

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme de Master

Spécialité : Génie civil

Option : Structure

Thème

*Effet des voiles sur le comportement non linéaire d'une
structure irrégulière*

Réalisé par :

M^r BACHENE Mohand-arab

M^r LOUNICI Slimane

Devant les jurys:

D^r. KAHIL Amar

D^r. BOUZEBODJA Fathma

D^r. SMAHI Rebiha

Président

Examinatrice

Promotrice

Promotion 2020/202

REMERSEIMENTS

*On remercie **dieu** le tout puissant de nous avoir donné la santé et la volonté d'entamer et de terminer ce mémoire.*

*Nous tenons à exprimer nos profonds remerciements à notre promotrice ; **Mme SMAHL.R.** Qui nous a fourni le sujet de ce mémoire et nous a guidés de ses précieux conseils et suggestions, et la confiance qu'elle nous a témoigné tout au long de ce travail.*

*Nous tenons surtout a remercié **Mme SETBEL SAFIA** pour son soutien, ces orientations et son aide pratique.*

*Nos remerciements s'adressent aussi à nos chers collègues ; **M^{lle} MOUKRANI SAMIA ; M^{lle} FODIL HASSIBA ; Mr DJEBAILI SAID ; M^r IHEDDADEN NAZIM et M^r CHEKLAT MOUHAMED** pour leur aide pratique et esprit du groupe.*

*Nos remerciements s'adressent également à tous **nos professeurs** pour leurs générosités et la grande patience dont ils ont su faire preuve malgré leur charges académiques et professionnelles.*

*Mes vifs remerciements vont aux **membres de jury** pour avoir accepté de juger notre présent travail.*

En fin toute personne qui a participé de près ou de loin à l'accomplissement de ce mémoire soit sincèrement remerciée.



DEDICACE

C'est avec grande plaisir que je dédie cet œuvre :

À l'être la plus chère de ma vie, ma mère

*Quoi que je fasse ou que je dise, je ne saurai point te remercier
comme il se doit. Ton affection me couvre, ta bienveillance me
guide et ta présence à mes cotes a toujours été ma source de force
pour affronter les différents obstacles.*

À mes frères et sœurs pour leur soutien.

À l'âme de mon père ;

*Vous avez toutes mes pensées en ce moment et que ton âme repose
en paix.*

*À la mémoire de mon grand-père « **djedi Saïd** » ;*

*Ceci est ma profonde gratitude pour ton éternel amour que ce
rapport soit le meilleur cadeau que je puisse t'offrir.*

À toute ma famille

À mon cher binôme « Slimane » et à toute sa famille.

À mes amis et collègues ;

*Au nom de l'amitié qui nous réunit, et au nom de nos souvenirs
inoubliables.*

À tous ceux qui me sont chers.

Mohand-arab.





DEDICACE

Je dédie cet ouvrage :

À ma très chère mère ; pour son amour, ses sacrifices, ses encouragements durant ces années d'études.

Qu'elle trouve ici le témoignage de ma profonde reconnaissance.

À toi mon père ; j'aurais souhaité ta présence en ce moment pour partager ma joie.

Tu étais et tu resteras à jamais dans mon cœur et mes pensées. Puise dieu le tout puissant t'avoir en sa sainte miséricorde.

À mes frères et sœur ; qui m'ont chaleureusement supporté et encouragé tout au long de mon parcours.

À mon binôme « Mohand-Arab » et à toute sa famille.

À ma famille ; mes proches et à ceux qui me donnent de l'amour et de la vivacité.

À tous mes amis ; qui m'ont toujours encouragé et soutenu, et à qui je souhaite plus de succès.

Une pensée très spéciale envers mes collègues pour leur soutien moral et leur esprit de groupe.

À tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce projet.

À tous ceux que j'aime.

Slimane.



Résumé

Après le tremblement de terre dévastateur qui a frappé la ville de Boumerdès (en mai 2003) il a été constaté que les systèmes constructifs constitué de portiques auto stables étaient les plus touchés, contrairement aux systèmes mixtes (portiques/voiles) qui ont été les plus résistants, où l'introduction des voiles dans certaines constructions a montré une grande amélioration de la résistance vis-à-vis des forces sismiques.

L'objectif de ce travail est d'étudier et de déterminer l'effet des voiles sur le comportement non linéaire des structures en béton armé. Pour ce faire nous avons procédé par l'analyse statique linéaire à une étude comparative d'une structure irrégulière initialement construite par des portiques auto stables (poteaux/poutres), puis nous l'avons introduit des voiles et nous avons effectué une comparaison selon différents paramètres tel que ; la période, l'effort tranchant à la base, l'effort normal réduit, les déplacements inter étages, et l'effet P- Δ .

Pour mieux s'approcher du comportement réel de ces deux systèmes constructifs différents, nous avons procédé à une autre étude comparative non linéaire « push over » au-delà du domaine élastique suivants des paramètres de comparaison ; tel que le déplacement au point de performance, la demande en ductilité, la raideur initiale la raideur au point de performance et l'indice de dégradation.

Mots-clés : contreventement ; système auto stable ; système mixte ; push over ; courbe de capacité.

Abstract

After the devastating earthquake that hit the city of Boumerdès (in May 2003) it was found that the self-stable portal frame construction systems were the most affected, while the mixed (portal frame/sail) systems were the most resilient, where the introduction of sails in some constructions showed a great improvement in the resistance to seismic forces.

The objective of this work is to study and determine the effect of walls on the non-linear behavior of reinforced concrete structures. To do this we proceeded by linear static analysis to a comparative study of an irregular structure initially built by self-stable porticos (columns/beams), then we introduced vaults and we carried an comparison according to different parameters such as; period, shear force at the base, reduced normal force, inter-story displacements, and the P- Δ effect.

To better approximate the actual behavior of these two different construction systems, we performed another non-linear comparative "push over" study beyond the elastic domain following comparison parameters; such as displacement at the point of performance, ductility demand, initial stiffness, stiffness at the point of performance and degradation index.

Keywords: bracing; self-stable system; mixed system; push over; capacity curve.

TABLE DES MATIERES

Introduction générale	1
------------------------------------	----------

CHAPITRE 1 : Recherches bibliographiques

1.1	Introduction	3
1.2	Qu'est ce qui fait de l'Algérie un pays à forte sismicité ?	4
1.3	Classification des zones sismiques	4
1.4	La sismicité en Algérie (historique)	5
1.5	Les plus grands séismes en Algérie	6
1.6	Cause des séismes	6
1.6.1	Tectonique des plaques	6
1.6.2	Autres causes de séismes	7
1.7	Les caractéristiques générales d'un séisme	7
1.7.1	L'hypocentre ou foyer	7
1.7.2	L'épicentre	8
1.7.3	La magnitude (M)	8
1.7.4	L'intensité (I)	9
1.8	Propagation des ondes	11
1.9	Effets particuliers des séismes	12
1.10	Influence du sol	13
1.11	Effets des séismes sur les constructions	14
1.11.1	Effet des oscillations horizontales sur les constructions	16
1.11.2	Domage dus aux cisaillements	16
1.11.3	Déformation de flexion d'ensemble	17
1.11.4	Effet P-Delta	17
1.11.5	Balancement des constructions	18
1.11.6	Effets des oscillations verticales sur les constructions	18
1.11.7	Effets des oscillations de torsion sur les constructions	19
1.11.7.1	Torsion structurelle	19
1.11.7.2	Torsion accidentelle	19
1.12	Conception parasismique	20

TABLE DES MATIERES

1.13	L'aléa sismique et le risque sismique-----	20
1.13.1	L'aléa sismique -----	20
1.13.2	La vulnérabilité-----	21
1.13.3	L'évaluation de l'aléa sismique-----	21
1.14	Vulnérabilité sismique des constructions -----	22
1.14.1	Les facteurs de vulnérabilité-----	23
1.15	Influence de la forme des bâtiments sur leur comportement -----	23
1.15.1	Description géométrique des structures irrégulières -----	24
1.16	Comment améliorer le comportement dynamique des bâtiments, tout en conservant une configuration d'apparence irrégulière-----	25
1.16.1	Forme en plan -----	25
1.16.2	Forme en élévation-----	27
1.16.3	Rapport longueur /largeur en plan -----	28
1.16.4	Joints parasismiques -----	29
1.16.4.1	Caractéristiques des joints parasismiques -----	30

CHAPITRE 2 : les voiles de contreventement

2.1	Introduction -----	31
2.2	Systèmes de contreventement -----	32
2.3	Types de contreventement -----	32
2.3.1	Le contreventement des plans horizontaux-----	32
2.3.2	Les éléments du contreventement verticaux -----	32
2.3.2.1	Structures en portiques (poteaux-poutres) -----	33
2.3.2.2	Structure mixte (portique + voile) -----	37
2.4	Les voiles en béton armé-----	39
2.4.1	Classification des types de voiles-----	40
2.4.2	Classification des structures avec voiles-----	40
2.5	Rôles des voiles de contreventement-----	43
2.6	Caractéristiques géométrique et mécaniques des voiles -----	44
2.6.1	Caractéristiques géométrique-----	44
2.6.2	Caractéristiques mécanique-----	45

TABLE DES MATIERES

2.7	Dimensionnement des voiles -----	45
2.7.1	Dimension d'après RPA99/V2003 -----	45
2.7.2	Dimension d'après l'Eurocode 8 -----	47
2.7.3	Dimension d'après le BAEL91 -----	48
2.8	Modes de rupture des voiles -----	49
2.8.1	Modes de rupture des voies élancés [32] -----	49
2.8.2	Modes de rupture des voiles courts -----	50
2.9	Déformations d'un voile sous action sismique -----	52
2.9.1	Déformation d'un voile indépendant -----	52
2.9.2	Déformation des voiles dans une structure -----	52
2.10	Conclusion -----	53

CHAPITRE 3 : Méthode d'analyse non linéaire "Push over"

3.1	Introduction -----	54
3.2	D'description de l'analyse push-over -----	55
3.3	Origine de l'analyse Push-over -----	56
3.4	But de l'analyse push-over -----	56
3.5	Niveau d'endommagement décrit par une courbe de capacité -----	57
3.6	Evaluation du déplacement maximal -----	58
3.6.1	Approche en ductilité (Eurocode8) -----	58
3.6.2	Approche en amortissement (méthode de capacité spectrale) -----	58
3.6.3	Analyse statique non linéaire d'un système à plusieurs degrés de liberté -----	58
3.6.4	Définition d'un système équivalent inélastique à un seul degré de liberté -----	59
3.6.5	Conversion de la courbe de capacité en courbe spectre de capacité -----	59
3.6.6	Courbe de Spectre de réponse dans le format ADRS -----	60
3.6.7	Superposition du spectre de capacité sur le spectre de demande élastique amorti	60
3.6.8	L'amortissement visqueux équivalent [34] -----	61
3.6.9	Point de performance d'un système à un seul degré de liberté équivalent -----	62
3.6.10	Point de performance d'un système à plusieurs degrés de liberté -----	63
3.7	Transformation du système à plusieurs degrés de liberté à un système équivalent à un	

TABLE DES MATIERES

seul degré de liberté-----	64
3.8 Mode de chargement latéral utilisé dans l'analyse statique non linéaire-----	66
3.8.1 Mode de chargement latéral du code-----	66
3.8.2 Mode de chargement uniforme -----	67
3.9 Méthodes d'analyse Push over selon le mode de chargement latéral -----	67
3.10 Développement des diagrammes ($\beta_{eff} - S_d$)-----	68
3.11 Modèles de plasticité concentrés et distribués des éléments en béton armé -----	70
3.11.1 Modèle de plasticité concentrée -----	70
3.11.2 Concept de rotule plastique-----	71
3.11.3 Courbe moment –courbure ($M-\varphi$)-----	73
3.12 Critères d'acceptation et niveau de performance de la rotule plastique (Niveaux de dommages)-----	74
3.13 Comportement non linéaire des poteaux et des poutres-----	75
3.13.1 Définition -----	75
3.13.2 Comportement sismique des poutres-----	76
3.13.3 Comportement sismique des poteaux [41] -----	79
3.14 Conclusion-----	80

CHAPITRE 4 : Etude comparative de deux systèmes par l'analyse linéaire

4.1 Introduction -----	81
4.2 Description de l'ouvrage-----	82
4.3 La zone d'implantation-----	82
4.4 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage -----	82
4.5 Caractéristiques des matériaux-----	83
4.5.1 Le béton -----	83
4.5.2 L'Acier -----	83
4.6 Règles de calcul -----	84
4.7 Eléments de l'ouvrage-----	85
4.7.1 Ossature du bâtiment -----	85
4.7.2 Les planchers en corps creux-----	86

TABLE DES MATIERES

4.7.3	Balcons -----	86
4.7.4	Les escaliers -----	86
4.7.5	Fondations -----	86
4.7.6	Remplissages -----	86
4.8	Evaluation des charges et les surcharges -----	87
4.8.1	Charges permanentes « G » -----	87
4.8.2	Surcharges « Q » -----	88
4.9	Modélisation avec le logiciel de calcul ETABS -----	89
4.9.1	Etapas de modélisation -----	89
4.9.2	Choix de la disposition des voiles -----	93
4.10	Interprétation et vérification des résultats trouvés avec les deux systèmes de contreventements -----	94
4.10.1	Résultats trouvés avec le système de contreventement auto stable -----	94
4.10.1.1	Vérification de la période et les modes propres d'après Art 4.3.4 RPA2003... -----	94
4.10.1.2	L'excentricité -----	95
4.10.1.3	L'effort tranchant à la base -----	97
4.10.1.4	L'effort normal réduit -----	98
4.10.1.5	Déplacements latéraux inters étage -----	99
4.10.1.6	Justification vis-à-vis l'effet P- Δ -----	102
4.10.2	Résultats trouvés avec le système de contreventement mixte -----	105
4.10.2.1	Vérification de la période et les modes propres d'après Art 4.3.4 RPA2003... -----	105
4.10.2.2	L'excentricité -----	106
4.10.2.3	L'effort tranchant à la base -----	107
4.10.2.4	L'effort normal réduit -----	111
4.10.2.5	Déplacements latéraux inters étage -----	111
4.10.2.6	Justification vis-à-vis l'effet P- Δ -----	113
4.11	Interprétation des résultats trouvés dans les deux systèmes -----	115
4.11.1	La période -----	115
4.11.2	L'effort tranchant à la base -----	115
4.11.3	L'effort normale -----	116

TABLE DES MATIERES

4.11.4	Déplacements absolus inters étages -----	116
4.11.5	Déplacements relatifs inters étage -----	117
4.11.6	L'effet P- Δ -----	118
4.12	Conclusion -----	118

CHAPITRE 5 : Etude comparative non linéaire des deux structures "push over"

5.1	Introduction : -----	119
5.2	Principe d'application de la méthode PUSH OVER : -----	119
5.3	Etapes d'exécution de l'analyse push over : -----	119
5.4	Ferraillages des éléments de la structure : -----	119
5.4.1	Les combinaisons considérées pour les calculs sont : -----	120
5.4.2	Structure auto stable : -----	120
5.4.2.1	Poutres : -----	120
5.4.2.2	Les poteaux : -----	121
5.4.3	Système mixte : -----	122
5.4.3.1	Les poutres : -----	122
5.4.3.2	Les poteaux : -----	122
5.4.3.3	Le ferraillage des voiles : -----	123
5.5	Définition du comportement non linéaire de la structure -----	128
5.5.1	Définition de comportement non linéaire des poutres et des poteaux -----	128
5.6	Définition du chargement de l'analyse Push over -----	131
5.6.1	Définition du chargement poids -----	132
5.6.2	Définition du chargement gravitaire (push yy) -----	133
5.6.3	Définition du chargement horizontal (Push xx) -----	134
5.7	Résultats de l'analyse push over pour les deux systèmes de contreventement -----	135
5.7.1	Système auto stable (poteaux /poutres) -----	135
5.7.1.1	La courbe de capacité de la structure -----	135
5.7.1.2	Détermination du point de performance de la structure -----	136
5.7.1.3	Demande en ductilité μ_D -----	136
5.7.1.4	Indicateur de dégradation global de la structure I_d -----	137
5.7.2	Système mixte (à voiles porteurs) -----	138

TABLE DES MATIERES

5.7.2.1	La courbe de capacité de la structure -----	138
5.7.2.2	Demande en ductilité μD -----	139
5.7.2.3	Raideur de la structure au point de performance K_p -----	139
5.7.2.4	Indicateur de dégradation global de la structure I_d -----	140
5.8	Interprétation des résultats trouvés avec les deux systèmes -----	140
5.8.1	Les déplacements au point de performance -----	140
5.8.2	La demande en ductilité μD de la structure -----	141
5.8.3	Raideur (initiale/point de performance) de la structure -----	141
5.8.4	L'indice de dégradation I_d des deux systèmes -----	143
5.8.5	Mécanisme de ruine et état de dégradation des éléments sous chargement horizontal (Push xx)-----	144
5.8.6	Mécanisme de ruine et état de dégradation des éléments sous chargement vertical (Push yy)-----	145
5.9	Conclusion -----	146
	Conclusion générale -----	147

Liste des figures

CHAPITRE 1

Figure 1. 1 : carte de zonage sismique en Algérie.	4
Figure 1. 2 : Carte de la sismicité historique de 1365 à 2003 (Harbi, 2006).	5
Figure 1. 3 : Mouvement des plaques tectoniques.	7
Figure 1. 4 : Caractéristiques d'un séisme.	8
Figure 1. 5 : Représentation des différents types d'ondes sismiques.	11
Figure 1. 6 : Représentation des différents types d'ondes sismiques.	12
Figure 1. 7 : Influence du sol et de la topographie sur les mouvements sismiques.	13
Figure 1. 8 : Schéma d'effets de site typiques.....	14
Figure 1. 9 : Trois causes principales de destruction des constructions pendant les séismes. .	15
Figure 1. 10 : Formes de déformations des structures pendant leurs vibrations ; a-repos, b- cisaillement, c-flexion, d-torsion. (BADDARI. K ; DJEDDI. M, 2002).	15
Figure 1. 11 : Comportement des structures durant un séisme.	16
Figure 1. 12 : Rupture en diagonale Produite par cisaillement.	17
Figure 1. 13 : Flexion d'un bâtiment sous charges sismiques.....	17
Figure 1. 14 : Effet P-Delta.	18
Figure 1. 15 : Oscillations verticales des constructions.	19
Figure 1. 16 : Torsion d'ensemble due à l'asymétrie des éléments latéralement rigides.	19
Figure 1. 17 : Torsion accidentelle.....	20
Figure 1. 18 : Périodes couvertes par les différents types de données contribuant à l'évaluation de l'aléa sismique à long terme. (Levret. A, 2003).....	21
Figure 1. 19 : formes géométrique des structures irrégulières.	24
Figure 1. 20 : Formes défavorables.....	25
Figure 1. 21 : Torsions d'ensemble.....	25
Figure 1. 22 : Torsions d'ensemble.....	26
Figure 1. 23 : Diverses solutions pour remédier au problème des angles rentrant.	27
Figure 1. 24 : dommage dus à la présence de niveaux en retrait.....	28
Figure 1. 25 : : différentes possibilités de fractionner un immeuble de forme	28
Figure 1. 26 : bâtiment de grande longueur.	29
Figure 1. 27 : utilisation des joints parasismiques.	29

CHAPITRE 2

Figure 2. 1 : structure en portiques (poteaux-poutres).	33
Figure 2. 2 : Éclatement de zones critiques aux extrémités	33
Figure 2. 3 : Dislocation des sections des poteaux poutres.....	34

