferrailage dans les deux directions

4.4.1.6 Visualisation de l'état de ruine

La visualisation de l'état de ruine dans les deux directions (X) et (Y) montre que la structure subit un mécanisme de ruine global quand il s'agit des deux variantes V1 et V2 où on remarque la formation des rotules plastiques dans les poteaux et les poutres avec des niveaux d'endommagements différents.

Mais, avec l'augmentation progressive de la section d'acier dans les poutres, les rotules plastiques disparaissent des poutres et réapparaissent en têtes et en bas des poteaux avec des niveaux d'endommagement importants (le cas des variantes V3 et V4).

L'augmentation de la section des poutres a alors affaibli les poteaux, ce qui mène vers des structures avec poteaux faibles/poutres fortes. Ce type de structures peut entraîner l'effondrement d'un niveau ou l'effondrement de la structure toute entière.

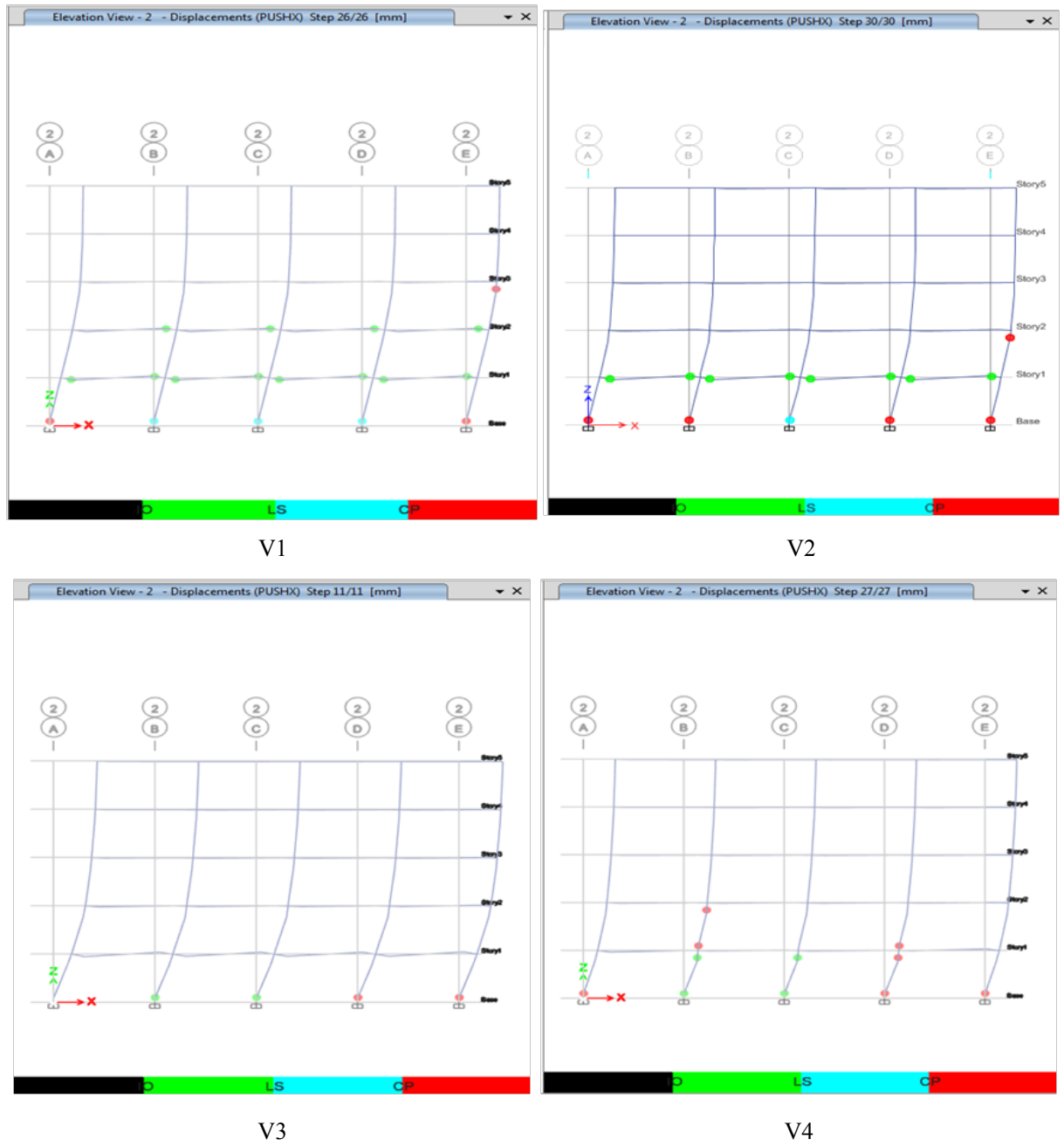


FIGURE 4.17 – État de ruine du portique (2) PushX

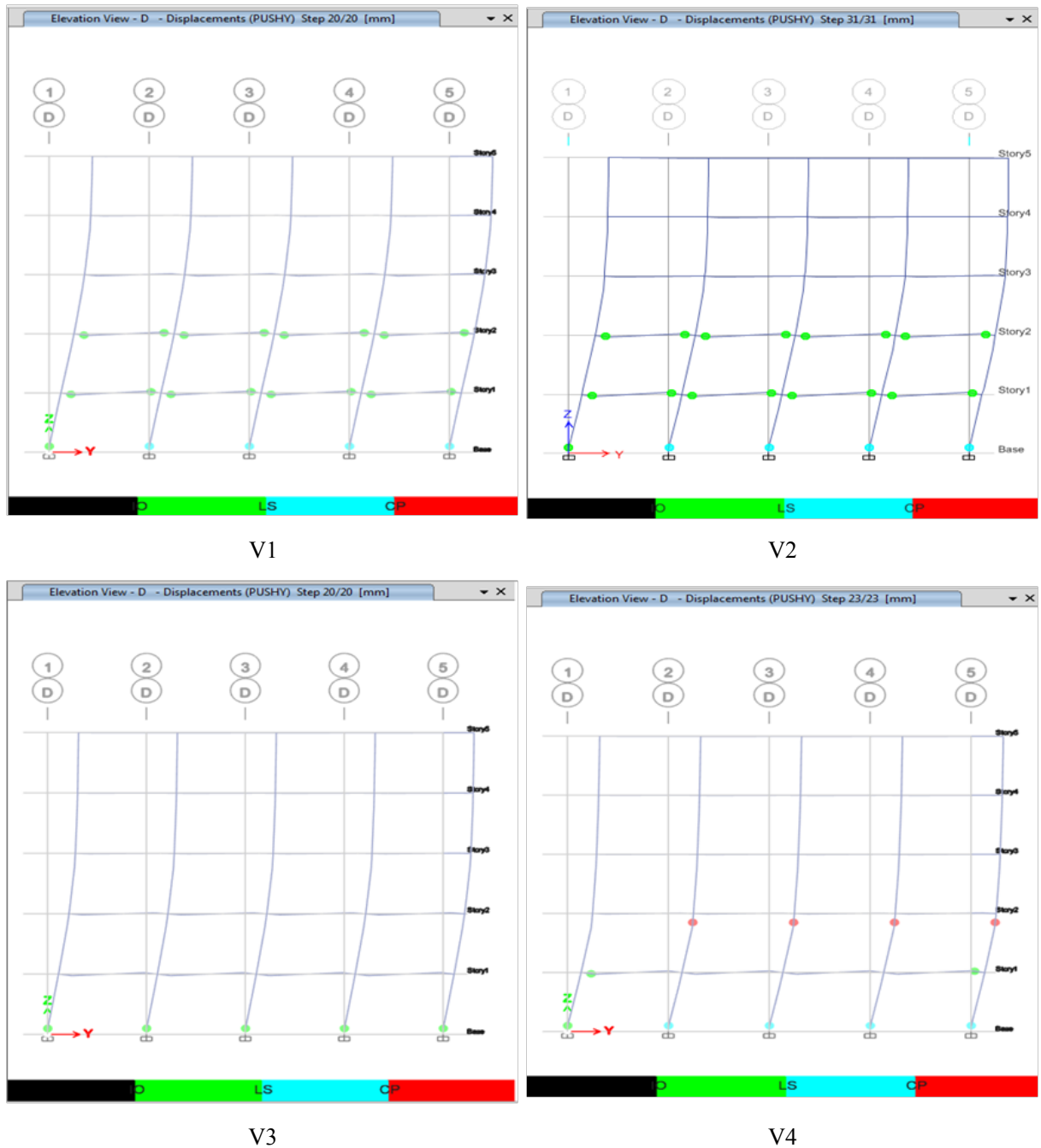


FIGURE 4.18 – État de ruine du portique (D) PushY

4.4.1.7 Commentaires

Cette partie de l'étude met en évidence l'effet de l'augmentation des armatures longitudinales dans les poutres où le phénomène de "sous résistance" et "sur résistance" a bien été traité.

- ❖ L'utilisation d'une quantité de ferrailage minime influe directement sur la résistance de la structure.

- ❖ L'augmentation de la section d'acier n'a aucune influence sur la raideur initiale de la structure.
- ❖ Le choix de taux de ferrailage élevé influe sur le comportement du béton et augmente la fissuration.
- ❖ Bien que le taux de ferrailage utilisé dans cette étude soit inférieur à la valeur imposée par le RPA ces valeurs restent insuffisantes pour assurer une structure ductile.