Figure 2. 4 : Mécanisme de ruine.....	35
Figure 2. 5 : Mécanisme de rupture de l'ossature en béton armé sous l'effet de son interaction avec son remplissage en maçonnerie.	35
Figure 2. 6 : La propagation des fissures diagonales vers les nœuds du cadre (remplissage assez rigide). Ces dégâts sont de degré 4.	36
Figure 2. 7 : Cisaillement induit par les cloisons de remplissage.	36
Figure 2. 8 : endommagement de remplissage causant le cisaillement des poteaux.....	37
Figure 2. 9 : structures mixte (portiques + voiles).	38
Figure 2. 10 : Comportement des voiles.	39
Figure 2. 11 : Différent type des voiles.....	40
Figure 2. 12 : Structures « mixtes » avec des murs porteurs.....	41
Figure 2. 13 : Structure a noyau central.	42
Figure 2. 14 : Structure uniquement à murs porteurs.....	42
Figure 2. 15 : Voile plein.	44
Figure 2. 16 : Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage.	45
Figure 2. 17 : Coupe de voile en élévation.....	46
Figure 2. 18 : Epaisseur minimale des voiles.....	46
Figure 2. 19 : Prise en compte des murs retour.....	47
Figure 2. 20 : Élément de rive confiné inutile à une extrémité du mur avec membrure transversale importante.	47
Figure 2. 21 : Épaisseur minimale des éléments de rive confinés.	48
Figure 2. 22 : Modes de rupture des voiles élancés.	50
Figure 2. 23 : Modes de rupture des voiles courts.	51
Figure 2. 24 : Déformation des voiles seuls sous séisme.....	52

CHAPITRE 3

Figure 3. 1 : la signification physique de la courbe Push over.	55
Figure 3. 2 : Niveaux d'endommagement décrits par courbe de capacité (ATC 40).....	57
Figure 3. 3 : Approximation bilinéaire de la courbe de capacité.	59
Figure 3. 4 : Conversion du spectre élastique au spectre d'ADRS.....	60
Figure 3. 5 : l'estimation initiale du point de performance en utilisant la règle de	61
Figure 3. 6 : Estimation d'amortissement visqueux équivalent en utilisant la méthode.....	62
Figure 3. 7 : Estimation de déplacement cible en utilisant la méthode du spectre de capacité.	63
Figure 3. 8 : Caractéristiques du système équivalent à un seul degré de liberté.....	64

Figure 3. 9 : Courbe de capacité du système équivalent à un seul degré de liberté.....	65
Figure 3. 10 : Diagramme ($\beta_{eff}-S_d$) _D de la demande sismique.....	68
Figure 3. 11 : Représentation bilinéaire de la courbe de capacité.....	69
Figure 3. 12 : Diagramme ($\beta_{eff}-S_d$) _C de la capacité sismique.....	69
Figure 3. 13 : superposition des diagrammes ($\beta_{eff} - S_d$) _D et ($\beta_{eff} - S_d$) _C	70
Figure 3. 14 : Répartition de la courbure sur la poutre au moment ultime	72
Figure 3. 15 : Courbe moment –courbure.....	73
Figure 3. 16 : Loi de comportement (Force-Déformation) et niveaux de dommages.....	74
Figure 3. 17 : Loi de comportement des rotules plastiques.....	75
Figure 3. 18 : Données de calcul du facteur de ductilité à la courbure pour une section rectangulaire double armée	76
Figure 3. 19 : Courbes d’interaction pour une section rectangulaire	79

CHAPITRE 4

Figure 4. 1 : La structure en 3D	82
Figure 4. 2 : Plancher en corps creux.....	86
Figure 4. 3 : Model tridimensionnel de la structure auto stable et mixte respectivement.....	92
Figure 4. 4 : La disposition des voiles (vue en plan).....	93
Figure 4. 5 : Efforts repris par le système de contreventement.....	109
Figure 4. 6 : Efforts repris par les voiles.....	110
Figure 4. 7 : La période des trois premiers modes au niveau des deux structures.....	115
Figure 4. 8 : Efforts tranchant à la base des deux structures.....	115
Figure 4. 9 : effort normal extrait dans les deux systèmes.....	116
Figure 4. 10 : déplacement absolue selon x-x et y-y respectivement.....	116
Figure 4. 11 : déplacement relatif selon x-x et y-y respectivement.....	117
Figure 4. 12 : L’effet P- Δ suivant x-x et y-y respectivement.....	118

CHAPITRE 5

Figure 5. 1 : Définition du règlement et du matériau à utiliser pour le ferrailage des voiles	125
Figure 5. 2 : Section des armatures adopté pour le ferrailage des voiles.....	126
Figure 5. 3 : Vérification de la section d’armatures adopté.....	127
Figure 5. 4 : Confirmation du ferrailage des voiles.....	128
Figure 5. 5 : Définition de type des rotules dans les poutres.....	129
Figure 5. 6 : Introduction des rotules dans les poutres.....	129
Figure 5. 7 : Définition de type des rotules dans les poteaux.....	130

Figure 5. 8 : Introduction des rotules dans les poteaux.....	130
Figure 5. 9 : Introduction des rotules au niveau des voiles.....	131
Figure 5. 10 : Définition du chargement push over dans le logiciel.....	131
Figure 5. 11 : Définition du chargement poids.....	132
Figure 5. 12 : Définition du chargement gravitaire.....	133
Figure 5. 13 : Définition du chargement horizontal.....	134
Figure 5. 14 : Courbe de capacité de la structure auto stable sous chargement horizontal....	135
Figure 5. 15 : Courbe de capacité de la structure auto stable sous chargement vertical.....	135
Figure 5. 16 : Courbe de capacité de la structure mixte sous chargement horizontal.....	138
Figure 5. 17 : Courbe de capacité de la structure mixte sous chargement vertical.....	138
Figure 5. 18 : déplacement au point de performance des deux systèmes sous chargement horizontal.....	140
Figure 5. 19 : demande en ductilité des deux systèmes.....	141
Figure 5. 20 : raideurs des deux structures sous chargement horizontal.....	142
Figure 5. 21 : raideurs des deux structures sous chargement vertical.....	142
Figure 5. 22 : indice de dégradation de la structure.....	143
Figure 5. 23 : début de formation des rotules plastiques sous chargement x-x.....	144
Figure 5. 24 : formations des rotules plastiques au point de performance sous chargement x-x.....	144
Figure 5. 25 : début de formation des rotules plastiques sous chargement y-y.....	145
Figure 5. 26 : formations des rotules plastiques au point de performance sous chargement y-y.....	145

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE 1

Tableau 1. 1 : Energie libérée pour les différentes magnitudes de Richter. _____	9
Tableau 1. 2 : Echelle d'intensité de Mercalli (MSK). _____	9

CHAPITRE 4

Tableau 4. 1 : caractéristiques géométriques de l'ouvrage. _____	82
Tableau 4. 2 : Les différentes caractéristiques du béton. _____	83
Tableau 4. 3 : Les différentes caractéristiques des aciers. _____	83
Tableau 4. 4 : Les sections des poutres adoptées. _____	85
Tableau 4. 5 : Les sections des poutres adoptées. _____	85
Tableau 4. 6 : Evaluation du charge permanente dans le plancher terrasse. _____	87
Tableau 4. 7 : Evaluation du charge permanente dans le plancher étage courant. _____	87
Tableau 4. 8 : Evaluation de la charge permanente dans les murs extérieurs. _____	88
Tableau 4. 9 : Désignation des différentes charges d'exploitation. _____	88
Tableau 4. 10 : Période et modes propres de la structure auto stable. _____	94
Tableau 4. 11 : Vérification de l'excentricité suivant x-x de la structure auto stable. _____	96
Tableau 4. 12 : Vérification de l'excentricité suivant y-y de la structure auto stable. _____	96
Tableau 4. 13 : Valeurs des efforts tranchant max de la structure auto stable déterminer du l'ETABS. _____	97
Tableau 4. 14 : Poids à la base de la structure auto stable déterminer du l'ETABS. _____	98
Tableau 4. 15 : Vérification de l'effort tranchant de la structure auto stable. _____	98
Tableau 4. 16 : Déplacement absolu selon XX de la structure auto stable, déterminer du l'ETABS. _____	99
Tableau 4. 17: Déplacement absolu selon YY de la structure auto stable, déterminer du l'ETABS. _____	100
Tableau 4. 18 : Vérification des déplacements inters étages de la structure auto stable. ____	101
Tableau 4. 19 : Poids et effort tranchant de chaque étage de la structure auto stable déterminer du l'ETABS. _____	103
Tableau 4. 20 : Vérification de l'effet P- Δ de la structure auto stable suivant le sens x-x__	103
Tableau 4. 21 : Vérification de l'effet P- Δ de la structure auto stable suivant le sens y-y.____	104
Tableau 4. 22: Période et modes propres de la structure mixte déterminer du l'ETABS. ____	105
Tableau 4. 23 : Vérification de l'excentricité de la structure mixte suivant x-x. _____	106
Tableau 4. 24 : Vérification de l'excentricité de la structure mixte suivant y-y. _____	107

Tableau 4. 25 : Efforts tranchant de la structure mixte trouvés avec ETABS. _____	107
Tableau 4. 26 : Poids de la structure mixte extrait sur ETABS. _____	108
Tableau 4. 27 : Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure mixte. _____	108
Tableau 4. 28 : Déplacement absolu de la structure mixte selon X, déterminer du l'ETABS. _____	111
Tableau 4. 29: déplacement absolu de la structure mixte selon Y, déterminer du l'ETABS.	112
Tableau 4. 30 : Vérification des déplacements inters étages de la structure mixte. _____	112
Tableau 4. 31 : poids et effort tranchant de chaque étage de la structure mixte déterminer du l'ETABS. _____	113
Tableau 4. 32 : Vérification de l'effet P- Δ de la structure mixte suivant le sens x-x. _____	113
Tableau 4. 33 : vérification de l'effet P- Δ de la structure mixte suivant le sens y-y. _____	114

CHAPITRE 5

Tableau 5. 1 : Combinaisons d'actions utilisées pour le ferrailage. _____	123
Tableau 5. 2 : Le ferrailage adopté pour les voiles étudiés. _____	124
Tableau 5. 3 : Le déplacement au point de performance des deux systèmes. _____	140
Tableau 5. 4 : La demande en ductilité des deux structures. _____	141
Tableau 5. 5 : Raideurs des deux structures dans le sens x-x. _____	141
Tableau 5. 6 : Raideurs des deux structures dans le sens y-y. _____	142
Tableau 5. 7 : Indice de dégradation des deux structures. _____	143

Introduction générale

Introduction générale

Introduction générale

Les séismes constituent l'un des aléas les plus destructifs. L'Algérie dont le nord se trouve dans une zone de forte sismicité, est sujette à ce phénomène. Le dernier séisme mortel en Algérie s'est produit à Boumerdès le 21 mai 2003. Celui-ci, de magnitude 6.8, a provoqué des dégâts matériels et de nombreuses victimes : 2278 morts, 11450 blessés, 200000 sans-abris.

Les structures ne réagissent pas de la même manière aux secousses sismiques. Certaines structures sont plus sensibles que d'autres à l'endommagement par les séismes. Cette tendance à l'endommagement se traduit par la vulnérabilité.

Lors de tremblements de terre importants, il a été constaté que de nombreux bâtiments à voiles en béton armé ont bien résisté sans endommagements exagérés. Mis à part leurs rôles d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales, les voiles en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques.

Depuis de nombreuses années, les méthodes de calcul élastique simplifiées ont été quasi systématiquement utilisées dans le dimensionnement des structures en béton armé. Elles sont faciles à mettre en œuvre et sont bien assimilées par l'ingénieur. Cependant, l'approche élastique ne peut fournir qu'une compréhension limitée du comportement sismique réel. La réponse non linéaire d'une structure en termes de déplacements, de ductilité, de distribution des dommages, du mode de ruine, sont largement inexplorés.

Une évaluation fiable du comportement d'une structure face à un tremblement de terre, en termes de dommages, requiert un outil permettant une analyse des structures au-delà du domaine élastique. Certaines règles, comme celles de l'ATC 40 et celles de FEMA 273 recommandent l'utilisation des méthodes simplifiées non linéaires. L'analyse statique non linéaire, ou la méthode d'analyse Push over, est l'une de ces méthodes. Elle a été développée au cours des vingt-cinq dernières années et devenue la méthode privilégiée pour la conception et l'évaluation des performances sismiques puisque cette procédure est relativement simple prend en considération le comportement post-élastique de la structure. L'analyse consiste essentiellement à comparer un paramètre de demande de déplacement avec un paramètre de capacité.

INTRODUCTION GENERALE

Dans le présent travail, on fera l'étude et la comparaison de la performance sismique entre une structure en portique auto-stable (poteau-poutre) et une structure mixte (portiques + voiles).

L'objectif visé dans le cadre de ce mémoire est d'étudier le comportement des deux structures sous l'action sismique, leur ductilité et leur raideur et les déplacements latéraux inter-étages et les modes de ruines, afin de déduire l'effet des voiles sur le comportement non linéaire des structures en béton armé.

Nous avons structuré notre travail comme suit :

Le premier chapitre ; contient des généralités sur le séisme et la vulnérabilité sismique.

Au deuxième chapitre ; Nous exposant les différents systèmes du contreventement où on s'intéresse au voile de contreventement

Au troisième chapitre, Nous exposant la méthode non linéaire d'évaluation de la vulnérabilité sismique des structures en béton armé push over, recommandée par l'ATC40.

Au chapitre quatre, on présente l'ouvrage et les caractéristiques des matériaux utilisés. Nous présentons également les différents éléments qui le constituent, puis on passe à l'étude comparative des deux systèmes par éléments finis à l'aide du logiciel « **ETABS 9.7.0** »

Le **cinquième chapitre**, expose la procédure qui permet d'effectuer l'analyse Push over en utilisant le logiciel de modélisation et de calcul « **ETABS 2018** » ainsi que les étapes de détermination de la courbe de capacité, et on le clôture par une discussion des résultats obtenus

Enfin, notre travail s'achèvera par une conclusion générale où on a résumé les conclusions principales des résultats obtenus dans le cadre de cette étude.

Chapitre 1 :
RECHERCHES BIBLIOGRAPHES

РЕСЕРЕЧЕСЕЗ ВІВЛІОСКВАНЕС
Срартис 1 :

1.1 Introduction

Un tremblement de terre ou un séisme « **séismes** » en grec qui signifie secousse, est la libération brusque d'énergie dans la croûte terrestre, lorsque le seuil de rupture mécanique des roches en profondeur est atteint. Le séisme génère à la surface du sol des vibrations pouvant atteindre des amplitudes centimétriques à décimétriques et des accélérations de quelques centièmes à plusieurs dixièmes de l'accélération de la pesanteur (g), sur des durées qui varient de quelques secondes à plusieurs minutes.

Le choc principal représente la secousse sismique dont la magnitude est la plus élevée sur une série d'enregistrement et les répliques sont de faibles secousses qui suivent généralement un choc principal. Elles peuvent durer quelques jours à quelques mois.

Le risque sismique se mesure sous forme de probabilité établie d'après deux variables : l'aléa et la vulnérabilité. L'étude d'un séisme est effectuée par des équipes pluridisciplinaires, associant différents domaines de la science : **géologie, sismologie, histoire, archéologie, ingénierie et architecture.**

1.2 Qu'est ce qui fait de l'Algérie un pays à forte sismicité ?

De façon générale, les séismes se produisent à la limite des plaques tectoniques. Du part sa situation géographique, l'Algérie se situe à proximité de l'interface entre la plaque Eurasienne au nord et la plaque Africaine au sud. Ce qui fait de l'Algérie un pays a sismicité active, qui peut être sujet à des séismes violents. Cela a été clairement observe à travers l'histoire des séismes en Algérie.

Sur la carte de la Figure 1.1 on peut observer les différentes zones de sismicité définies par la réglementation parasismique RPA99/2003 au niveau national [1].

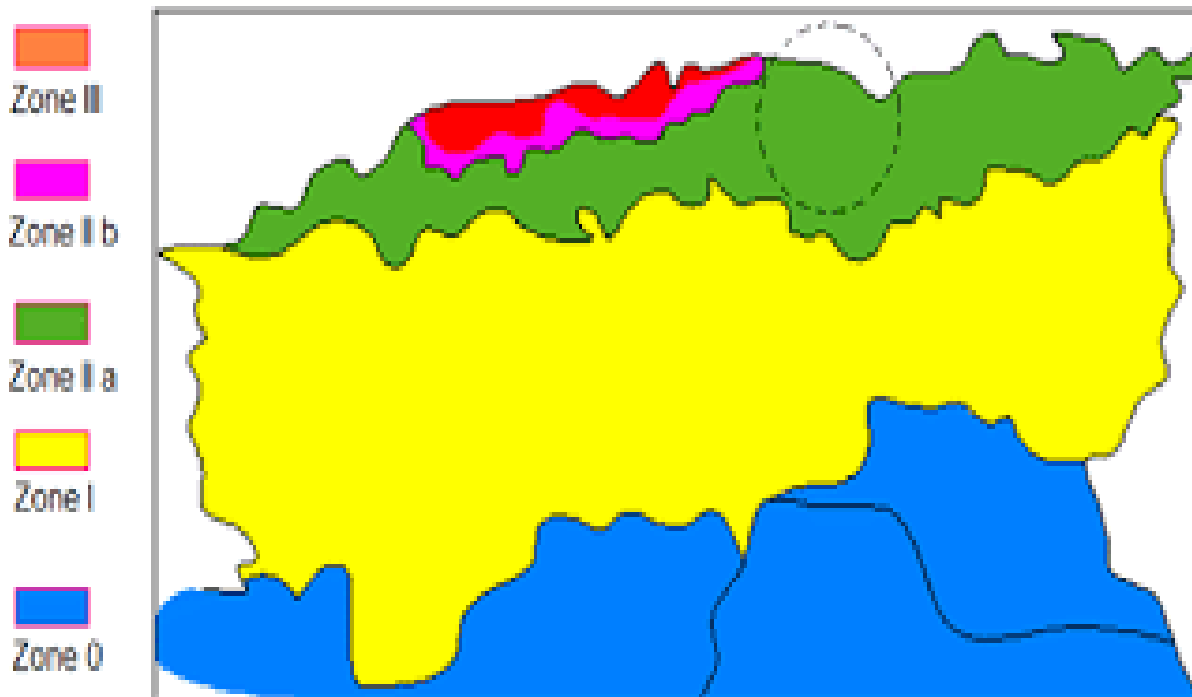


Figure 1. 1 : carte de zonage sismique en Algérie.

1.3 Classification des zones sismiques

D'après l'amélioration du RPA, Le territoire national est divisé en cinq (05) zones de séismicité croissante, définies sur la carte des zones de séismicité et qui précise cette répartition par wilaya et par commune, [1] soit :

- Zone 0 : Sismicité négligeable.
- Zone I : Sismicité faible.
- Zone IIa et IIb : Sismicité moyenne
- Zone III : Sismicité élevée.

1.4 La sismicité en Algérie (historique)

En Algérie l'activité sismique est connue depuis 1365, date à laquelle le premier séisme a été mentionné (**Abrazys et vogt ,1988**) [2]. L'analyse des différents catalogues de sismicité réalisés durant ces dernières décennies (**Rothe 1950**) [3], (**Roussel et Benhallou 1971**) [4], Benhallou 1985[5] a montré que la sismicité sur le territoire national n'est pas partout identique et que nous pouvons considérer actuellement quatre zones d'activité sismique différentes qui sont : la bordure Tellienne, la région des Hauts Plateaux, la région de l'Atlas Saharien, la région Saharienne (**Yelles Chaouche, 2004**) [5]. La partie nord de l'Algérie, plus précisément la région tellienne est située le long de la frontière de convergence des plaques africaine et eurasienne. Elle représente l'une des régions sismiques les plus actives de l'ouest de la méditerranée à cause de l'affrontement des deux plaques citées précédemment. Plus de 800 événements sismiques de magnitude supérieure ou égale à 4, ont permis de dresser une carte de sismicité pour le nord de l'Algérie et les régions limitrophes pour la période 1790-2000. Cette carte fait ressortir le caractère hautement sismique des chaînes littorales de l'Algérie, et est assortie d'une représentation des solutions focales de vingt séismes les plus significatifs, associés à la période 1954-2000. Les hauts plateaux sont marqués par une faible sismicité, car aucun des événements sismiques ont été rapportés (**Yelles-Chaouche, 2003**) [5]. Cette sismicité s'atténue si on se dirige vers le sud vers l'Atlas Saharien et la région saharienne.

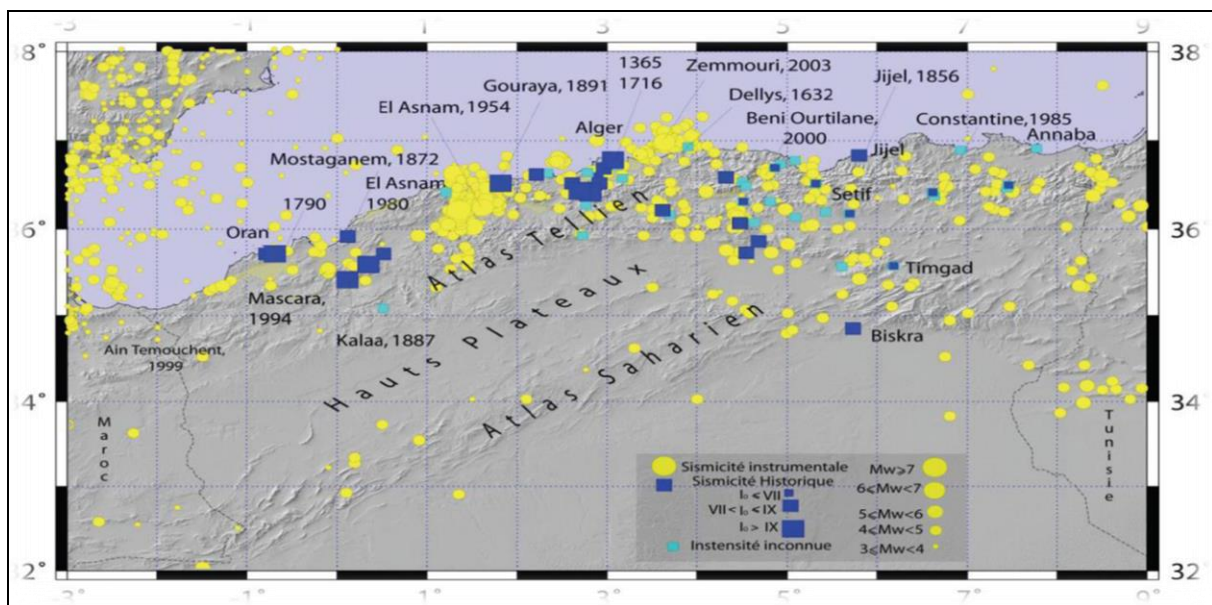


Figure 1. 2 : Carte de la sismicité historique de 1365 à 2003 (Harbi, 2006).

1.5 Les plus grands séismes en Algérie

L'Algérie a subi plusieurs séismes violents et dévastateurs. Nous citons, celui d'Oran en 1790 et Gouraya en 1891. Plus récemment, les séismes d'Orléans ville (09.09.1954), d'El Asnam (10.10.1980), de Constantine (27.10.1985), de Tipaza (29.10.1989), de Mascara (17.08.1994), d'Alger (04.09.1996), d'Ain Timouchent (22.12.1999), de Beni Ouartilane (10.11.2000) et de Boumerdes (21.05.2003). Tous ces tremblements de terre ont secoué le pays, laissant derrière eux des familles endeuillées et des dégâts considérables sur le bâti Algérien. En effet, le dernier séisme en date du 21 mai 2003, de magnitude 6.8 sur l'échelle de Richter, s'est produit dans une zone où l'activité sismique était considérée comme relativement modérée.

1.6 Cause des séismes

1.6.1 Tectonique des plaques

La compréhension du mécanisme responsable de l'activité sismique du globe terrestre est récente, puisque ce n'est qu'en 1968 que J. Morgan, D. McKenzie et X. Le Pichon ont formulé la théorie de la tectonique des plaques qui fournit un modèle cinématique cohérent des déformations de l'écorce terrestre. Le moteur de ces déformations est (**figure 1.3**) l'expansion des fonds océaniques (proposée en 1960 par H. Hess après l'échec d'autres tentatives d'explication de la « dérive des continents », imaginée en 1915 par Wegener) ; cette expansion, qui peut atteindre 170 mm/an pour les dorsales les plus actives, pousse les unes contre les autres, les différentes plaques rigides (une douzaine au total, **figure I.3**) qui constituent l'écorce terrestre. Plusieurs types de mouvements peuvent résulter de ces affrontements entre plaques :

- **La subduction** : c'est-à-dire la plongée d'une plaque sous une autre ce qui permet de compenser l'augmentation de surface plaque Nazca sous l'Amérique du Sud, ou de la plaque Philippines sous l'Eurasie au niveau du Japon.
- **Le décrochement** : c'est-à-dire le coulissage horizontal d'une plaque contre une autre, dont l'exemple le plus connu est la célèbre faille de San Andreas en Californie (contact entre les plaques Pacifique et Amérique du Nord) ;
- **La compression**, c'est-à-dire la collision frontale sans subduction qui se traduit par la formation de chaînes de montagnes, comme l'Himalaya, résultat de la collision des plaques Inde et Eurasie.

Ces mouvements relatifs entre plaques ne se font pas, en général, de manière progressive, mais par à-coups et chacun de ces à-coups constitue un séisme, plus ou moins intense suivant l'amplitude et la rapidité du mouvement, ainsi que l'étendue de la zone concernée. [6]

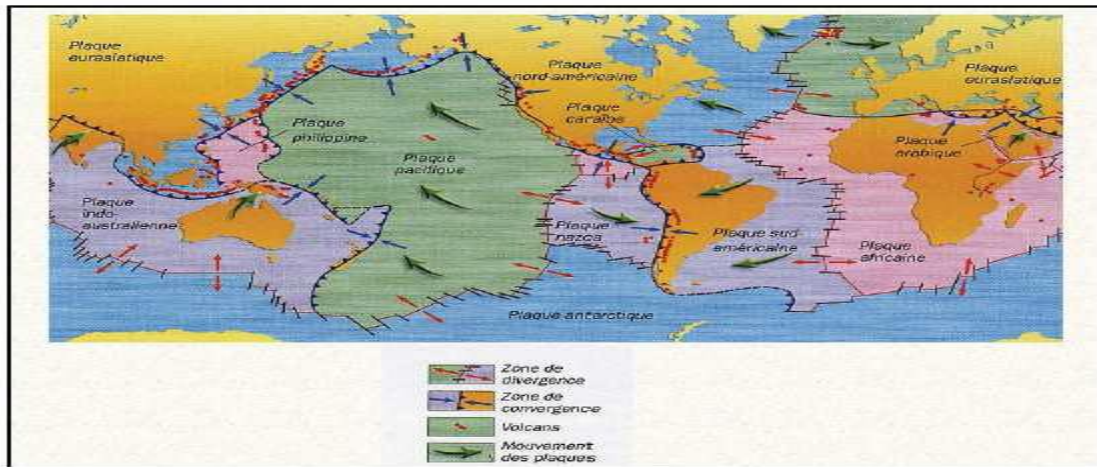


Figure 1. 3 : Mouvement des plaques tectoniques.

1.6.2 Autres causes de séismes

La quasi-totalité de l'activité sismique correspond aux séismes tectoniques ; ils existent cependant d'autres types de séismes, d'origine naturelle ou artificielle :

- **Séismes volcaniques**, associés à la montée du magma, pendant les éruptions ces séismes sont généralement faibles et localisés au voisinage des volcans actifs.
- **Séismes artificiels** résultant des explosions souterraines (tirs de carrières et de mines, essais nucléaires) ou de l'exploitation des mines.
- **Séismes dits induits**, souvent associés à un apport massif d'eau dans les terrains (mise en eau d'un grand barrage ou injection à grande échelle dans le sol) ; ces séismes induits, dont on connaît quelques exemples, paraissent devoir être attribués à la diminution de résistance à la rupture des roches lors de l'infiltration d'eau dans leur réseau de microfractures. [7]

1.7 Les caractéristiques générales d'un séisme

Le séisme est caractérisé par :

1.7.1 L'hypocentre ou foyer

C'est le point d'origine d'un séisme, il peut se trouver entre la surface et jusqu'à sept cent kilomètres de profondeur (limite du manteau supérieur) pour les événements les plus profonds.

1.7.2 L'épicentre

C'est le point situé, en surface, à la verticale du foyer. On distingue trois classes de séismes, en fonction de la profondeur du foyer :

- a) **Les séismes superficiels** : qui se produisent à une faible profondeur.
- b) **Les séismes intermédiaires** : qui se produisent entre quelques dizaines de kilomètres de profondeur (60 à 300km), et se concentrent uniquement au voisinage des limites convergentes.
- c) **Les séismes profonds** : qui se produisent à des profondeurs pouvant atteindre 700 km, soit en pratique la base de l'asthénosphère, ce sont des séismes de grande intensité, ils surviennent au niveau des zones de subduction et se sont les plus destructeurs.

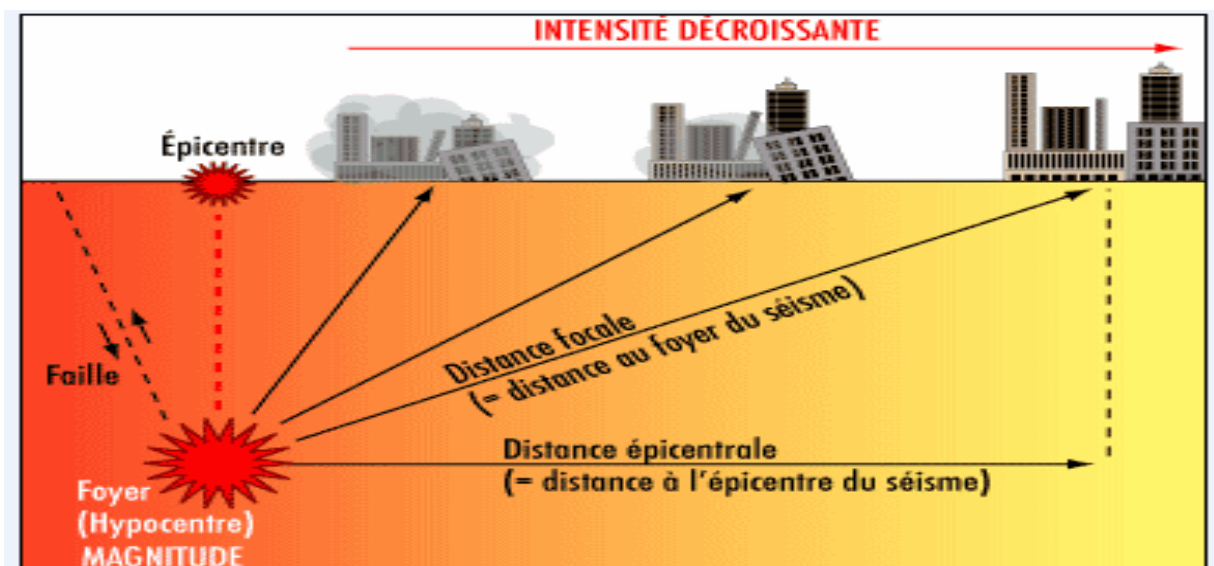


Figure 1. 4 : Caractéristiques d'un séisme.

1.7.3 La magnitude (M)

Afin d'estimer la puissance des séismes, le sismologue **Charles F. Richter** a introduit la notion de magnitude, correspondant à l'énergie libérée au foyer du séisme et dépendant de la longueur de la faille activée et de l'importance du déplacement. La quantification de Richter [RICH_58], exprimée en degrés (**Tableau 1.1**), est dite ouverte car elle n'a pas de valeur maximale. Le plus fort séisme enregistré à ce jour est de 9,5 degrés (Chili, 1960).

Tableau 1. 1 : Energie libérée pour les différentes magnitudes de Richter.

Magnitude	Effets du tremblement de terre
<3,5	Le séisme est non ressenti, mais enregistré par les sismographes.
3,5-5,4	Il est souvent ressenti, mais sans dommages.
5,4-6	Légers dommages aux bâtiments bien construits, mais peut causer des dommages majeurs à d'autres bâtisses.
6,1-6,9	Peut-être destructeur dans une zone de 100 Km à la ronde.
7-7,9	Tremblement de terre majeur. Il peut causer de sérieux dommages sur une large surface.
>8	C'est un très fort séisme pouvant causer de très grands dommages dans des zones de plusieurs centaines de kilomètres.

1.7.4 L'intensité (I)

L'intensité d'un séisme est estimée à partir des effets visibles (dégâts) produits à la surface (mouvements d'objets suspendus, fissures dans les maisons, etc.). Plusieurs échelles de mesure existent. La plus connue est **l'échelle modifiée de Mercalli** (appelée échelle MSK depuis sa révision en 1964) qui comprend 12 degrés depuis le I (vibrations ressenties uniquement par les instruments), jusqu'au XII (dévastation totale) (**tableau 1.2**).

Tableau 1. 2 : Echelle d'intensité de Mercalli (MSK).

Intensité	Définition	Description des effets typiques observés
I	Non ressenti	non ressenti.
II	Rarement ressenti	Ressenti uniquement par quelques personnes au repos dans les maisons.
III	Faible	Ressenti à l'intérieur des habitations par quelques personnes. Les personnes au repos ressentent une vibration ou un léger tremblement.

IV	Largement observé	Ressenti à l'intérieur des habitations par de nombreuses personnes, à l'extérieur pas très peu. Quelques personnes sont réveillées. La fenêtre, les portes et la vaisselle vibrent.
V	Fort	Ressenti à l'intérieur des habitations par la plupart, à l'extérieur par quelques personnes. De nombreux dormeurs se réveillent. Quelques personnes sont effrayées. Les bâtiments tremblent dans leur ensemble. Les objets suspendus se balancent fortement. Les petits objets sont déplacés. Les portes et les fenêtres s'ouvrent ou se ferment.
VI	Dégâts légers	De nombreuses personnes sont effrayées dehors. Chute d'objets. De nombreuses maisons subissent des dégâts non structuraux comme de très fines fissures et des chutes de petits morceaux de plâtre
VII	Dégâts	La plupart des personnes sont effrayées et se précipitent dehors. Les meubles se déplacent beaucoup d'objets tombent des étages. De nombreuses maisons ordinaires bien construites subissent des dégâts modérés ; petites fissures dans les murs, chutes de plâtres, chute de parties de cheminées, des bâtiments plus anciens peuvent présenter de larges fissures dans les murs et la défaillance des cloisons de remplissage.
VIII	Dégâts importants	De nombreuses personnes éprouvent des difficultés à rester debout. Beaucoup de maisons ont de larges fissures dans les murs. Quelques bâtiments ordinaires bien construits présentent des défaillances sérieuses des murs, tandis que des structures anciennes peu solides peuvent s'écrouler.
IX	Destructions	Panique générale. De nombreuses constructions peu solides s'écroulent. Même des bâtiments bien construits présentent des dégâts très importants ; défaillances sérieuses des murs et effondrement structural partiel.
X	Destruction importantes	De nombreux bâtiments bien construits s'effondrent.
XI	Catastrophe	La plupart des bâtiments bien construits s'effondrent, même ceux ayant une bonne conception parasismique sont détruits.
XII	Catastrophe généralisée	Pratiquement tous les bâtiments sont détruits.

1.8 Propagation des ondes

Lorsqu'un séisme se déclenche, un front d'onde sismique se propage dans la croûte terrestre dans toutes les directions.

On distingue deux grands types d'ondes émises par un séisme ;(figure 1.5)

➤ Les ondes de volumes qui se propagent à l'intérieur de la terre en sphères concentriques à partir du foyer du séisme. Les deux ondes de volume les plus importantes sont les ondes P et les ondes S.

➤ La deuxième grande famille d'ondes, est celle de surface, qui se propage depuis l'épicentre jusqu'à la surface de la terre. On distingue les ondes L et les ondes de Rayleigh. [8]

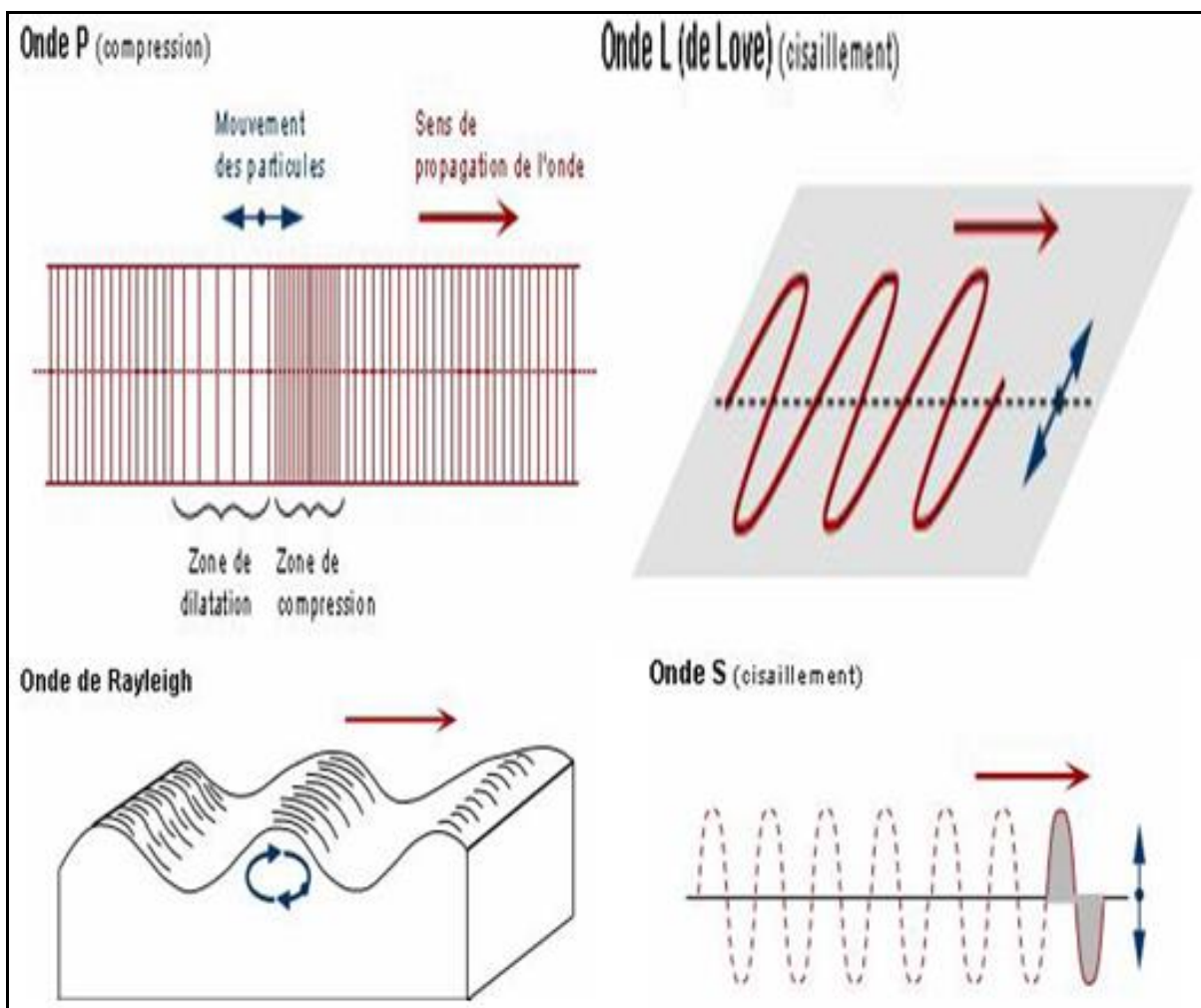


Figure 1. 5 : Représentation des différents types d'ondes sismiques.