- ❖ L'augmentation du ferrailage des poutres conduit à des poutres plus fortes que les poteaux (poteaux faibles/poutres fortes) ce qui est en contradiction avec les recommandations des codes parasismiques qui exigent le respect du principe du poteau fort/poutre faible.
- ❖ La délocalisation des rotules plastiques des poutres vers les poteaux est un signe dangereux. En fait, ceci peut amener la structure vers un mécanisme de ruine de type étage souple.

4.4.2 Effet de la variation de la hauteur des poutres principales et secondaires

Pour le dernier paramètre d'étude, on fait varier la hauteur des poutres et on fixe le taux de ferrailage longitudinal des poutres à environ 0,94%.

Où :

$$\rho\% = \frac{A_s}{b.d} \quad (4.1)$$

$$d = 0,9.h$$

Avec

ρ	:	Taux de ferrailage dans les poutres,
A _s	:	Quantité de ferrailage dans les poutres (en travée + sur appuis),
b	:	Largeur de la poutre,
h	:	Hauteur de la poutre,
d	:	Hauteur utile de la poutre.

Dans le tableau 4.11, on présente les différentes variantes où la géométrie de chaque variante a été proportionnelle à une section d'acier choisie pour garder un taux de ferrailage constant.

Poutres principales				Poutres secondaires			
Coffrage (cm ²)	Fer. sur appuis	Fer. en travée	ρ%	Coffrage (cm ²)	Fer. sur appuis	Fer. en travée	ρ%
V1 (30×30)	2T12+ 1T14	2T12+ 1T14	0,94	V1 (30×30)	2T12+ 1T14	2T12+ 1T14	0,94
V2 (30×35)	4T12	4T12	0,95	V2 (30×30)	2T12+ 1T14	2T12+ 1T14	0,94
V3 (30×45)	5T12	5T12	0,93	V3 (30×35)	4T12	4T12	0,95
V4 (30×55)	2T16+ 2T14	2T16+ 2T14	0,95	V4 (30×45)	5T12	5T12	0,93

TABLEAU 4.11 – Variation de la hauteur des poutres principales et secondaires

4.4.2.1 Courbe de capacité

Les figures 4.19 et 4.20 illustrent les courbes de capacité de chaque variante avec une idéalisation bilinéaire suivant les deux directions (X) et (Y).