1.9 Effets particuliers des séismes

Outre les pertes matérielles et humaines que provoquent les tremblements de terre, de nombreux phénomènes peuvent surgir entraînant le plus souvent de graves conséquences. Ces phénomènes dépendent de plusieurs facteurs tels que l'emplacement géographique, la nature du sol, l'endroit du séisme ...etc. Parmi ces phénomènes on peut citer :

- Les tassements : sous l'effet des vibrations, certains sites peuvent subir d'importants tassements différentiels pouvant atteindre plusieurs dizaines de centimètres, provoquant ainsi des décrochements significatifs dans le sol et parfois même des glissements de terrain.
- La liquéfaction : la mise en mouvement du sol sous l'effet d'un séisme entraîne une augmentation de la pression interstitielle U et qui a pour effet de réduire progressivement la résistance au cisaillement du sol jusqu'à son annulation. Arrivé à ce stade, le sol perd sa capacité portante et commence à se comporter comme un liquide, ce qui entraîne l'inclinaison, voir même le renversement des constructions et des glissements de terrain qui peuvent s'étendre sur plusieurs kilomètres (**figure 1.6**). Ce phénomène touche en particulier les sols composés essentiellement de sable fin saturé en eau et nécessite une énergie de vibration capable d'élever significativement la pression interstitielle.



Figure 1. 6 : Représentation des différents types d'ondes sismiques.

- Le tsunami : ce phénomène est visible uniquement si le séisme se produit au fond de la mer. Ce dernier provoque une formation de vague en surface de l'eau qui se propage sur des

centaines de kilomètres depuis le foyer et qui peut atteindre une dizaine de mètre de hauteur pour des séismes majeurs. Arrivée sur la côte, cette vague dévaste tout sur son passage entraînant ainsi les bateaux hors de l'eau et causant la destruction des constructions adjacentes.

1.10 Influence du sol

La logique des choses voudrait que plus on s'éloigne de l'épicentre et plus les dommages diminuent, ceci n'est pas toujours vrai puisque le sol joue parfois un rôle d'amplificateur de mouvements dans certaines régions. En effet, on a souvent constaté lors des séismes destructeurs que les dommages sont nettement plus élevés dans les zones à formation sédimentaire ou alluvionnaire que dans les zones rocheuses voisines. Les mouvements sismiques sont donc influencés par la nature du sol et par le relief topographique des sites (figure I.7). [9]

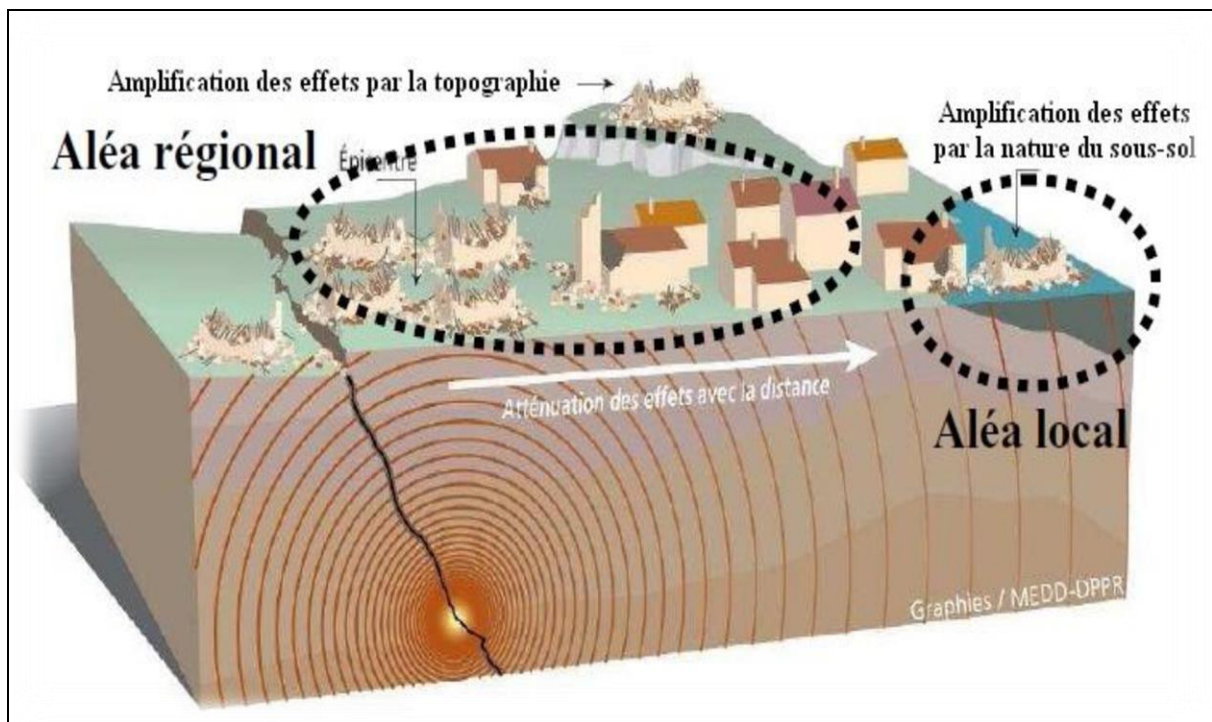


Figure 1. 7 : Influence du sol et de la topographie sur les mouvements sismiques.

Chaque type de sol donne une réponse vibratoire différente sur l'ouvrage pour une même impulsion sismique en fonction de la structure du sous-sol et de la topographie. Le milieu a un effet sur les longueurs d'ondes. Il peut les absorber ou au contraire les amplifier et agit ainsi sur la durée du signal vibratoire. Ces phénomènes sont très complexes en raison des nombreux

paramètres qui interagissent. L'expérience nous permet, cependant, de dégager quelques règles empiriques. On donne trois exemples typiques : un substratum rocheux plat et homogène (plaine), le sommet d'une colline isolée (relief), un terrain meuble (**figure 1.8**). [9]

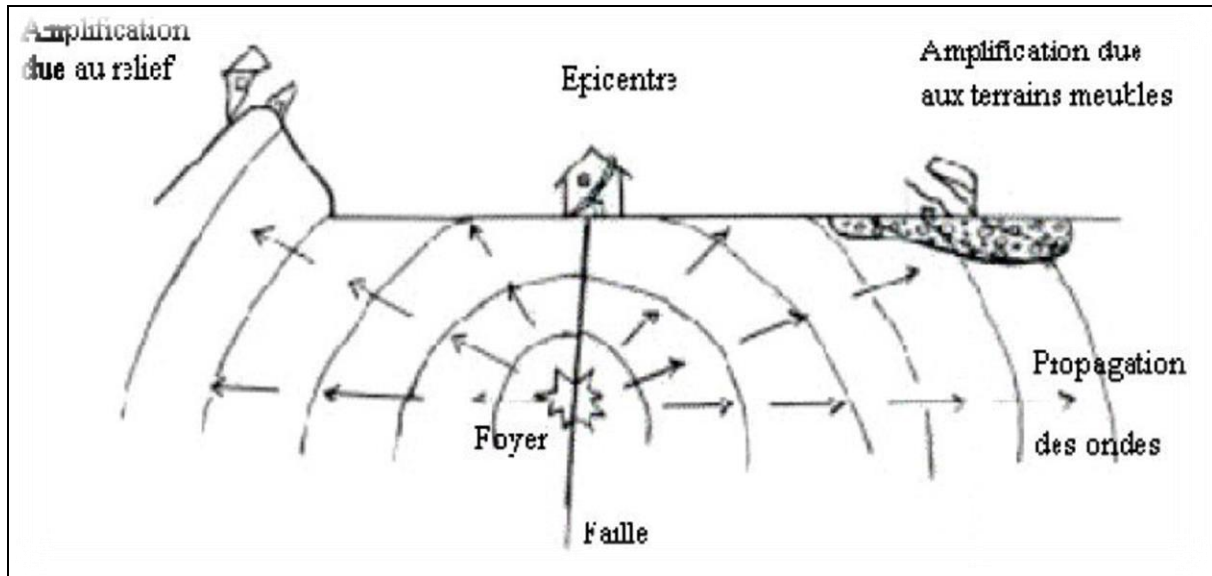


Figure 1. 8 : Schéma d'effets de site typiques.

1.11 Effets des séismes sur les constructions

Afin de comprendre les causes d'effondrement des constructions à la suite des secousses telluriques, une connaissance approfondie du mouvement sismique et de l'interaction sols-structures est indispensable. On peut avoir trois types d'interaction structure-sollicitations sismiques. Le premier type d'endommagement menace les constructions solides sur des mauvais sols (**figure 1.9.a**). « La destruction est due dans ce cas au déplacement irréversible ». [9]

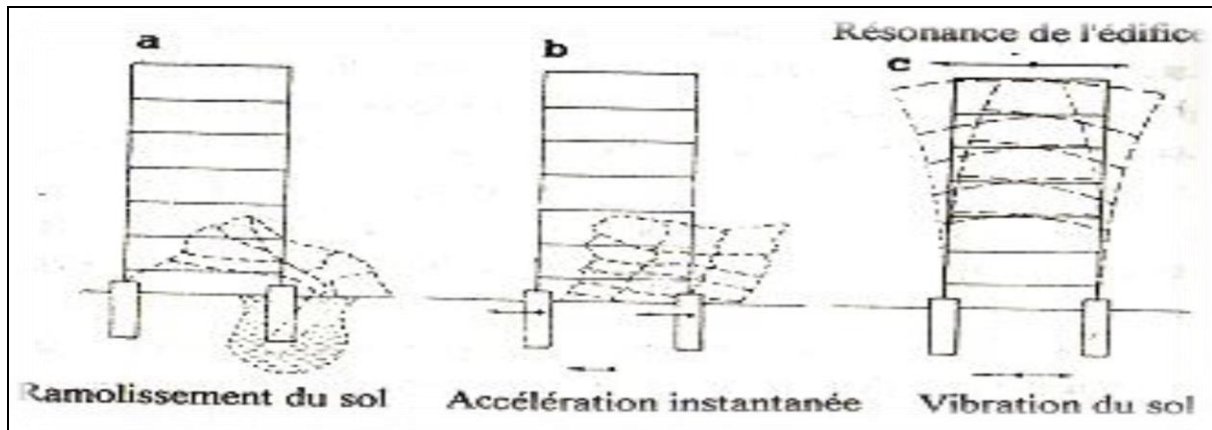


Figure 1.9 : Trois causes principales de destruction des constructions pendant les séismes.

Le deuxième type d'endommagement peut avoir lieu dans le cas où le sol est solide mais l'épicentre du séisme est très proche (**figure 1.9.b**). « L'accélération sismique augmente instantanément. Le sol résiste à cette accélération et au moment où les sollicitations sismiques atteignent la construction, le sol et la construction se déplacent de leur position d'équilibre » L'endommagement dépend aussi de la durée des vibrations. « Si cette durée est courte, la résonance pourra ne pas avoir des effets catastrophiques ». [9] Celui-ci est le troisième type d'endommagement le plus répandu (**figure 1.9.c**). Il faut noter qu'on peut avoir trois formes de déformations des constructions soumises à l'action des sollicitations sismiques (**figure 1.10 : b, c, d**).

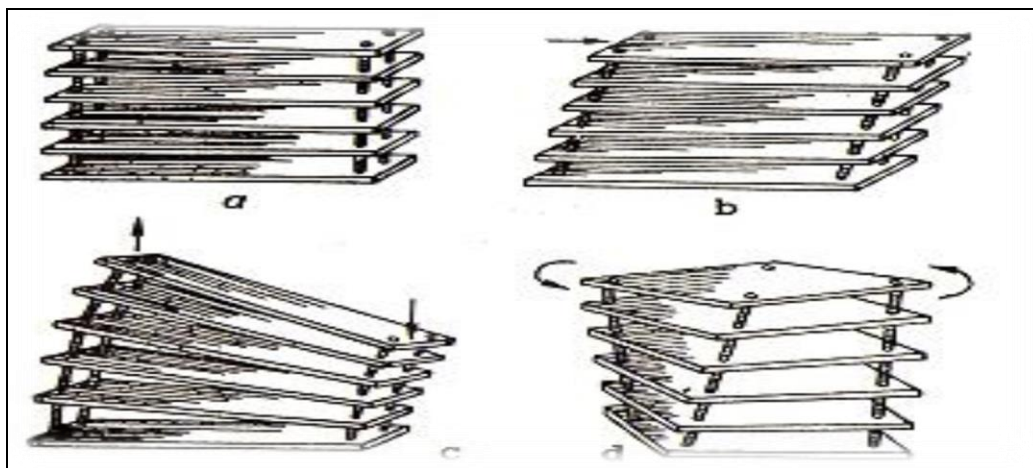


Figure 1.10 : Formes de déformations des structures pendant leurs vibrations ; a-repos, b-cisaillement, c-flexion, d-torsion. (BADDARI. K ; DJEDDI. M, 2002).

Il est donc clair que le comportement des structures lors d'un séisme (**figure 1.11**) est un problème qui reflète de la dynamique. Contrairement au vent qui génère des forces de pression

qui s'appliquent de manière directe sur l'ouvrage, les mouvements sismiques eux produisent des forces inertielles internes causées par la vibration des masses des différents éléments qui constituent la structure. L'expérience montre que chaque structure a son propre comportement et pour cause celui-ci dépend de plusieurs paramètres tels que la hauteur, la forme géométrique, la nature du site, l'emplacement géographique, mais aussi de paramètres dynamiques tels que la période de vibration, la rigidité, l'amortissement, la masse totale ...etc. Afin d'améliorer le comportement des structures dans les zones sismiques, il est nécessaire de prévoir des éléments de contreventement qui ont pour rôles de s'opposer aux actions horizontales générées par le mouvement du sol, et d'assurer la stabilité latérale des constructions. Le type de contreventement à mettre en place doit ainsi être choisi de manière judicieuse, et disposé suivant les directions principales. [9]

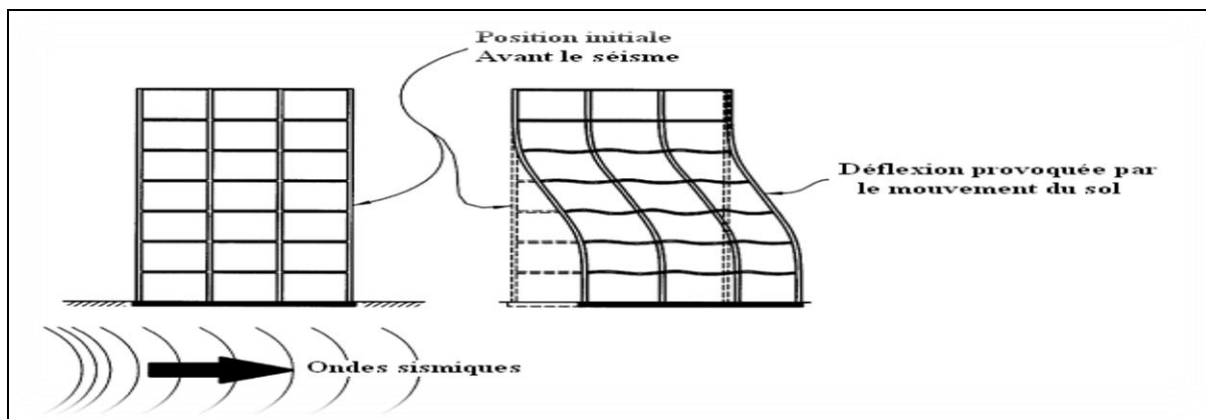


Figure 1. 11 : Comportement des structures durant un séisme.

1.11.1 Effet des oscillations horizontales sur les constructions

La rigidité latérale des bâtiments est plus faible que la rigidité verticale, leurs oscillations horizontales sont en général les plus dangereuses. Ils subissent des translations, des balancements et des déformations d'ensembles, qui se répercutent sur les divers éléments constructifs [10].

1.11.2 Domage dus aux cisaillements

Le cisaillement produit, généralement, des fissures en croix dans les murs en maçonnerie ou dans les panneaux de remplissages de portique (**Figure 1.12**), de même ce genre de fissures peut être observé aux angles des portes et de fenêtres. Les poteaux courts sont souvent endommagés par cisaillement à cause de leur rigidité. [11]

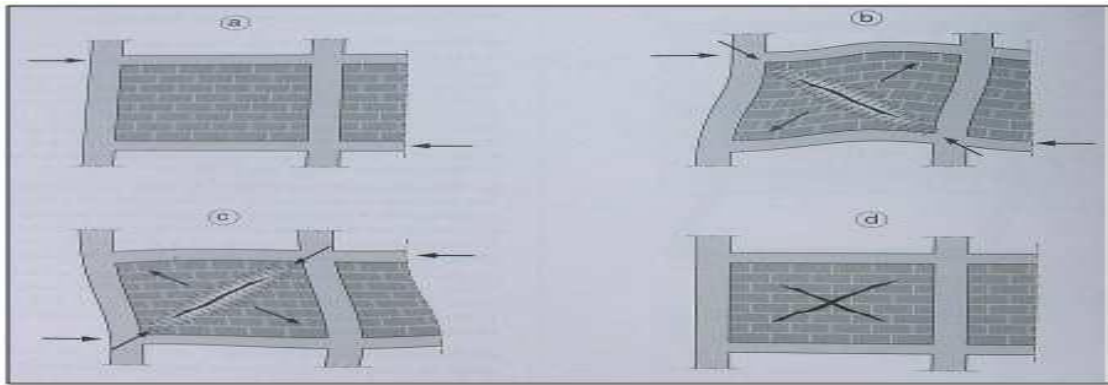


Figure 1. 12 : Rupture en diagonale Produite par cisaillement.