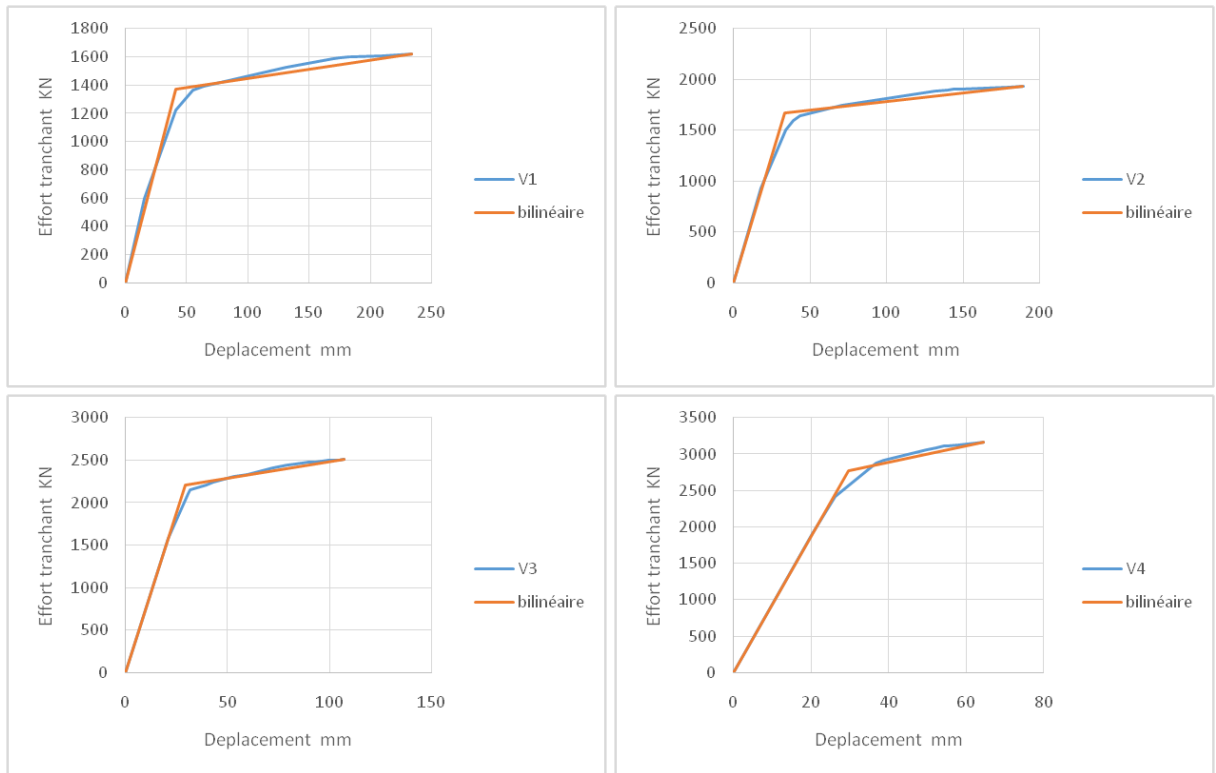
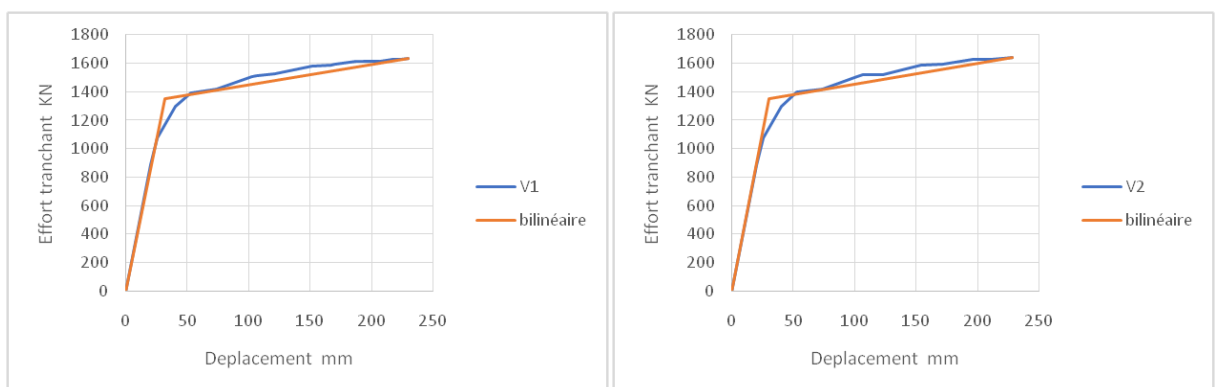


FIGURE 4.19 – Courbes de capacité avec idéalisation bilinéaire suivant la direction X



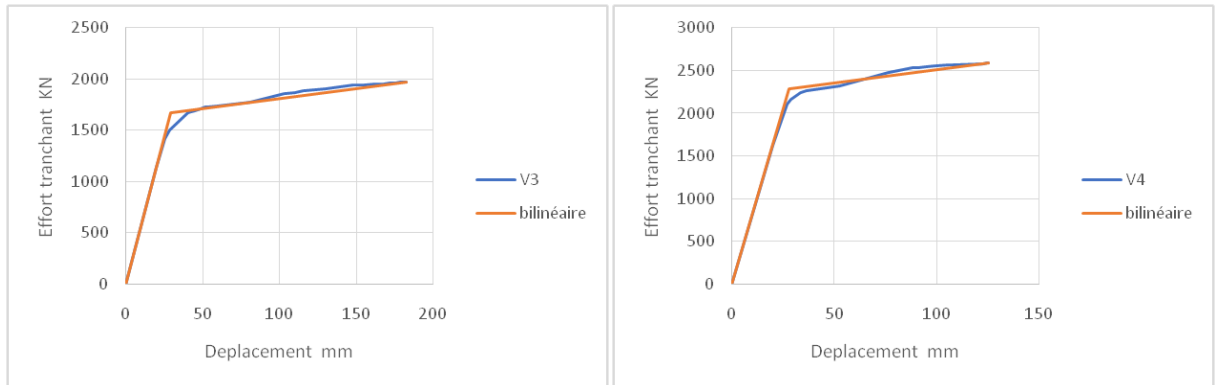


FIGURE 4.20 – Courbes de capacité avec idéalisation bilinéaire suivant la direction Y

4.4.2.2 Analyse des courbes

La figure 4.21 propose la comparaison de deux courbes de capacité suivant la direction X et la direction Y pour montrer la variation de la capacité de la structure en fonction de la variation de la hauteur des poutres. L'analyse de ces courbes traduit l'effet du dimensionnement des poutres (coffrage) sur la résistance, la rigidité et la ductilité.