1.11.3 Déformation de flexion d'ensemble

La flexion produit des déformations engendrant des fissures dans les éléments tendus et le flambement ou l'écrasement des éléments comprimés. Les poteaux peuvent être délestés (baisse de résistance au cisaillement) sur la partie tendue, il peut se produire, également, des dommages sur les éléments non structuraux (par exemple les panneaux de façades). Les effets de flexion sont les plus importants dans le cas des bâtiments élancés (Figure 1.13). [11]

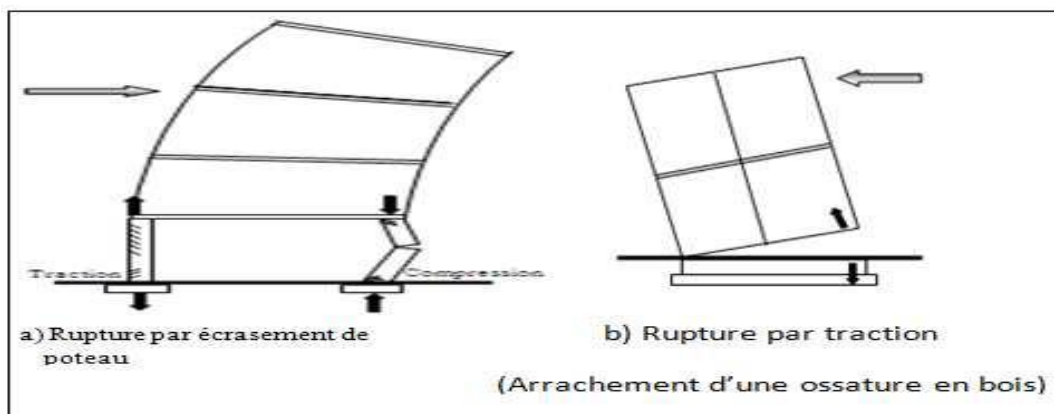


Figure 1. 13 : Flexion d'un bâtiment sous charges sismiques.

1.11.4 Effet P-Delta

L'excentricité des charges verticale, due aux déplacements relatifs des étages, provoque dans les murs et poteaux des efforts axiaux additionnels, ce phénomène est appel P-Delta. [10] (Figure 1. 14).

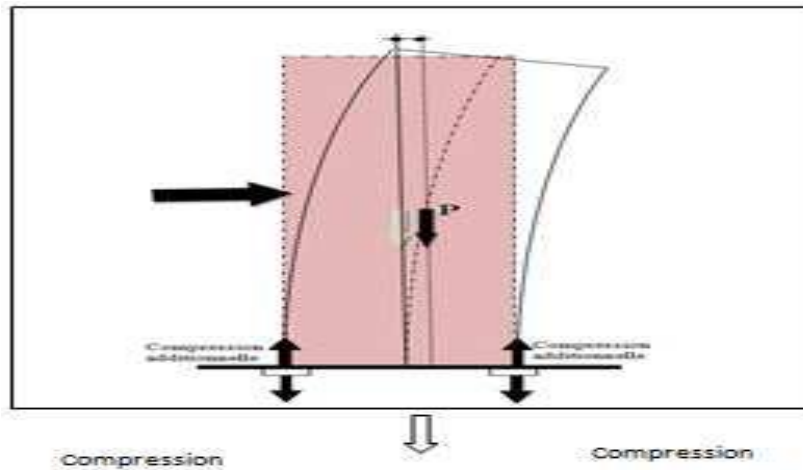


Figure 1. 14 : Effet P-Delta.

1.11.5 Balancement des constructions

Le balancement des constructions provoque des déformations inélastiques des sols réduisant ainsi leurs résistances, ils peuvent également avoir comme conséquences une inclinaison rémanente des ouvrages. [11]

1.11.6 Effets des oscillations verticales sur les constructions

Les oscillations verticales des constructions entraînent :

- ✓ Des oscillations dangereuses des éléments horizontaux de grande portée (tels que les poutres, les portes à faux, les consoles, etc.) et la concentration de contraintes sévères dans les éléments qui supportent.
- ✓ Le délestage des éléments.
- ✓ Un arrachement des éléments insuffisamment fixés et projections éventuelle des équipements posés si l'accélération des secousses est supérieure à celle de la pesanteur. Ainsi que le flambement des poteaux élancés (Figure 1. 15). [11]

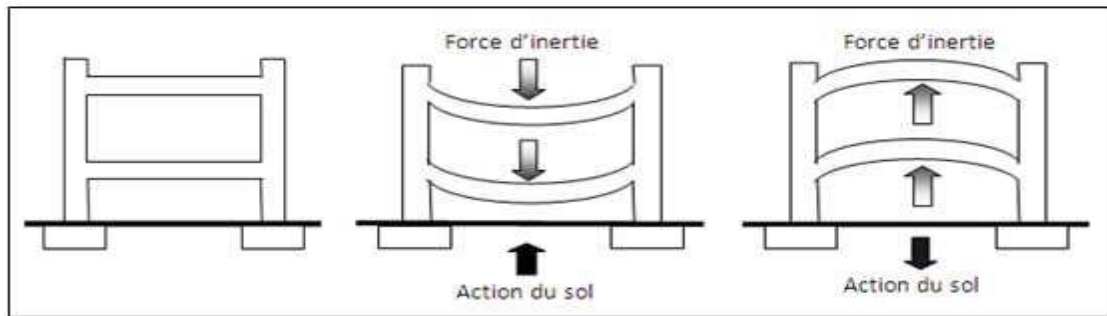


Figure 1. 15 : Oscillations verticales des constructions.

1.11.7 Effets des oscillations de torsion sur les constructions

La torsion se produit principalement dans le cas où le centre de gravité d'un niveau ne coïncide pas avec son centre de rigidité. Les effets de torsion sont importants dans le cas des bâtiments de forme irrégulière ou possédant un contreventement excentré. Lors d'un séisme, on peut envisager deux types de torsions qui se présentent : [12]

1.11.7.1 Torsion structurelle

Elle est due à l'asymétrie des éléments latéralement rigides (Figure 1.16).

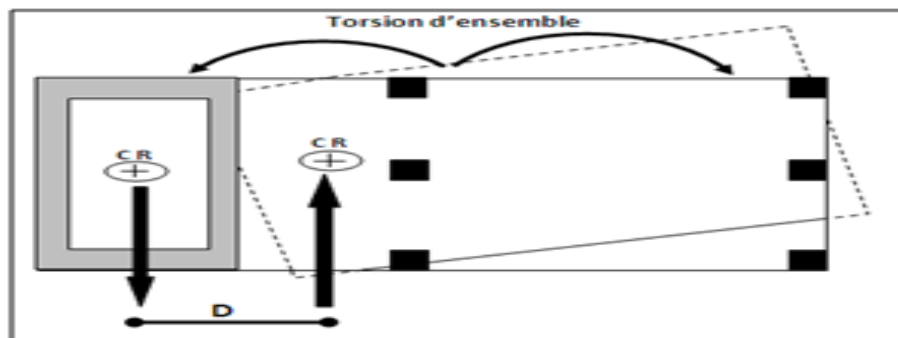


Figure 1. 16 : Torsion d'ensemble due à l'asymétrie des éléments latéralement rigides.

1.11.7.2 Torsion accidentelle

Elle est due au décalage entre les lignes d'actions et des réactions et qui est engendrée par :

- ✓ Des mouvements différentiels (horizontaux) du sol.
- ✓ La présence des charges temporaires (dans le cas des salles de cinémas, de théâtres, de conférences, etc.) ou le centre de masses change avec l'occupation des personnes.
- ✓ La modification des cloisons notamment s'ils sont rigides.
- ✓ La défaillance progressive des éléments constructifs.

La torsion d'ensemble entraîne la concentration des efforts sur les angles de bâtiments les plus éloignés du centre de torsion (Figure 1. 17).

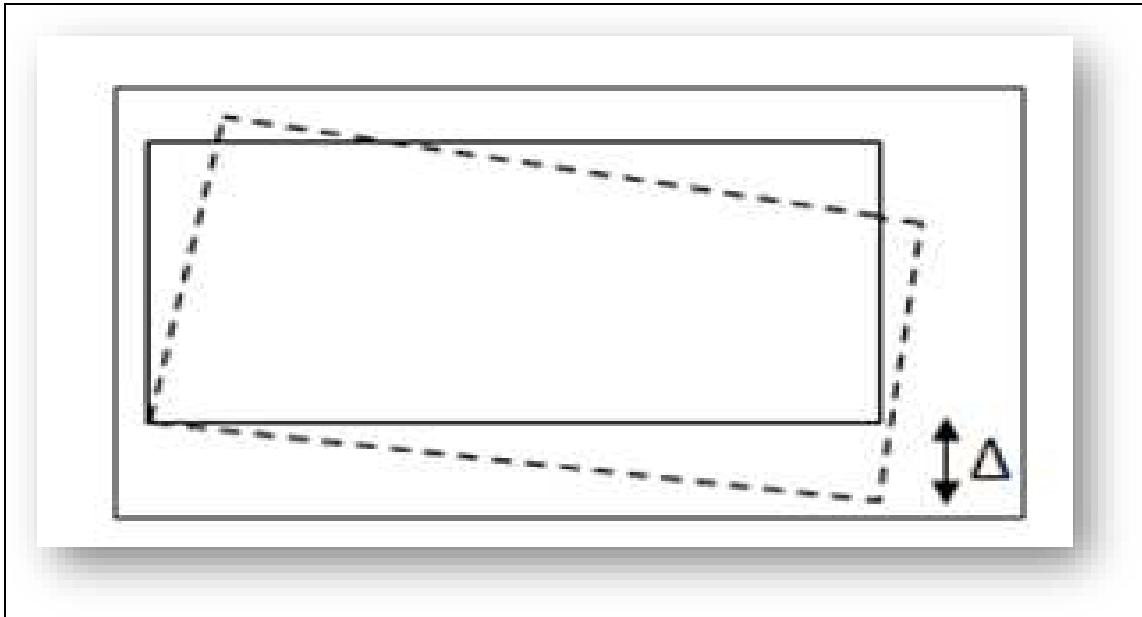


Figure 1. 17 : Torsion accidentelle.

1.12 Conception parasismique

Pour avoir une bonne tenue face aux séismes, une construction doit être conçue dès le départ de façon à pouvoir résister aux actions sismiques, en faisant le bon choix des éléments porteurs de la structure, du matériau à utiliser, du type de contreventement...etc. En effet, aussi poussés soient-ils, les calculs et le dimensionnement ne peuvent compenser à eux seuls les défauts de la conception sur le plan parasismique. Pour qu'une construction soit réellement parasismique, elle doit s'appuyer sur trois points fondamentaux : [9]

- Bonne conception architecturale vis-à-vis des séismes.
- Application des règles parasismiques.
- Exécution de qualité.

1.13 L'aléa sismique et le risque sismique

Le risque sismique se définit comme la multiplication entre l'aléa sismique et la vulnérabilité des biens exposés à ce dernier.

$$\text{Risque sismique} = \text{Aléa sismique} * \text{Vulnérabilité sismique}$$

1.13.1 L'aléa sismique

C'est la possibilité pour un site ou une région de subir une secousse sismique de caractéristiques données celles-ci dépendent : de la périodicité du séisme, de la localisation de

l'épicentre, de la profondeur du foyer, du type de mouvement, et de l'énergie développée (magnitude). [9]

1.13.2 La vulnérabilité

« Selon la définition de l'ONU, la vulnérabilité est le degré de perte (de 0% à 100%) résultant d'un phénomène susceptible d'engendrer des victimes et des dommages matériels ». [13]

1.13.3 L'évaluation de l'aléa sismique

Il n'y a pas de protection efficace sans connaissance du danger. Si on ne peut agir sur l'aléa il faut tout mettre en œuvre pour améliorer sa connaissance. Pour savoir si un séisme important peut se produire dans une région, une première étape possible est d'installer un réseau de sismographes autour de cette région et d'enregistrer la sismicité c'est à dire toutes les secousses même minimales qui se produisent dans cette zone. Afin de connaître au mieux cette sismicité mais aussi d'estimer la magnitude maximale possible et la récurrence des séismes. Pour cela, le mieux est de faire des observations sur de très longues périodes qui doivent être d'autant plus longues que la sismicité de la zone est modérée (**figure 1.18**). Cependant, enregistrer l'activité sismique pendant dix ans sans que rien ne se produise ne signifie pas qu'aucun séisme important ne se produira à plus long terme, dans 50 ou 100 ans. [14]

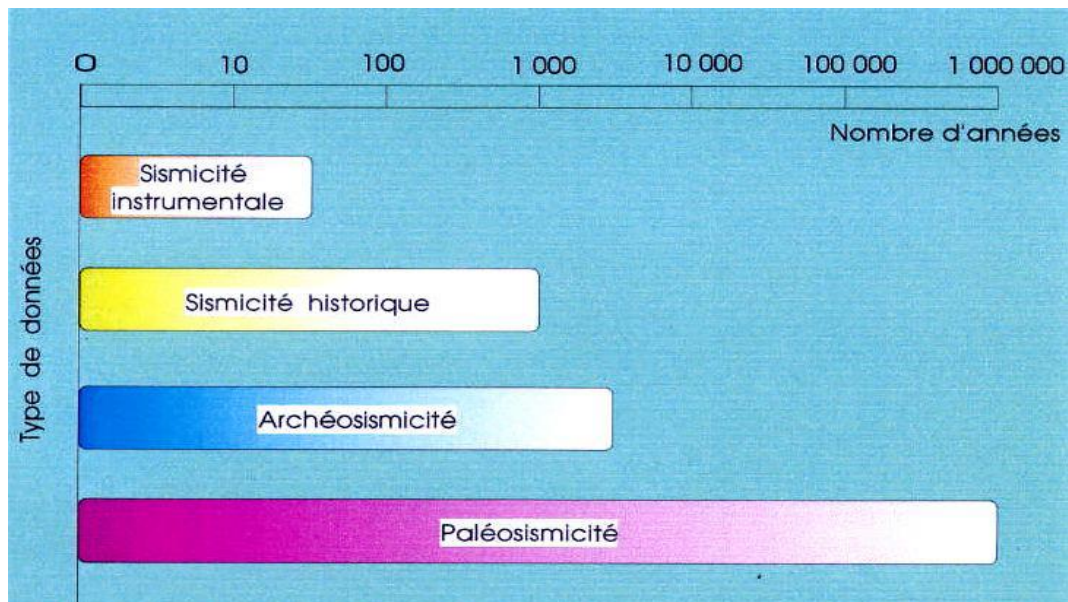


Figure 1. 18 : Périodes couvertes par les différents types de données contribuant à l'évaluation de l'aléa sismique à long terme. (Levret. A, 2003).

Pour évaluer l'aléa, les scientifiques essayent de retrouver la trace de séismes anciens en travaillant en collaboration étroite avec des historiens. Ce travail permet d'évaluer la « **sismicité historique** », il s'agit de faire une étude de la sismicité à partir des archives historiques, de l'analyse des textes des documents historiques disponibles, soit sur une période d'environ mille ans. Parfois, l'aide d'un archéologue peut s'avérer utile, on parle alors « d'**archéosismicité** ». Les traces laissées dans les vestiges archéologiques ou sur le bâti ancien complètent les données quand les sources écrites font défaut. En plus de ces disciplines, les scientifiques sont parfois obligés d'utiliser les marques laissées dans la nature par les séismes anciens, c'est une discipline appelée « **paléosismicité** ». « La paléosismicité consiste à reconstituer l'histoire sismologique d'une région sur la plus grande période possible, souvent de l'ordre du 1000 ou de 10000 années ». [14]

1.14 Vulnérabilité sismique des constructions

L'efficacité d'un plan d'urgence ou de réponse à un séisme vient du fait que les bâtiments puissent être capables de résister à un effondrement en cas de secousse. En ce sens, le risque sismique dans une certaine zone est lié au comportement des structures. En général, le risque sismique se caractérise par sa variation dans le temps, il est fonction non seulement de la zone de sismicité mais aussi de la densité de la population, du niveau du développement économique et des moyens mis en œuvre pour résister à une crise post-sismique. Naturellement, la catastrophe sera d'autant plus grande que le séisme soit plus ou moins proche d'un centre urbain, ou bien que son intensité soit plus ou moins importante, tout comme la densité de la population et le niveau social de la ville. Cela représente donc plusieurs facteurs à considérer.

Les mesures de prévention contre les effets d'un possible désastre sismique doivent être prises en considération de la part des collectivités territoriales ou locales. Ces mesures auraient pour objectif la réduction du risque sismique, et empêcher un impact négatif qu'aurait un tremblement de terre sur le développement économique.

Tous les centres urbains situés dans des zones de sismicité importante sont sujets à de tels risques en cas d'un séisme. La connaissance de ces risques est primordiale à l'heure d'établir un plan d'urgence. C'est pourquoi la vulnérabilité sismique des bâtiments existants joue un rôle important puisque c'est à partir de cette étude que des mesures et un plan d'urgence pourraient être établis. Une étude de la vulnérabilité sismique des bâtiments doit permettre l'évaluation de la vulnérabilité intrinsèque de la résistance des bâtiments mais aussi doit permettre d'estimer

l'impact qu'aurait la dégradation de tel ou tel bâtiment si celui-ci fait partie des bâtiments dits « stratégiques ». [15]

On peut définir alors La vulnérabilité d'une construction comme étant le rapport du coût des dommages attendus pour un séisme d'une intensité donnée au coût de la construction, exprimé en pourcentage. Elle est pratiquement nulle pour les séismes d'intensité inférieure à VI, qui n'entraînent pas de dommages aux bâtiments. Pour les séismes d'intensité XI et XII, la vulnérabilité des constructions non parasismique est égale à 100% [16].

1.14.1 Les facteurs de vulnérabilité

L'observation des dégâts subis par les structures lors des séismes, a permis d'identifier les principaux paramètres influençant la vulnérabilité des structures. Ces facteurs sont les suivant :

- Le type de construction, en premier lieu le matériau de construction mais également le type de contreventement
- La hauteur (un nombre d'étage entre 3et8 étage est généralement critique)
- Une irrégularité verticale de la stabilisation, par exemple un étage souple au niveau du RDC
- Une irrégularité en plan
- Le sol et les fondations (amplification dans les sols mous et liquéfaction)
- L'exécution (qualité des détails constructifs et normes en vigueur lors de la construction).
- L'état des bâtiments (ses dégradations éventuelles) [15].

1.15 Influence de la forme des bâtiments sur leur comportement

La forme des bâtiments et la répartition des différents éléments qui les constituent ont un indice important sur le comportement sous charges sismiques. Le concepteur devrait rechercher la simplicité et une bonne régularité dans les formes, dans la répartition des masses et des éléments apportant une rigidité, de manière à limiter l'amplitude des déformations provoquées par les secousses et la concentration d'efforts sur certains éléments structuraux.

Lors d'un séisme, cette régularité sera un facteur déterminant de bon comportement, permettant aux différentes parties du bâtiment d'osciller en place. Les oscillations différentielles sont une source de dommages structuraux et non structuraux.

En outre, un bâtiment de forme très irrégulière entraîne un coût de protection parasismique élevé, tout en donnant lieu à un comportement peu favorable à la résistance aux séismes. [17].

1.15.1 Description géométrique des structures irrégulières

➤ Les structures irrégulières ne possèdent pas d'axes de symétrie (asymétriques), ou bien possèdent un seul axe de symétrie (**figure 1.19**).

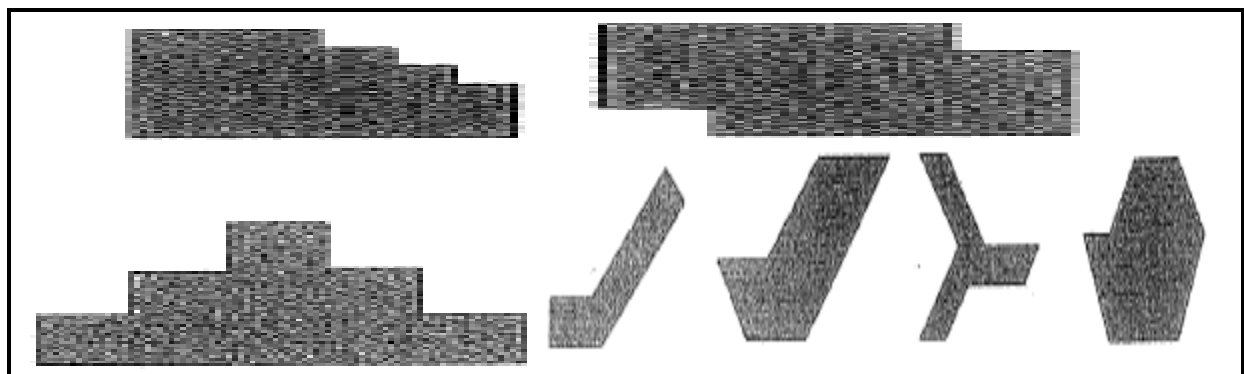
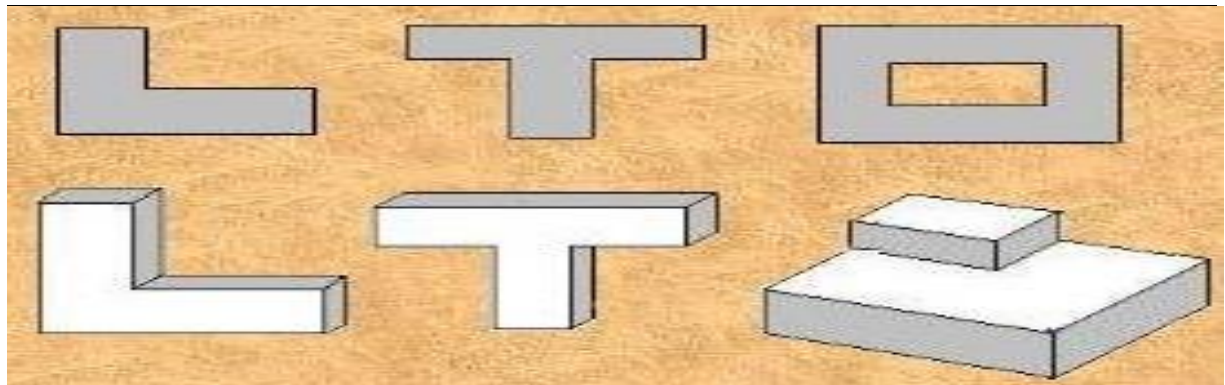


Figure 1. 19 : formes géométrique des structures irrégulières.

➤ Les formes non symétriques sont défavorables car leur résistance à la torsion selon un axe vertical est largement inférieure à celle des bâtiments de forme compacte et symétrique (**figure 1.20**).

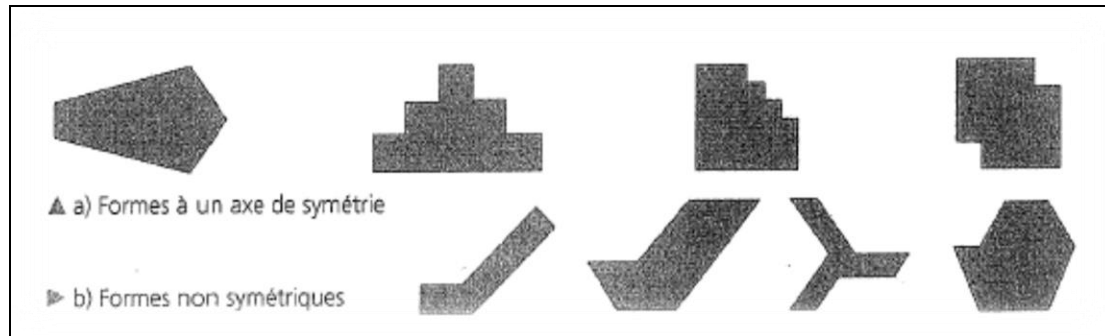


Figure 1. 20 : Formes défavorables.

1.16 Comment améliorer le comportement dynamique des bâtiments, tout en conservant une configuration d'apparence irrégulière

1.16.1 Forme en plan

Symétrie en plan :

Les bâtiments exposés à une torsion d'axe vertical lors des séismes peuvent subir de graves dommages. La forme des bâtiments peut être à l'origine d'une torsion lorsqu'elle conduit à des dimensions horizontales (profondeurs) différentes au sein d'un même bâtiment. Les parties du bâtiment ayant une profondeur plus faible que les parties voisines se déforment davantage sous l'action des forces horizontales et vrillent autour des zones plus rigides. (Figure 1. 21). [17]

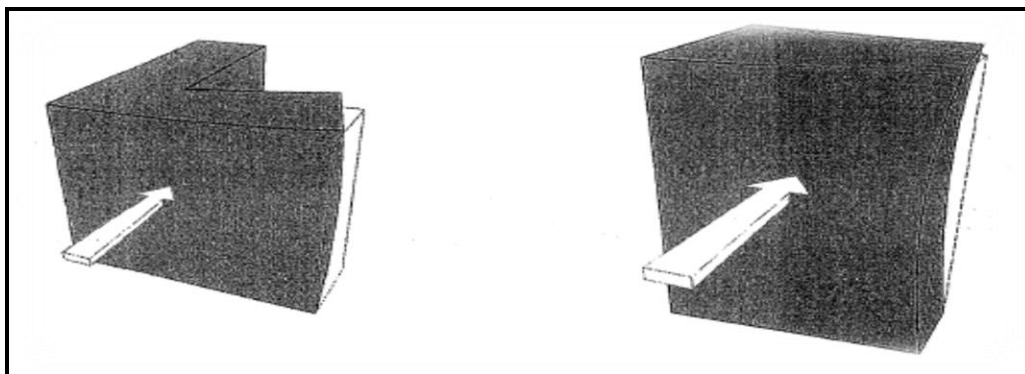


Figure 1. 21 : Torsions d'ensemble.

La torsion d'axe vertical peut être réduite en rigidifiant les zones <flexibles> (par des voiles en béton par exemple), ou en optant pour une symétrie du plan selon deux axes ou plus (figure 1. 22).

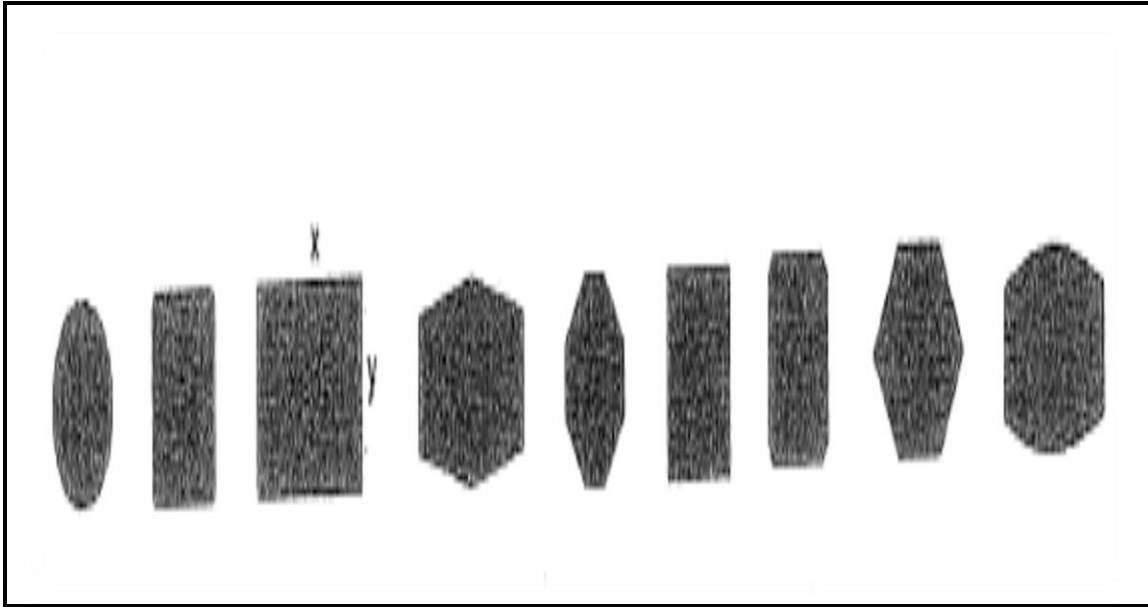


Figure 1. 22 : Torsions d'ensemble.

Simplicité du plan :

Les bâtiments comportant des angles rentrants (hormis ceux qui résultent de la modénature des façades) sont considérés comme irréguliers (**figure 1.23**). Ces angles sont à la jonction de deux parties ayant des rigidités différentes dans une même direction horizontale. La différence des rigidités induit des oscillations différentielles entraînant des concentrations de contraintes, qui sont le siège de dommages (**figure 1. 24**). Afin de remédier à cette situation, trois démarches sont possibles :

- ✓ Opter pour des formes ne comportant pas d'angles rentrants (**figure 1.22**) ;
- ✓ Simplifier la forme en plan (**figure 1.23b**) ;
- ✓ Fractionner le bâtiment en volumes simples par des joints parasismiques (**figure 1.23a**).

Toutefois, le coût de ces joints est élevé et ils ne constituent qu'un remède à une situation peu favorable. Pour les bâtiments élèves, la largeur requise pour les joints devient importante car les blocs adjacents ne doivent pas s'entrechoquer. Dans ce cas, il vaut mieux opter pour des solutions qui ne nécessitent pas de joints [17].

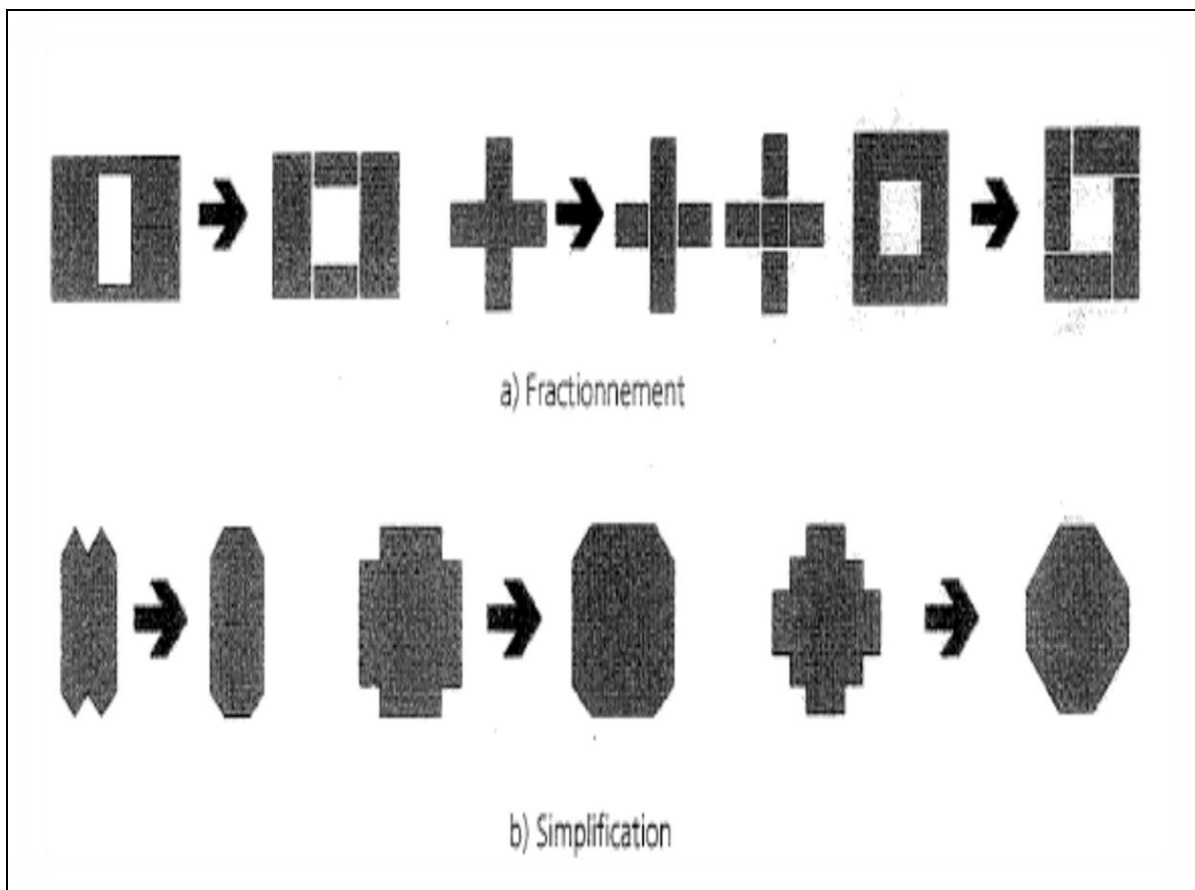


Figure 1. 23 : Diverses solutions pour remédier au problème des angles rentrant.

1.16.2 Forme en élévation

Symétrie et simplicité des formes en élévation :

Les formes irrégulières en élévation donnent lieu à des oscillations différentielles. Les parties de bâtiment de volume ou de hauteur distincts vont osciller selon des fréquences différentes et les éléments qui les associent pourront être soumis à des efforts de sens contraire, qui les associent pourront être soumis à des efforts de sens contraire, qui sont souvent à l'origine de dommages graves (**figure 1.24**).

En effet, les oscillations différentielles entraînent des concentrations de contraintes en pied des retraits (angles rentrants) d'autant plus grandes que le retrait est important. L'inconvénient des retraits peut être réduit en optant pour une variation progressive des dimensions ou par des joints parasismiques lorsqu'ils sont envisageables (possible) (**figure 1.25**) [17].



Figure 1. 24 : dommage dus à la présence de niveaux en retrait.

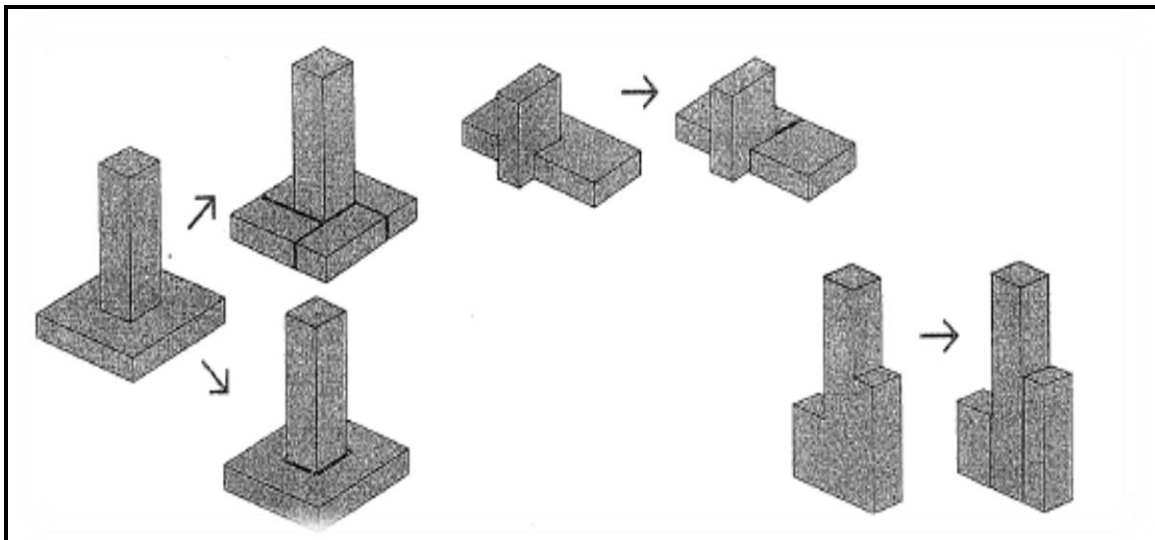


Figure 1. 25 : : différentes possibilités de fractionner un immeuble de forme irrégulière.

1.16.3 Rapport longueur /largeur en plan

Pendant un séisme, le sol ne déforme pas d'une façon uniforme d'un point à l'autre. En plus des mouvements d'ensemble, on observe des déplacements différentiels. Sur une grande distance, ces déplacements peuvent être notables et soumettre les ouvrages à des sollicitations supplémentaires qui favorisent l'apparition de dommages.

Il est donc souhaitable de ne pas dépasser le rapport de $L/l < 4$ entre la longueur et la largeur du bâtiment ou de fractionner le bâtiment par des joints parasismiques (figure 1.22.et 1.26).

[17]

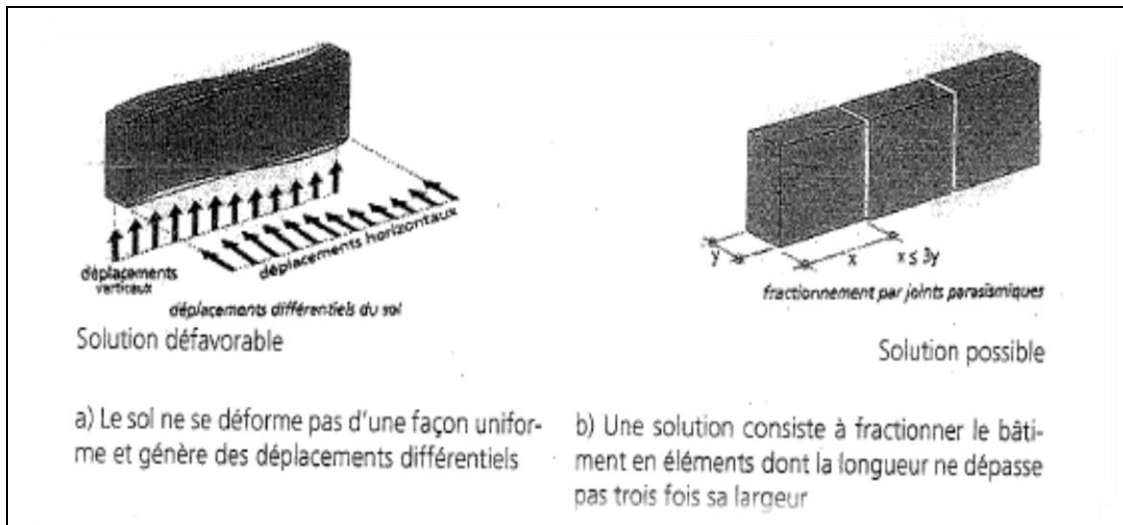


Figure 1. 26 : bâtiment de grande longueur.