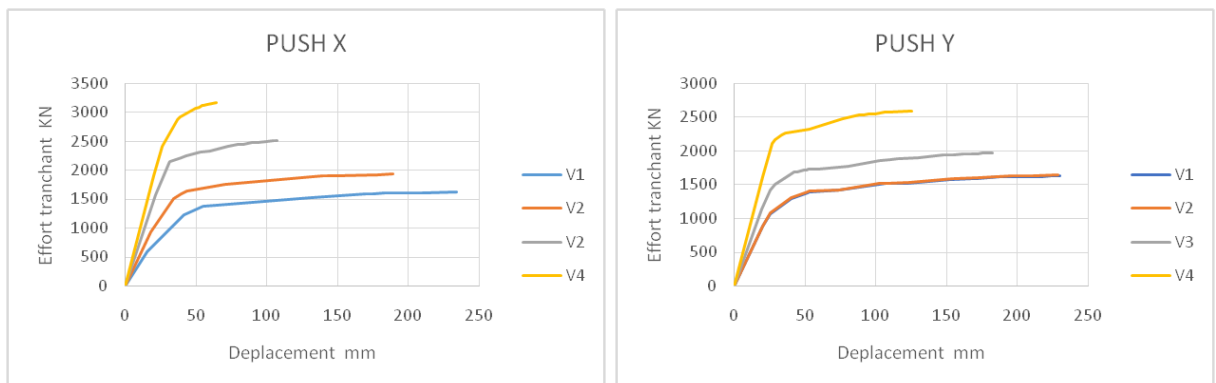


FIGURE 4.21 – Comparaison des courbes de capacité suivant le sens X et Y

4.4.2.3 La résistance

D'après le tableau 4.12, on constate une augmentation de la résistance avec l'augmentation de la hauteur des poutres dans les deux directions (X) et (Y). Une augmentation de 19% et de 30% entre (V1 ; V2) et (V2 ; V3) dans la direction X de même 20% et 31% d'augmentation de résistance entre (V2 ; V3) et (V3 ; V4).

État Post-élastique				Taux de variation entre V_i et V_{i+1} %	
Sens X		Sens Y		Sens X	Sens Y
Variante	V_u (KN)	Variante	V_u (KN)		
V1	1618,83	V1	1635,35	19%	0, 20%
V2	1929,48	V2	1639,53		
V3	2515,34	V3	1966,4	30%	20%
V4	3162	V4	2588,8	25%	31%

TABLEAU 4.12 – Variation de la résistance en fonction de la variation de la hauteur des poutres suivant les deux directions

4.4.2.4 La rigidité

Selon le tableau 4.13, une augmentation assez importante de rigidité est remarquée en fonction de la variation de la hauteur des poutres. Suivant la direction X, la rigidité de la structure a augmenté de 49% et de 50% entre (V1 ; V2) et (V2 ; V3) respectivement et cela suite à l'augmentation de la hauteur qui passe de 30 cm à 35 cm et puis à 45 cm.

Pour la direction Y, on n'a pas signalé de variation de rigidité entre V1 et V2 (la hauteur des poutres secondaires reste constante) mais on a 30% d'augmentation de rigidité entre les variantes V2 et V3.

Quant à la quatrième variante, cette dernière a fait augmenter la rigidité de 25% dans le sens X et de 41% dans le sens Y.

État élastique linéaire								Taux de variation entre V_i et V_{i+1} (%)	
Sens X				Sens Y				Sens X	Sens Y
Variante	V_y (KN)	d_y (mm)	K_0 (KN/mm)	Variante	V_y (KN)	d_y (mm)	K_0 (KN/mm)		
V1	1368,24	41,22	33,2	V1	1350,52	30,71	44	49%	0%
V2	1668,65	33,56	49,7	V2	1349,54	30,68	44		
V3	2209,52	29,51	74,8	V3	1669,54	29,05	57,4	50%	30%
V4	2773,43	29,6	93,7	V4	2285,07	28,11	81,3	25%	41%

TABLEAU 4.13 – Variation de la rigidité en fonction de la hauteur des poutres

4.4.2.5 La ductilité

Contrairement à la résistance et la rigidité, la ductilité est inversement proportionnelle à l'augmentation de la hauteur des poutres (voir tableau 4.14). L'augmentation de la hauteur des poutres a affecté négativement la ductilité globale de la structure où une diminution de -36%

entre V2 et V3 et de -40% entre V3 et V4 suivant l'axe X a été enregistrée. De même, une diminution de -16% et de -29% suivant Y a été aussi constatée.

État élastique linéaire et post-élastique								Taux de variation entre V_i et V_{i+1} (%)	
Sens X				Sens Y				Sens X	Sens Y
Variante	du (mm)	dy (mm)	Facteur de ductilité μ_{Δ}	Variante	du (mm)	dy (mm)	Facteur de ductilité μ_{Δ}		
V1	234,18	41,22	5,68	V1	230,2	30,71	7,5	-0,8%	-0,6%
V2	189	33,56	5,63	V2	228,72	30,68	7,45	-36%	-16%
V3	107,1	29,51	3,62	V3	182,64	29,05	6,28	-40%	-29%
V4	64,42	29,6	2,18	V4	125,40	28,11	4,46		

TABLEAU 4.14 – Variation du facteur de ductilité en fonction de la hauteur des poutres

La Figure 4.22 montre l'histogramme qui traduit les valeurs du facteur de ductilité en fonction de la hauteur des poutres principales et secondaires.

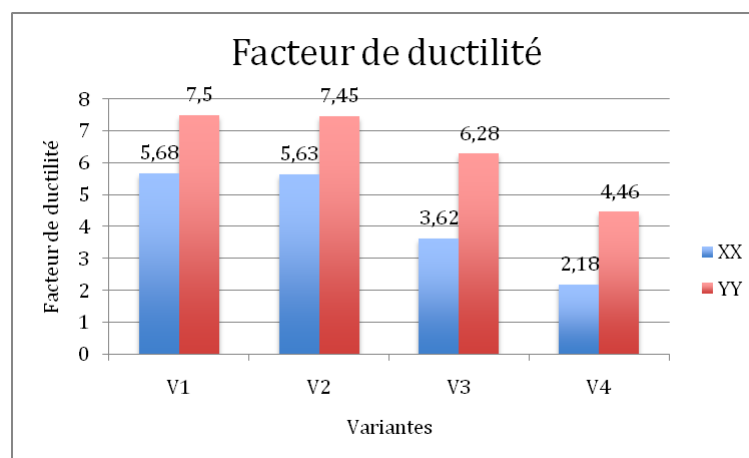


FIGURE 4.22 – Variation du facteur de la ductilité en fonction de la hauteur des poutres

4.4.2.6 Visualisation de l'état de ruine

L'observation de l'état de ruine des portiques dans le sens X montre que pour les deux variantes V1 et V2 la structure subit un mécanisme de ruine global, où des rotules plastiques de type « IO » se forment dans les poutres et d'autres du type « LS » et « CP » se forment dans les poteaux. Cet état de ruine change de mécanisme dès la variante 3 où on observe la disparition des rotules plastiques au niveau des poutres pour qu'elles se concentrent au bas des poteaux avec des niveaux variant entre « IO » et « CP ».

Quant à la direction Y, le mécanisme global a touché les portiques de cette direction pour

les trois variantes V1, V2 et V3. Mais avec la variante 4, on voit que les rotules plastiques disparaissent au niveau des poutres et touchent les bas des poteaux uniquement.

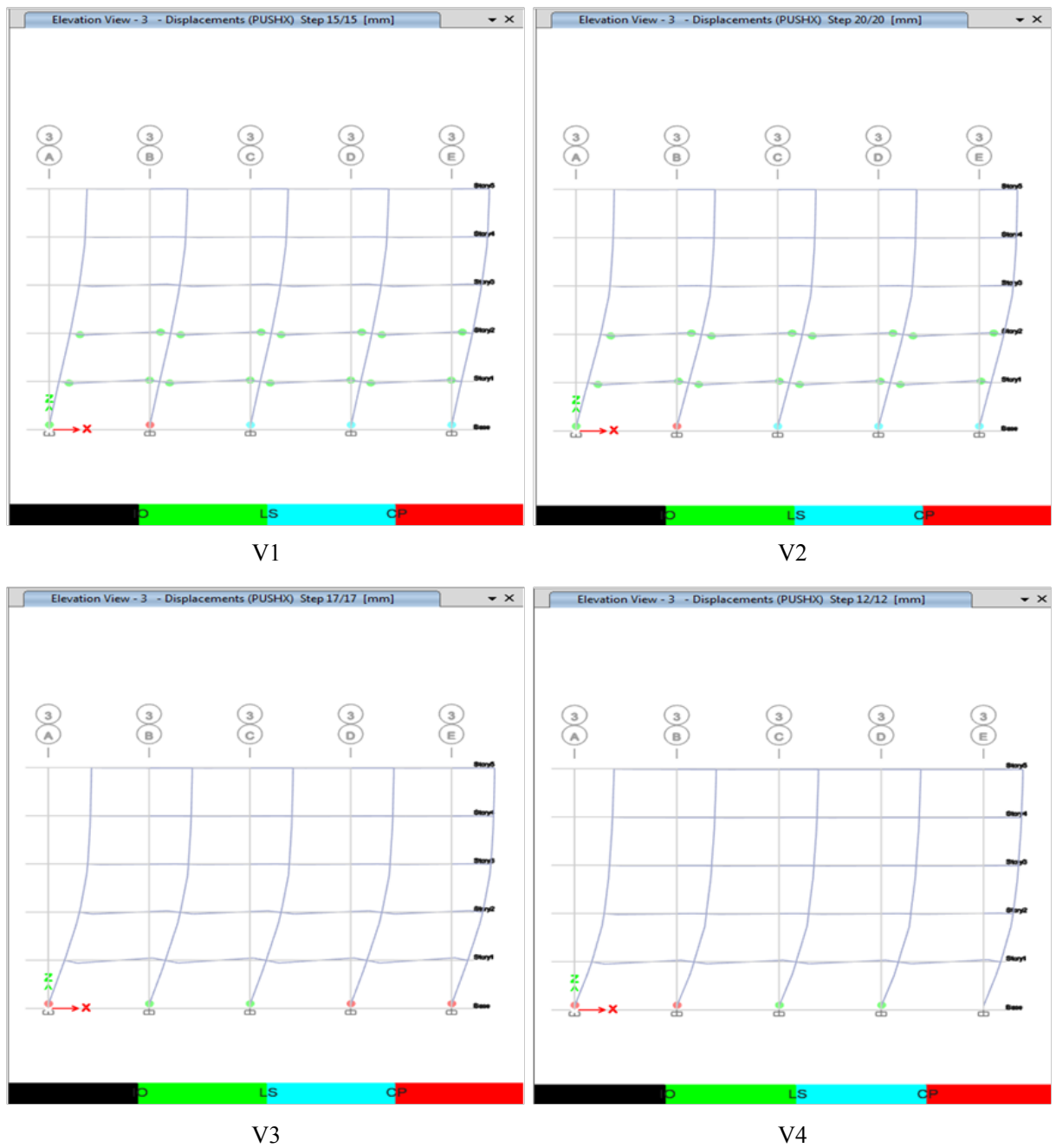


FIGURE 4.23 – État de ruine du portique (3) PushX

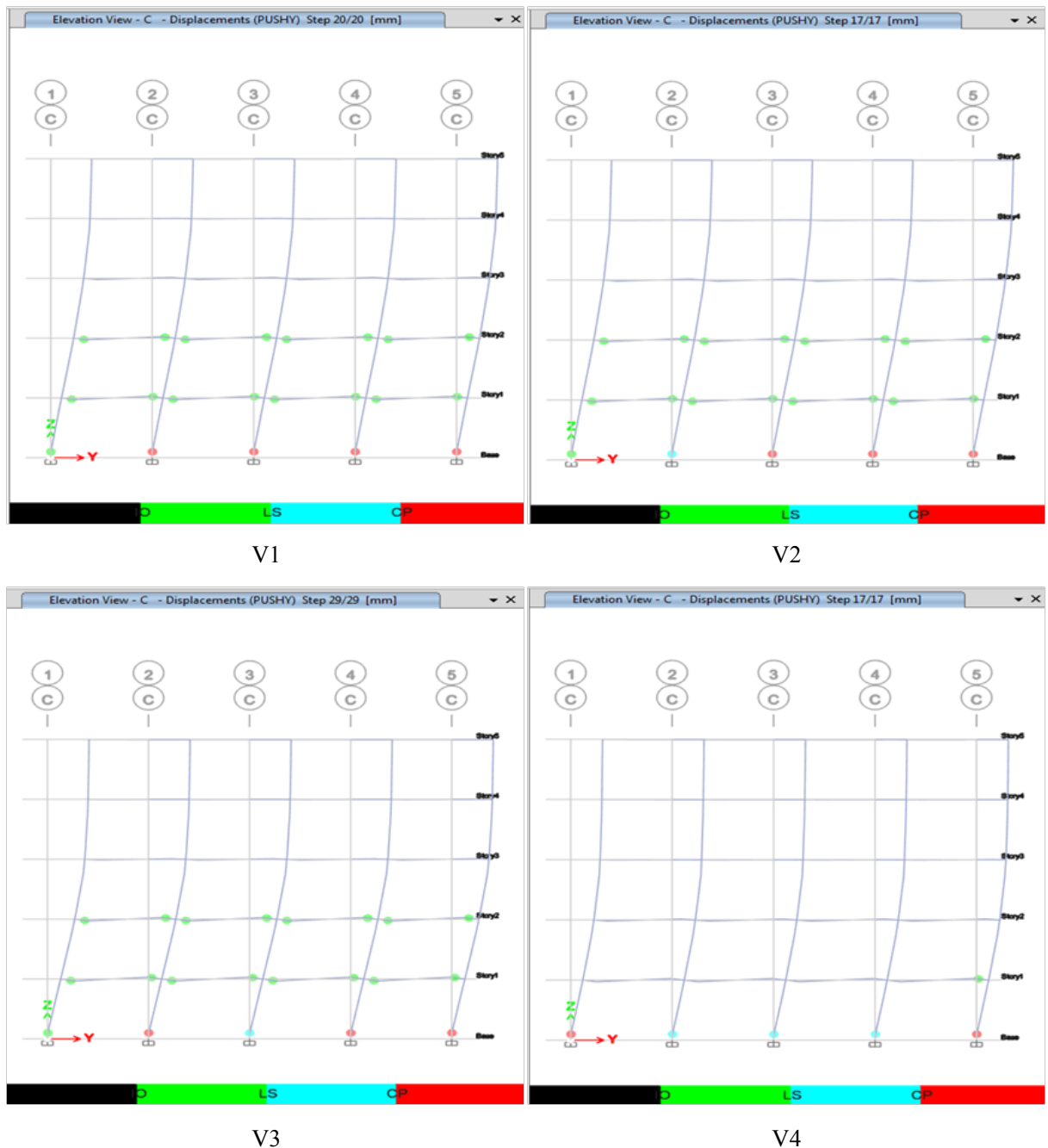


FIGURE 4.24 – État de ruine du portique (C) PushY

4.4.2.7 Commentaires

- Concernant le dernier paramètre étudié, il est clair maintenant que la résistance des éléments dépend aussi de leurs dimensions.
- Comme mentionné précédemment, la rigidité des éléments ne dépend pas du tout de la quantité d'acier ajoutée dans le béton mais des dimensions géométriques c'est-à-dire en faisant augmenter le coffrage la quantité du béton y utilisée augmente directement.
- Pour la ductilité, bien que la valeur du taux de ferrailage ρ soit égale à 0,94% (supérieure

au pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre exigé par le RPA99/version 2003), on remarque que la structure ne s'est pas bien comportée dans le domaine post-élastique. Cela est dû à la condition imposée par le règlement sur les armatures comprimées de la fibre supérieure, impérativement symétrique à la section des armatures tendues, cette condition conduit à l'obtention d'éléments sur ferrillés : la quantité d'acier utilisée dans la fibre supérieure va appliquer une force additionnelle à la force de compression sur la fibre supérieure ce qui va précipiter l'atteinte du béton à sa valeur limite.

- Les valeurs du facteur de ductilité obtenues ne reflètent pas directement la classe de ductilité de la structure, car même si on a trouvé des valeurs ≥ 2 la structure reste qualifiée comme fragile.
- Le surdimensionnement des éléments structuraux (les poutres pour notre cas) conduit à la réduction de la ductilité nécessaire pour l'élément, et par la suite la diminution de la ductilité requise de la structure.
- Avec l'augmentation de la hauteur des poutres (augmentation du coffrage) et avec une valeur de ρ minime les poutres ne subissent pas une déformation plastique à cause de la quantité du béton contenue dans le coffrage (moins de fissuration), pour cette raison ce sont les poteaux qui travaillent dans le domaine plastique en développant des rotules plastiques dans les zones critiques (contraire du principe poteaux forts / poutres faibles).

Conclusion générale