1.16.4 Joints parasismiques

Solutions permettant de corriger les conséquences de l'asymétrie de la forme des bâtiments. Les configurations asymétriques peuvent, dans de nombreux cas, être fractionnées en volumes simples par des joints parasismiques (figure 1.27). [1]

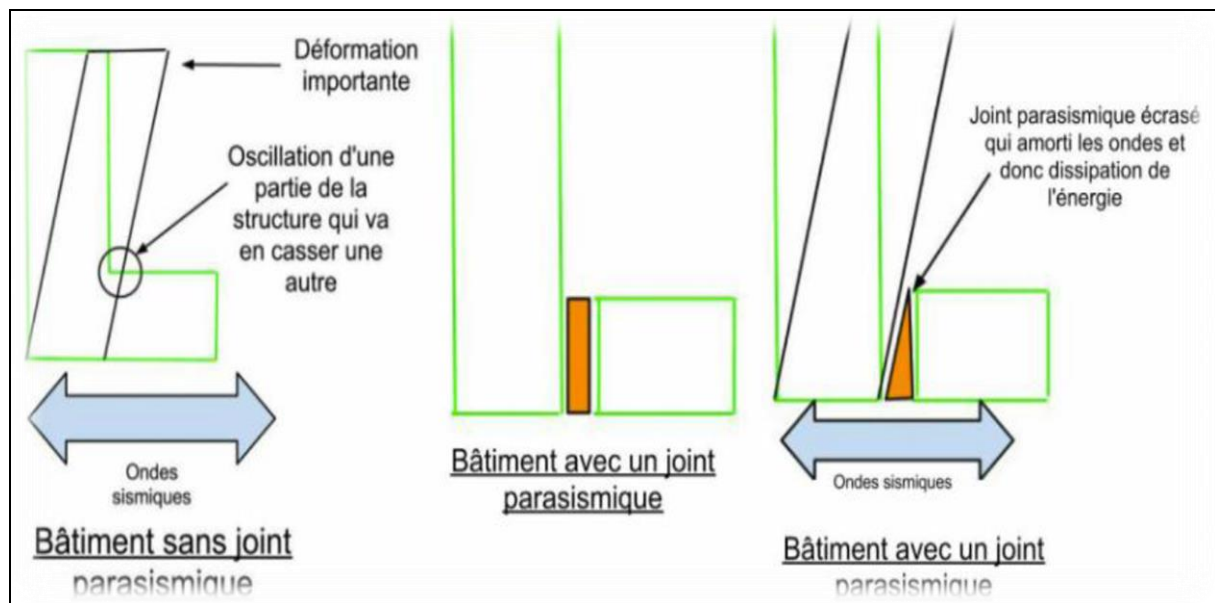


Figure 1. 27 : utilisation des joints parasismiques.

1.16.4.1 Caractéristiques des joints parasismiques

Les joints doivent être :

- ✓ Vides de tous matériaux ; cette disposition peut entraîner des difficultés d'exécution ;
- ✓ Suffisamment larges pour éviter tout entrechoquement les blocs adjacents sous charge sismique de calcul, avec un minimum de 4cm en zones Ia, Ib, et de 6cm en zones II, III du zonage sismique de la France (décret du 14mai 1991) ;
- ✓ Rectilignes, sans décrochement.

Il est à noter que tous les joints de gros œuvre (joints de dilatation ou de tassement) doivent respecter ces caractéristiques.

Les bâtiments ne présents pas d'angles (forme générale arrondie) montrent le plus souvent un excellent comportement sous séisme si toutefois ils ne comportent pas d'ouvrages en maçonnerie traditionnelle (briques, bloc de béton, ...). Ces derniers sont sujets, sous l'action sismique, à un éclatement hors plan.

Chapitre 2 :
***LES VOILES DE
CONTREVENTEMENT***

CONTREVENTEMENT

2.1 Introduction

Le bon fonctionnement des ouvrages et des structures est devenu un souci permanent des constructeurs et des chercheurs du domaine des constructions et de génie civil. A l'état actuel, les considérations d'adaptation au service et de durabilité ont une importance particulière.

Pendant un séisme, une construction reçoit des charges horizontales qui, comme les charges verticales doivent être transmises jusqu'au sol d'assise de la construction.

Les ouvrages doivent en général comporter des contreventements dans au moins les deux directions horizontales. Ces contreventements doivent être disposés de façon à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer leur stabilité
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations
- Minimiser les effets de torsion

Plusieurs experts ont préconisé le développement des structures en voile en béton armé en zone sismique, en mettant en avant la bonne tenue de ces constructions lors du séisme de Boumerdès.

Dans ce chapitre, nous exposons les différents types de contreventement et nous nous intéressons particulièrement aux voiles en béton armé, en définissant les différents types existants ainsi que leurs caractéristiques géométriques et mécaniques.

2.2 Systèmes de contreventement

C'est des systèmes structurels constitués d'éléments assurant la rigidité et la stabilité vis-à-vis des forces horizontales (les séismes) et verticales. On distingue deux catégories de contreventement :

2.3 Types de contreventement

Dans le cas d'une construction parasismique, le contreventement comporte obligatoirement deux familles d'éléments pour permettent d'assurer une stabilité horizontale et verticale de la structure : [18]

- Contreventement **horizontal** (diaphragme) ;
- Contreventement **vertical** (portiques, murs, etc...).

2.3.1 Le contreventement des plans horizontaux

Il permet de transmettre et répartir les actions latérales subies par la construction (et ses charges de fonctionnement) sur les éléments de contreventement verticaux. [18]

2.3.2 Les éléments du contreventement verticaux

Ils doivent résister, pour chaque niveau de la construction, aux efforts horizontaux dans leur plan et assurer la descente des charges vers les fondations.

Pendant un séisme, la structure reçoit des charges horizontales qui, comme les charges verticales, doivent être transmises jusqu'au sol d'assise de la construction par les éléments résistants (travaillant en flexion ou en cisaillement). On distingue plusieurs types de systèmes structuraux, alors on se limite dans cette étude bibliographique à ces deux systèmes :

- ✓ Structures en portiques auto-stables
- ✓ Structures mixtes. [18]

2.3.2.1 Structures en portiques (poteaux-poutres)

Ce sont des structures pour lesquelles les charges dynamiques horizontales passent par les mêmes éléments de la structure que les charges statiques verticales. Généralement, dans les zones de moyen à faible sismicité, les bâtiments en béton armé se composent de portiques auto stables tridimensionnelles, qui sont liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales. [19]

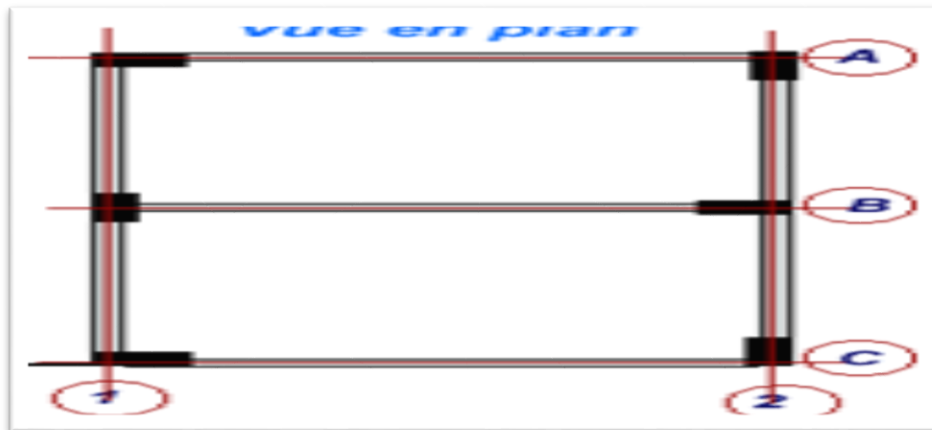


Figure 2. 1 : structure en portiques (poteaux-poutres).

Le contreventement par portique conçu et réalisé de manière habituelle est très vulnérable aux séismes. En cas de séisme fort, le béton qui se trouve dans les zones les plus sollicitées de la structure (nœuds) éclate. [20]



Figure 2. 2 : Éclatement de zones critiques aux extrémités



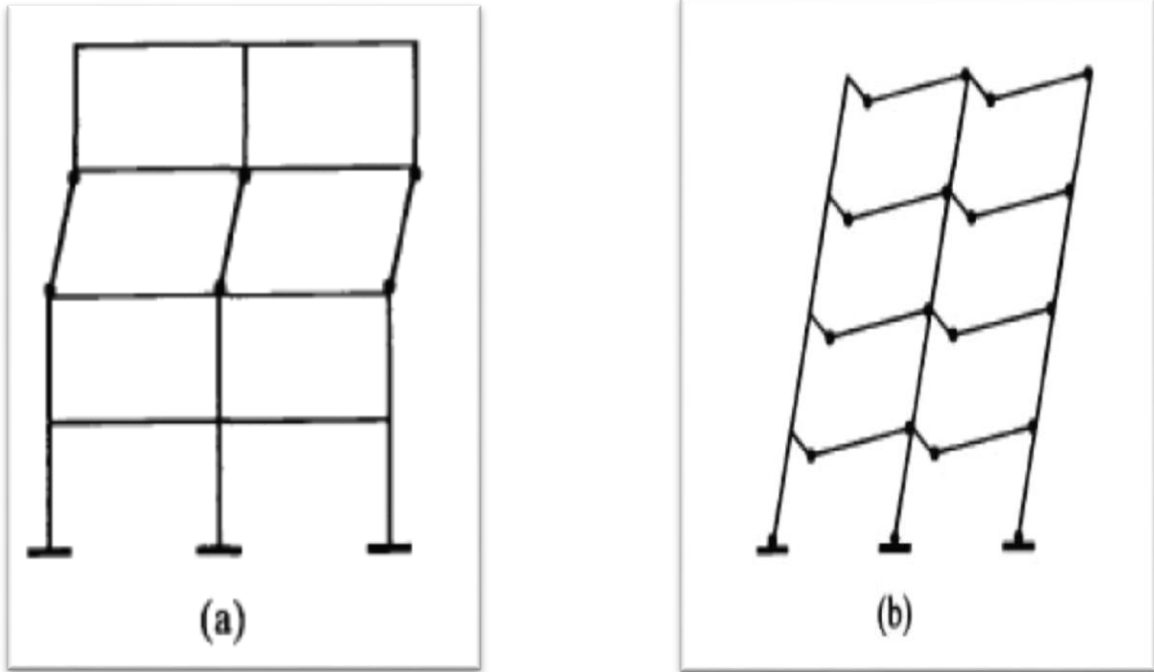
Figure 2. 3 : Dislocation des sections des poteaux poutres

2.3.2.1.1 Comportement des portiques auto-stables sous chargement sismique

L'ossature (poteaux-poutres) c'est le type commun de construction, et l'élément de base pour résister aux charges sismiques, sera endommagée suite au chargement latéral développée dans les éléments structuraux et aux effets de leur interaction avec le remplissage.

Dans ce type de structure, il est prévu que le comportement ductile se manifeste par la formation de rotules plastiques par flexion dans les poutres et rarement par formation de rotules plastiques en cisaillement dans l'âme des poteaux ou par combinaison de mécanismes de dissipation d'énergie [FEMA 350, 2000].

En raison de leur souplesse inhérente, lorsque ces structures seront soumises à des mouvements sismiques importants, ces dernières peuvent développer d'importants déplacements relatifs d'étages. D'autres types de dommages sont liés au développement des efforts de cisaillement dans les panneaux d'âme des poteaux, soumis à subir de grandes déformations localisées dans les ailes des poteaux résultant d'importants déplacements relatifs d'étages. Ce type de dommages a été observé à la suite de plusieurs événements sismiques importants. [21]



(a) étage souple

(b) mécanisme global d'effondrement

Figure 2. 4 : Mécanisme de ruine.

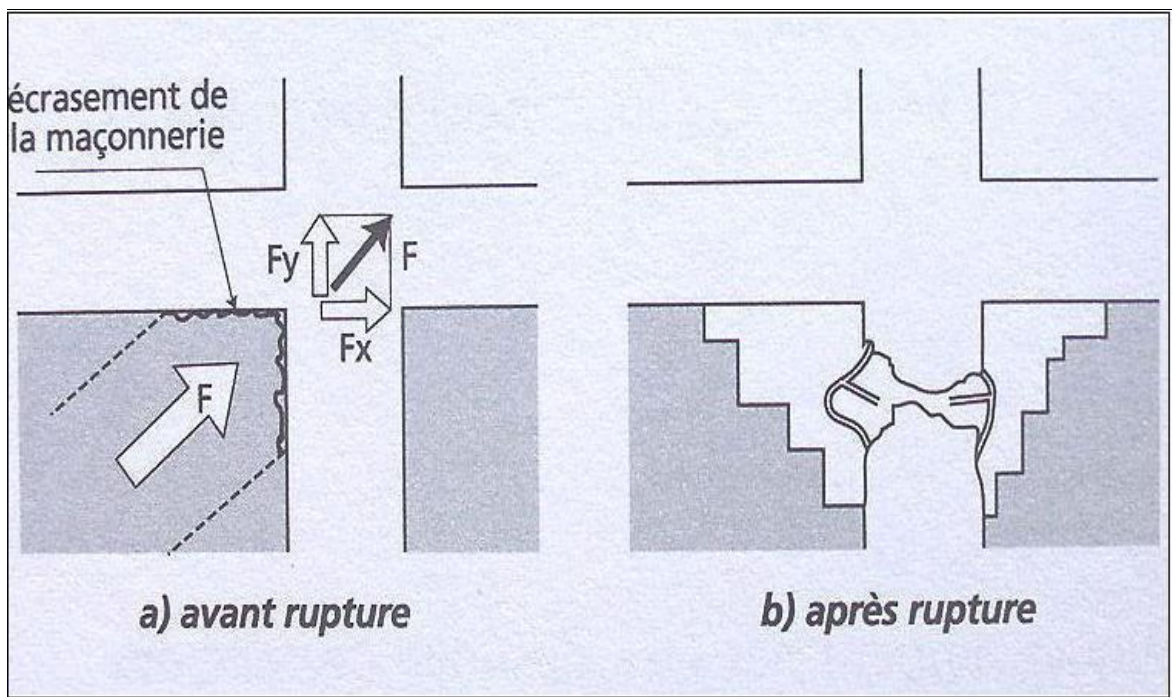


Figure 2. 5 : Mécanisme de rupture de l'ossature en béton armé sous l'effet de son interaction avec son remplissage en maçonnerie.



Figure 2. 6 : La propagation des fissures diagonales vers les nœuds du cadre (remplissage assez rigide). Ces dégâts sont de degré 4.

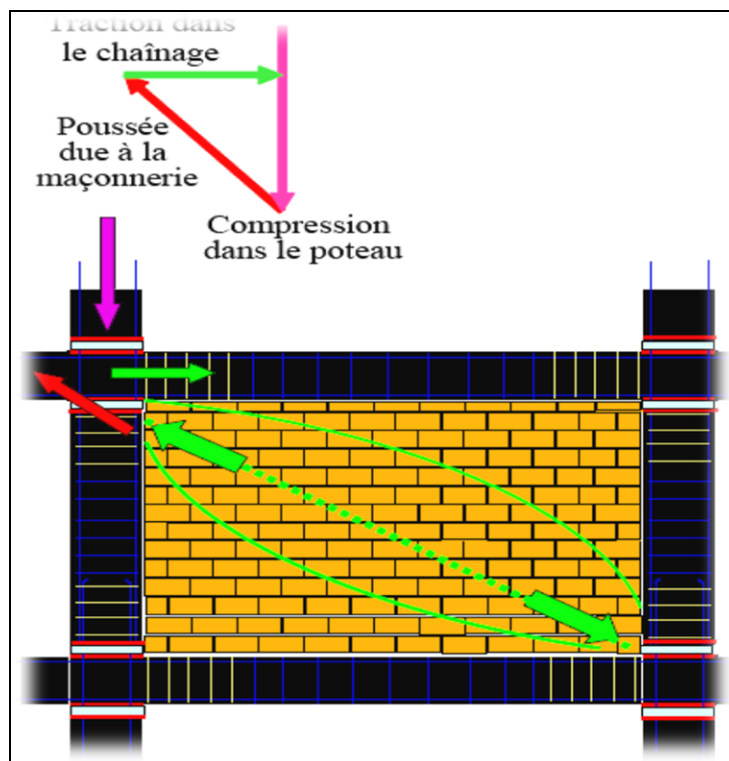


Figure 2. 7 : Cisaillement induit par les cloisons de remplissage.



Figure 2. 8 : endommagement de remplissage causant le cisaillement des poteaux.

2.3.2.2 Structure mixte (portique + voile)

La meilleure façon de rendre les bâtiments en poteaux-poutres parasismiques, est de les contreventer par des voiles en béton armé. Les voiles deviennent ainsi la structure principale, dont le rôle est de résister aux forces horizontales [20]. La nomination d'un système de contreventement par un système mixte est donnée aux bâtiments formés par une interaction portiques - voiles en béton armé. Généralement, les voiles supportent la majorité des charges sismiques et une partie des charges verticales (au plus de 20%), cependant les portiques supportent le reste des charges horizontales et verticales leur revenant. Aujourd'hui, la majorité des constructions en zone sismique emploie largement ce type de contreventement [18].

Dans tous les cas, ces efforts doivent être repris par des fondations appropriées. Les éléments de contreventement doivent être disposés de manière à :

- ✓ Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer leur stabilité.
- ✓ Transmettre directement les efforts aux fondations.
- ✓ Minimiser les effets de torsion.

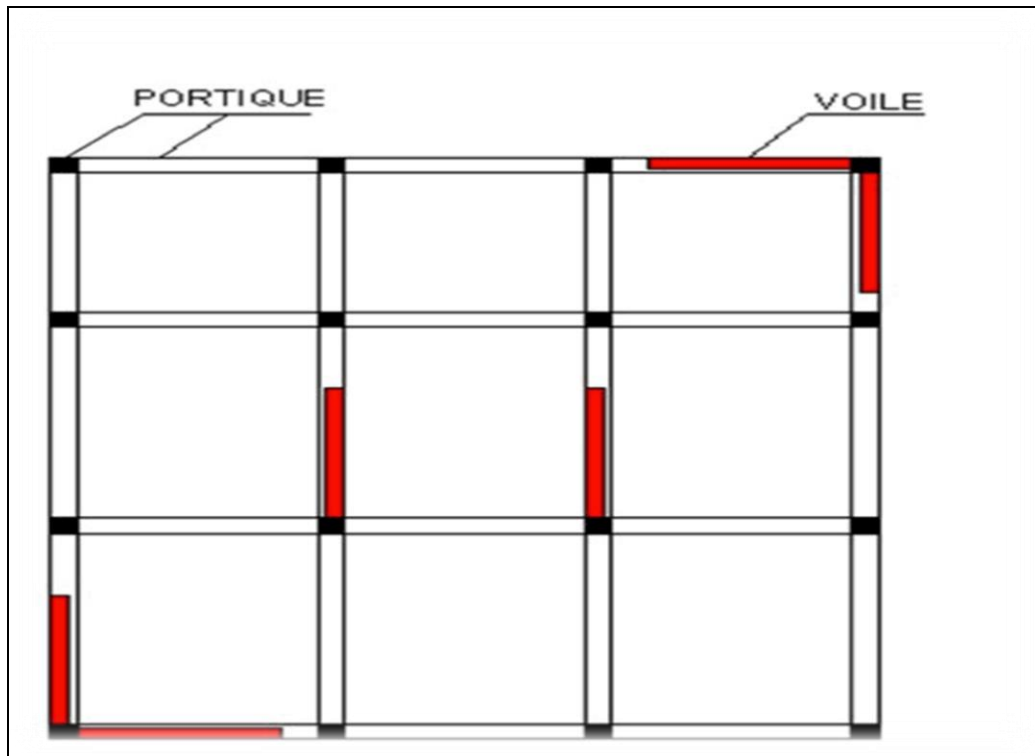


Figure 2. 9 : structures mixte (portiques + voiles).

2.3.2.2.1 Comportement des structures mixtes (portiques – voiles) sous chargement sismique

Les structures mixtes possèdent un excellent comportement sous l'action sismique lorsque les voiles sont répartis symétriquement dans les deux directions principales. Ils peuvent former un ou plusieurs noyaux rigides ou être placés en façade, ce qui est plus efficace, plus particulièrement lorsqu'ils sont situés dans les angles. Les structures mixtes possèdent deux lignes de défense. Lors d'un séisme, dans un premier temps, les voiles reprennent la quasi-totalité des charges latérales [22] grâce à leur rigidité. Après la formation de grandes fissures, leur rigidité diminue et une plus grande part des charges se reporte sur les portiques, dont la ductilité devrait prévenir la rupture.