Bien que les séismes de forte magnitude sollicitent les structures en dehors de leurs domaines élastiques, cette étude nous a permis de mettre en évidence le critère de ductilité et son effet, afin que la structure se comporte convenablement et dissipe l'énergie sismique sans atteindre l'effondrement.

Après la considération des dégâts du séisme de 2003 à Boumerdes, on a décidé d'étudier un bâtiment en portiques à usage d'habitation situé dans la zone où il s'est déroulé, étant un exemple d'une structure typique similaire à celles qui se sont gravement touchées. L'analyse pathologique montre que les structures n'avaient pas de comportement plastique et que leur capacité maximale était atteinte bien avant malgré qu'elles répondent aux exigences du règlement parasismique algérien 99.

Basée sur une analyse Push Over, l'idée était de varier quelques paramètres pour voir leur incidence sur la ductilité ainsi que sur le mécanisme de formulation des rotules plastiques.

Plusieurs paramètres peuvent affecter la ductilité globale de la structure, on a choisi d'évaluer :

- ❖ L'effet de la résistance à la compression du béton ;
- ❖ L'effet de la variation de la limite élastique des aciers ;
- ❖ L'effet de la variation du taux de ferrailage longitudinal dans les poutres principales et secondaires ;
- ❖ L'effet de la hauteur des poutres principales et secondaires.

L'étude paramétrique établie dans le chapitre 4 nous a permis d'en être certains que :

- la résistance à la compression du béton avait un effet positif sur l'amélioration de la ductilité des structures comme elle en a sur la rigidité et la résistance.
- La limite élastique de l'acier n'avait pas pourtant un effet avantageux sur la ductilité globale, au contraire l'augmentation de la limite élastique de l'acier l'a fait diminuer. Or elle a considérablement augmenté la résistance, quant à la rigidité ce critère n'a pas été affecté par ce paramètre.
- La variation des dimensions des poutres (coffrage et ferrailage), ce paramètre nous a bien aidé à comprendre le concept du comportement ductile de telle façon que ni l'excès du taux d'armatures ni l'augmentation du coffrage et du ferrailage des poutres ne favorisent l'amélioration de la ductilité. Par contre la rigidité est sensible à l'augmentation du coffrage et la résistance est touchée par les deux.

Divers paramètres peuvent jouer un rôle sur le facteur de ductilité à étudier et analyser dans l'avenir citons par exemple :

- L'effet de l'augmentation de la section des poteaux,
- L'influence du diamètre des armatures longitudinales des poteaux,
- L'effet de la résistance élastique des armatures transversales,
- L'effet du taux d'acier transversal,
- L'effet de l'élancement de la structure.

Espérons que ce travail a atteint ses objectifs et qu'il sera une référence pour les promotions à venir pour pouvoir poursuivre la recherche dans ce domaine, on a jugé utile de mentionner quelques remarques concernant la construction parasismique et la réglementation suivie :

- * Il est impératif de prendre en considération les caractéristiques du diagramme de contrainte-déformation des éléments porteurs dans le domaine non linéaire lors du dimensionnement des structures.
- * Même avec son intention suprême, le RPA99/2003 n'accorde pas assez de ductilité aux structures pour des séismes majeurs, au contraire il exige des pourcentages de ferrailage élevés sans prendre en compte l'effet de "sur résistance".
- * Le facteur de ductilité imposé par le RPA99/2003 n'assure pas un comportement post-élastique mais juste au voisinage de la phase élastique.
- * Pour présenter une structure parasismique ductile il faut prévoir une résistance résiduelle après l'effort sismique pour éviter l'effondrement.

Recommandations

Beaucoup d'avances et d'études sont en guise d'améliorer la ductilité des structures, notre travail nous a inspiré les recommandations suivantes :

- Revoir la partie du RPA99/2003 concernant la ductilité dans la conception parasismique notamment le facteur de réduction et le facteur de comportement.
- Varier le facteur de ductilité suivant le type de la structure et la zone d'implantation.
- Donner plus d'importance à la ductilité locale en précisant les paramètres géométriques et mécaniques de l'élément.
- Exiger des règles de dimensionnement basées sur la ductilité nécessaire des éléments structuraux afin de procurer à la structure une ductilité requise admissible.
- Diminuer le pourcentage des armatures tendues et revoir la règle qui exige le taux d'armatures comprimés.

- Faire un choix judicieux des barres pour préserver la résistance et la ductilité.
- Présenter des détails sur le dimensionnement et la disposition des barres transversales pour assurer un bon confinement de béton.

Mini Glossaire [22]

Aléa	Événement menaçant ou probabilité d'occurrence, dans une région et au cours d'une période données, d'un phénomène pouvant engendrer des dommages.
Croûte terrestre	Partie la plus superficielle du globe terrestre. Elle comprend la croûte continentale (épaisse de 30 à 70 Km) et la croûte océanique (épaisse de 10 Km en moyenne)
Échelle de Richter	Echelle de magnitude des séismes, mise au point en 1930 par C.F. Richter. Elle n'a pas, de par sa définition, de limite théorique supérieure, ni inférieure. On estime cependant qu'une valeur limite doit exister. La magnitude des plus forts séismes connus à ce jour ne dépasse pas 9,5 (séisme du Chili en 1960).
Dérive des continents :	La théorie, d'abord avancée par Alfred Wegener, stipulant que les continents étaient initialement ensemble. La masse s'est scindée pour former les continents.
Échelle MSK :	Ancienne échelle d'intensité des séismes, mise au point en 1964 par Medvedev, Sponheuer et Karnik. L'échelle d'intensité qui est utilisée actuellement en Europe est l'échelle EMS 98 (European-MacroseismicScale 98).
Effet de site :	Amplification (cas général) ou atténuation du mouvement du sol, causée par les caractéristiques locales du site (topographie, géologie...).
Effet induit	Grand mouvement du sol ou de l'eau déclenché du fait de la vibration sismique.
Épicentre (d'un séisme)	Point de la surface du globe situé à la verticale du foyer d'un séisme.
Faille	Plan de rupture qui divise un volume rocheux en deux compartiments et le long duquel les deux compartiments ont glissé l'un par rapport à l'autre. Les failles peuvent avoir des tailles "continentales" (plus de 1 000 km), jusqu'à des tailles d'ordre décimétrique (visibles dans les carrières ou sur le bord des routes).
Faille inverse	Le long desquelles un compartiment chevauche l'autre, elles correspondent à des zones de compression
Faille active (ou faille sismogène)	Faille sur laquelle une rupture et un glissement se sont produits à une période récente (géologique) et dont on présume qu'elle pourrait engendrer un séisme au cours d'une nouvelle et future rupture.

Foyer (ou hypocentre) du séisme	Zone où s'est initialisée la rupture de la croûte à l'origine du séisme.
Intensité d'un séisme (ou intensité macrosismique)	Caractérise la force d'un séisme par cotation des effets d'un séisme sur les hommes, les structures et l'environnement et cela en un lieu donné à la surface. L'intensité en un point dépend non seulement de la taille du séisme (magnitude) mais aussi de la distance au foyer, de la géologie locale et de la topographie.
Liquéfaction	Transformation momentanée sous l'effet d'une secousse sismique des sols (généralement sables ou vases) saturés en eau en un fluide sans capacité portante.
Magnitude	Permet d'estimer l'énergie libérée par un séisme à partir des enregistrements sur les sismographes. La magnitude peut être corrélée avec des grandeurs physiques associées à la source, comme la taille du plan de faille ou l'énergie libérée sous formes d'ondes sismiques.
Normes de construction parasismique	Ensemble de règles de construction destinées aux bâtiments afin qu'ils résistent le mieux possible aux séismes.
Ondes P	Également appelé ondes primaire, longitudinales, de poussée, de pression, dilatationnelles, de compression. Les ondes P sont les ondes de corps les plus rapides et arrivent aux stations avant les ondes S, ou ondes secondaires. Leur vitesse dans la croûte varie entre 5,0 et 7,0 km/s. Les ondes transportent l'énergie en tant qu'ondes longitudinales, les particules bougeant dans la même direction que la direction des ondes. Les ondes P peuvent voyager dans toutes les couches terrestres. Des ondes P sont généralement ressenties par les humains comme un coup ou un bang.
Ondes S	Ondes sismiques secondaires qui se propagent plus lentement que les ondes primaires P et qui consistent en vibrations élastiques transversales, perpendiculaires à la direction de propagation. L'onde S ne peut pas se propager dans un fluide. On l'appelle aussi onde de cisaillement ou onde transversale.
Ondes sismiques	Les ondes sismiques sont les vibrations générées par des mouvements brusques du roc. Lors de tremblements de terre, les ondes sismiques se propagent jusqu'à la surface de la terre à partir du foyer. La vitesse à laquelle les ondes se déplacent est en fonction de la nature et du type de roche traversée, mais elle varie généralement de 1 à 10 km/s. Certaines ondes ont une fréquence assez élevée pour être audibles ; d'autres ont une fréquence très basse associée à une période de plusieurs secondes ou minutes.

Plaque tectonique	La couche supérieure rigide (lithosphère) de notre planète est découpée en une douzaine de grandes plaques et de nombreuses petites. Ce sont ces entités qui sont mobiles et entraînent les continents dans leur déplacement.
Réplique :	Secousse sismique de magnitude plus faible succédant au séisme dit "principal" et dont le foyer se trouve à proximité sur le même plan de faille.
Risque	Le risque est le croisement de l'aléa avec les enjeux et leur vulnérabilité. Il peut être exprimé sous la forme de : a) pourcentage de pertes en vies humaines et blessés, b) pourcentage de dommages aux biens et, c) en atteintes à l'activité économique de la zone analysée.
Risque majeur	Menace d'une agression d'origine naturelle ou technologique dont les conséquences pour la population sont dans tous les cas tragiques en raison du déséquilibre brutal entre besoins et moyens de secours disponibles.
Séisme de référence	Séisme dont les caractéristiques (magnitude, intensité, profondeur focale, mécanisme) seront celles utilisées pour la prise en compte de l'aléa dans le calcul du risque sismique d'une zone donnée (site ou région)
Sismomètre (ou séismomètre)	Détecteur des mouvements du sol qui comporte un capteur mécanique, un amplificateur et un enregistreur
Sismotectonique	Analyse des relations entre les structures géologiques actives et la sismicité. Elle conduit à identifier des failles actives ou sismogènes et des domaines sismotectoniques.
Tsunami	En japonais, tsunami vient de tsu "port" et nami "vague". C'est une onde provoquée par un rapide mouvement d'un grand volume d'eau. Au niveau de la côte, le tsunami peut générer un raz de marée. Un tsunami peut être déclenché par la brusque dénivellation du fond de la mer du fait de la rupture sismique d'une faille, ou bien par un mouvement de terrain sous marin ou côtier ou encore une éruption volcanique sous marine.
Vulnérabilité	Caractérise la fragilité d'un élément exposé au phénomène sismique. On l'exprime par une relation entre des niveaux de dommages et des niveaux d'agression sismique (courbe de vulnérabilité). On peut distinguer une vulnérabilité physique (ou structurelle), humaine, fonctionnelle, économique, sociale, ...
Zonage sismique	Division d'un territoire en zones supposées homogènes s'agissant de leur niveau d'aléa sismique (séisme de référence et, selon le cas, période de retour correspondante).

Bibliographie

- [1] BOUEDJA FOUED; *mémoire de magister; Tectonique actuelle et récente et risque sismique de la région de Constantine*; Université FERHAT ABBAS-Setif; 2010.
- [2] A.YELLES CHAOUCHE; *Sismicité en Algérie et tectonique des plaques*; CRAAG.
- [3] *Cours : Le visage de la Terre dans 50 millions d'années*; Académie de Créteil; 2011– 2012.
- [4] HAMOUD BELDJOUDI; *Thèse de doctorat en sciences de la terre et de l'univers; étude de la sismicité du nord algérien*; Université ABOU BEKR BELKAID-Tlencen; 2011.
- [5] DJEDDI MABROUK; *la sismicité en Algérie et leur origine*; Algérie équipement; 2004.
- [6] ISSAM ABACHA; *Thèse de doctorat de sciences; étude de la sismicité de la région nord-est de l'Algérie*; Université FERHAT ABBAS-Setif (Algérie).
- [7] AIT-RAMDANE IDIR; *Mémoire de Magister; Comportement sismique d'ossatures en portiques en béton armé en tenant compte de l'interaction murs de remplissage en maçonnerie-cadres des portiques*; Université MOULOUD MAMMERI de Tizi ousou; 2014.
- [8] GARCIA JEAN-FRANÇOIS; *Rapport final de PFE; Élaboration d'une méthode d'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments*; INSA, Strasbourg; Mars-Juillet 2007.
- [9] *Cours génie parasismique*; Université IBN KHALDOUN, Tiaret (Algérie).
- [10] HACHEM RAFIKA; *Mémoire de magister; Etude de la ductilité de déplacement des poteaux en béton armé*; Université de MENTOURI Constantine Algérie.
- [11] *Règlement Parasismique Algérien RPA99/Version 2003 (2003)* Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Algérie.

- [12] BELAID HANIA ; *Mémoire de magister ; réduction du risque sismique par amélioration de la ductilité des structures en portique auto stable* ; université de MOULOD MAMMERI Tizi ousou Algérie.
- [13] A. KASSOUL, K. EZZIANE, A.KADRI ; *Aspects qualitatifs de la ductilité dans des constructions en béton armé* ; I.G.C Centre Universitaire.
- [14] *Calcul des structures pour leur résistance aux séismes, Eurocode8* ; NF EN 1998-1.
- [15] N.DJEBBAR, B.BOUSALEM, N.CHIKH ; *Notion du comportement global – comportement local dans la performance parasismique des portiques en béton armé étude comparative* ; Laboratoire des matériaux et durabilité des constructions département de Génie civil Université de MENTOURI Constantine, Algérie 2003.
- [16] *Cours : conception parasismique* ; <https://orbi.uliege.be/bitstream/2268/61649/25/Chapitre%205%20Conception%20parasismique%20des%20batiments-2010.pdf>.
- [17] A.KASSOUL, SEBAI KHELIFA ; *Critère de ductilité locale durant la conception des bâtiments en béton armé* ; Université HASSIBA BEN-BOUALI ; B P. 151 Chleff Algérie.
- [18] SOUKI ESMA ; *Mémoire de magister ; incidence de l'armature de confinement sur la performance parasismique des poteaux en béton armé* ; Université de Constantine 1, Algérie.
- [19] LOUAZI AMAR ; *Thèse de doctorat ; Évaluation du facteur de comportement de structures en portique en béton armé sur la base d'analyses statique et dynamique non linéaires* ; Université de MOULOD MAMMERI Tizi ousou ; Algérie.
- [20] MOUZZOUN ET AL ; *Évaluation du facteur de comportement pour le calcul parasismique des bâtiments en béton armé (assessment of the behaviour factor for seismic design of rein forced concrete building)* ; J. Mater. Environ. Sci. 4 (1) (2013) 23-32.
- [21] V.DAVIDOVIČI ; *Le séisme du 21 mai 2003 en Algérie ; Rapport préliminaire de la maison AFPS*.
- [22] *Glossaire sismique* ; Installation nucléaire et risque sismique ; Marseille ; 2010.