En outre, les déformations des voiles sont minimales en pied de la structure, où celles des portiques sont maximales. Au sommet de l'ouvrage, c'est le contraire. L'interaction des voiles et des portiques est donc très favorable, à condition toutefois que les assemblages poutres-voiles soient ductiles et acceptent donc une déformation significative avant la rupture. [23]

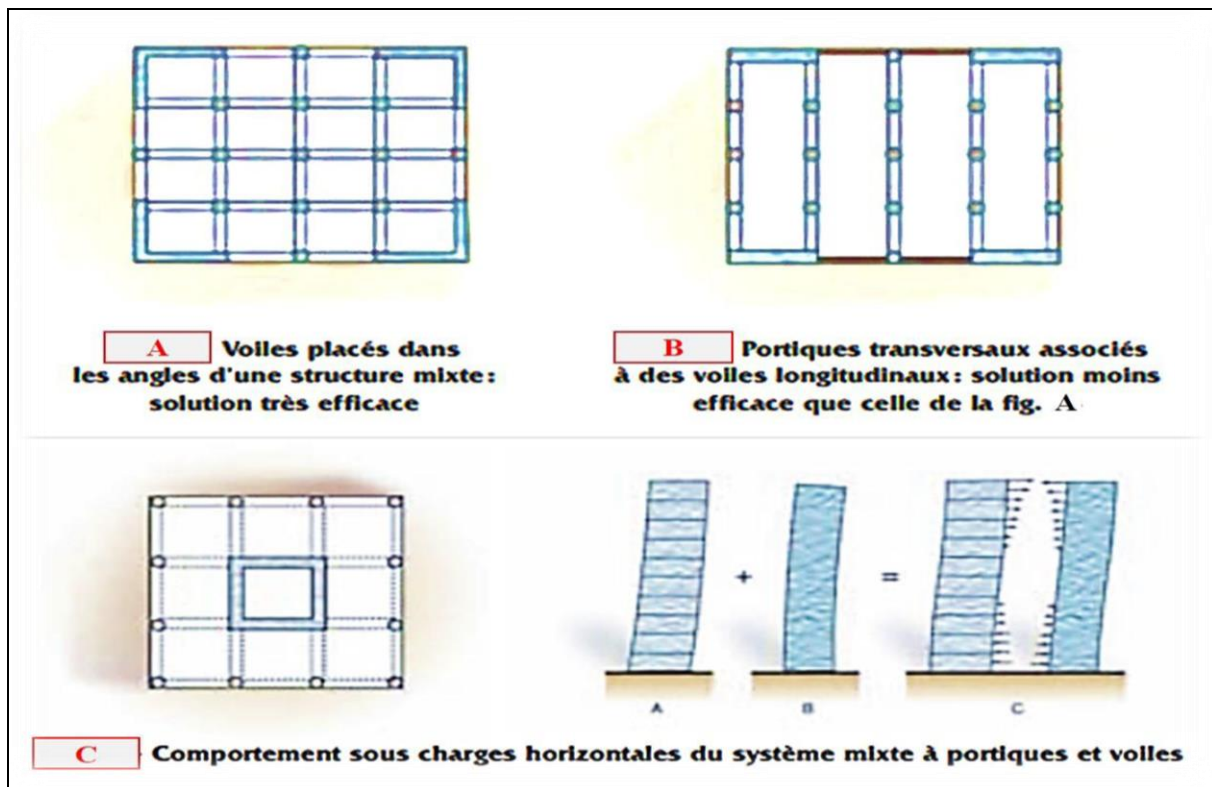


Figure 2. 10 : Comportement des voiles.

2.4 Les voiles en béton armé

Les voiles ou murs de contreventement ; en anglais « **shear-wall** » peuvent être généralement définis comme des éléments verticaux à deux dimensions dont la raideur hors plan est négligeable. Dans leur plan, ils présentent généralement une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leur plan, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres murs ou par des portiques. [24] [25]

Le mur en béton peut être considéré comme un élément voile lorsque son épaisseur « a » est au moins égale à 4 fois la longueur « l ». [1]

2.4.1 Classification des types de voiles

On distingue plusieurs types de voiles : [26]

- Voile pleine où -voile sans raidisseur (**Figure 2.11a**)
- Voile avec raidisseur (**Figure 2.11b**)
- Voile avec une seule file d'ouverture (**Figure 2.11c**)
- Voile avec plusieurs files d'ouvertures (**Figure 2.11d**)

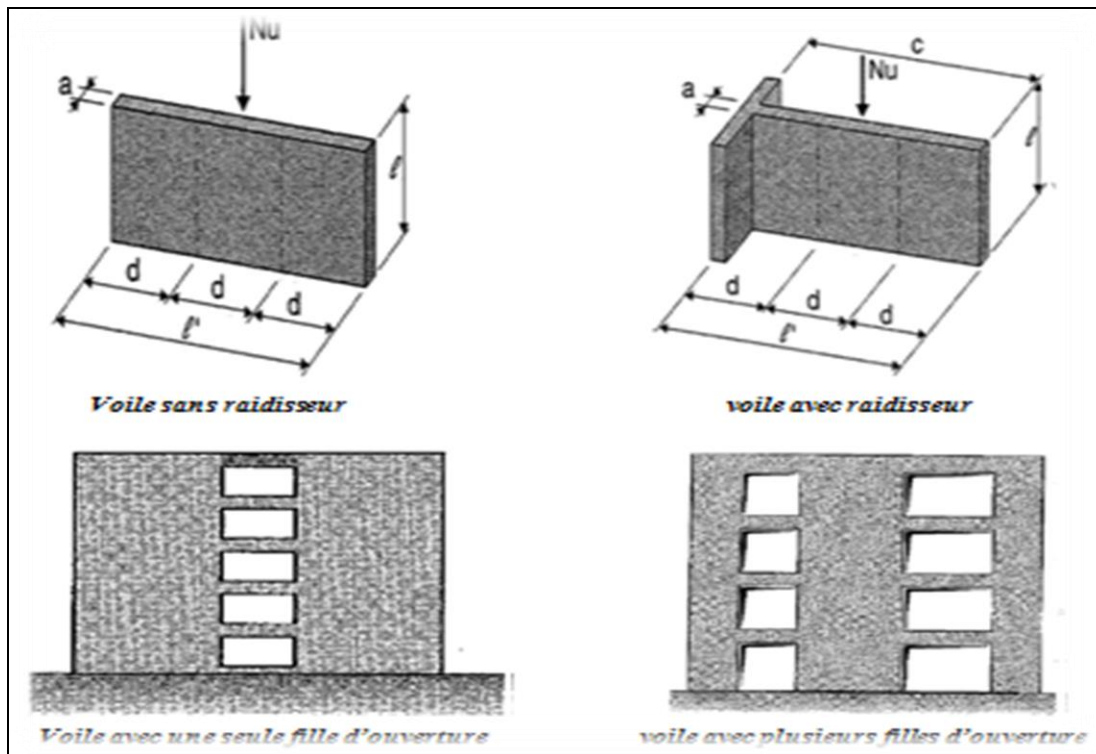


Figure 2. 11 : Différent type des voiles.

2.4.2 Classification des structures avec voiles

Vue la grande variété des constructions à voiles de contreventements, on peut fournir une classification pratique de ces constructions. A cet égard, trois grandes catégories peuvent être rencontrées : [26]

- 1) structures « mixtes » avec des murs porteurs associés à des portiques (**Figure 2.12**),
- 2) structures à noyau central (**Figure 2.13**),
- 3) structures uniquement à murs porteurs (**Figure 2.14**).

- Le type des voiles illustré dans la (**Figure 2.12**), le rôle porteur vis-à-vis des charges verticales est assuré par les poteaux et les poutres, tandis que les voiles assurent la résistance aux forces horizontales.
- Dans (**la figure 2.13**), un noyau central formé de deux murs couplés à chaque étage par des poutres assure majoritairement la résistance aux forces horizontales. Une certaine résistance supplémentaire peut être apportée par les portiques extérieurs, comme le montre la (**Figure 2.13**).
- Dans la (**figure 2.14**), les voiles assurent en même temps le rôle porteur vis-à-vis des charges Verticales et le rôle de résistance aux forces horizontales.

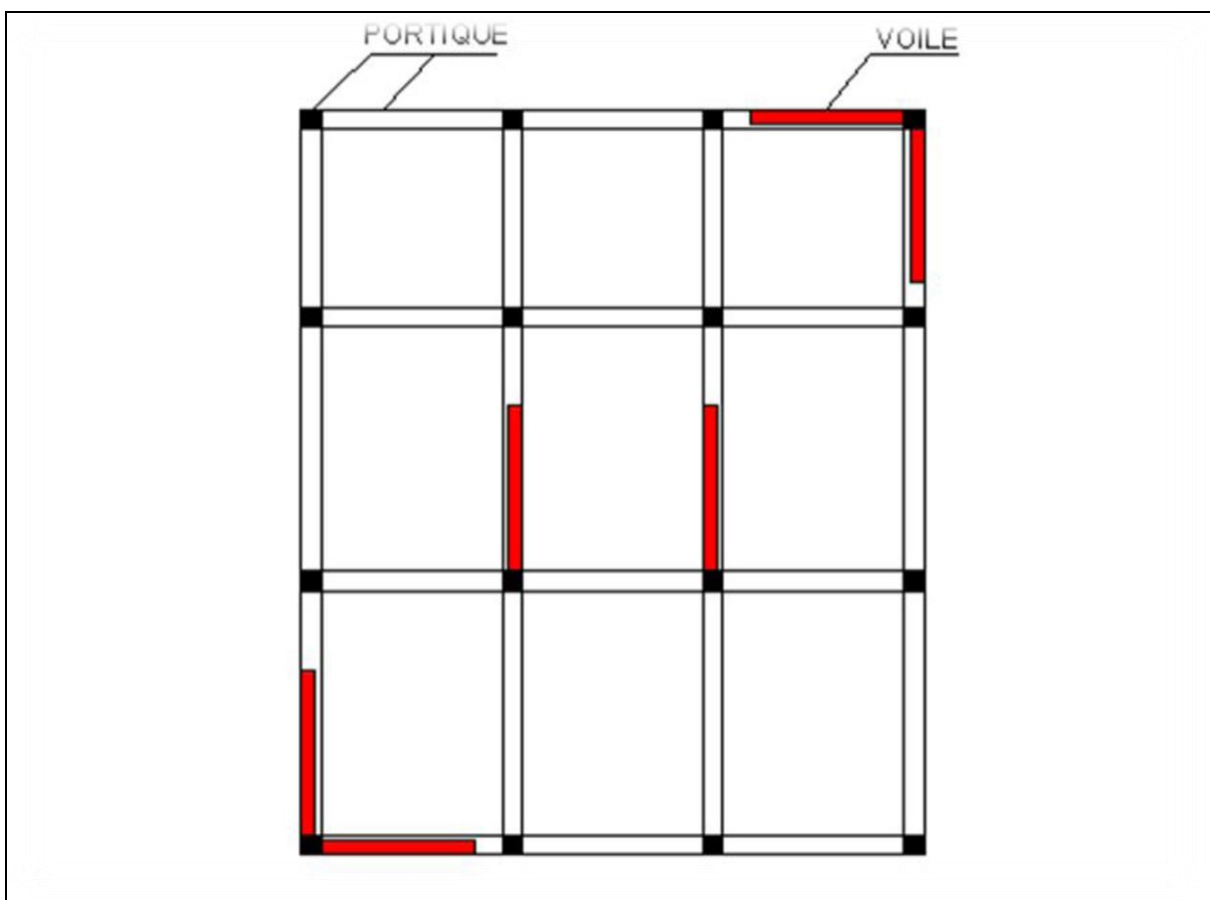


Figure 2. 12 : Structures « mixtes » avec des murs porteurs.

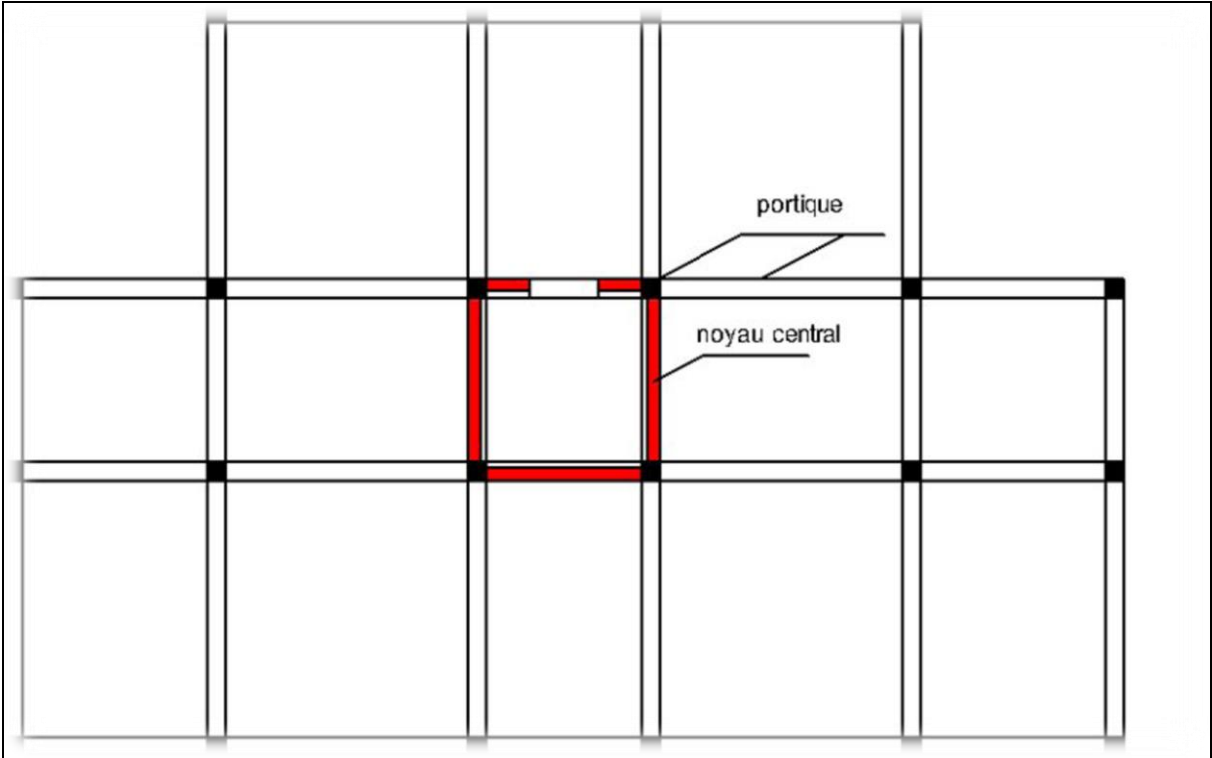


Figure 2. 13 : Structure a noyau central.

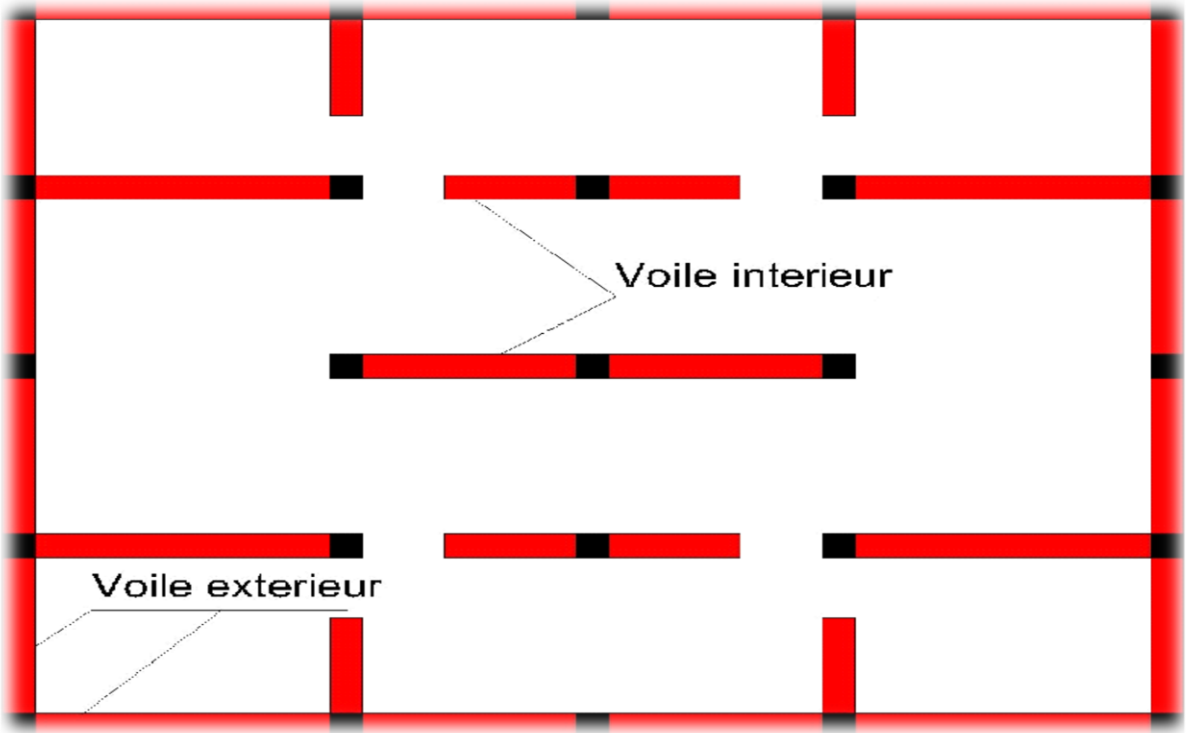


Figure 2. 14 : Structure uniquement à murs porteurs.

2.5 Rôles des voiles de contreventement

L'utilisation des voiles en béton armé pour la construction des structures dans les zones sismiques est exigée obligatoirement par le code parasismique Algérien RPA99/V2003 [1]. La raison est que les voiles, outre leur rôle porteur vis-à-vis des charges verticales, sont très efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales. Reprenant la plus grande partie de l'effort sismique, ils conditionnent le comportement des structures et jouent un rôle primordial pour la sécurité. Par rapport à d'autres éléments de structures, les voiles jouent d'autres rôles à savoir [26] :

- ❖ Augmente la rigidité de l'ouvrage ;
- ❖ Diminue l'influence des phénomènes du second ordre et éloigne la possibilité d'instabilité ;
- ❖ Reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportées par les planchers.
- ❖ Participer au contreventement.
- ❖ S'opposer à la poussée de terre éventuellement d'eau.
- ❖ Diminue les dégâts des éléments non-porteurs dont le coût de réparation est souvent plus grand que celui des éléments porteurs ;
- ❖ Assurer une isolation acoustique.
- ❖ Assurer une protection contre l'incendie
- ❖ Apaise les conséquences psychologiques sur les habitants de haut bâtiment dont les déplacements horizontaux sont importants lors des séismes.
- ❖ Rend le comportement de la structure plus fiable que celui d'une structure ne comportant que des portiques.

2.6 Caractéristiques géométrique et mécaniques des voiles

2.6.1 Caractéristiques géométrique

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encadrée à sa base, (Figure 2.15).

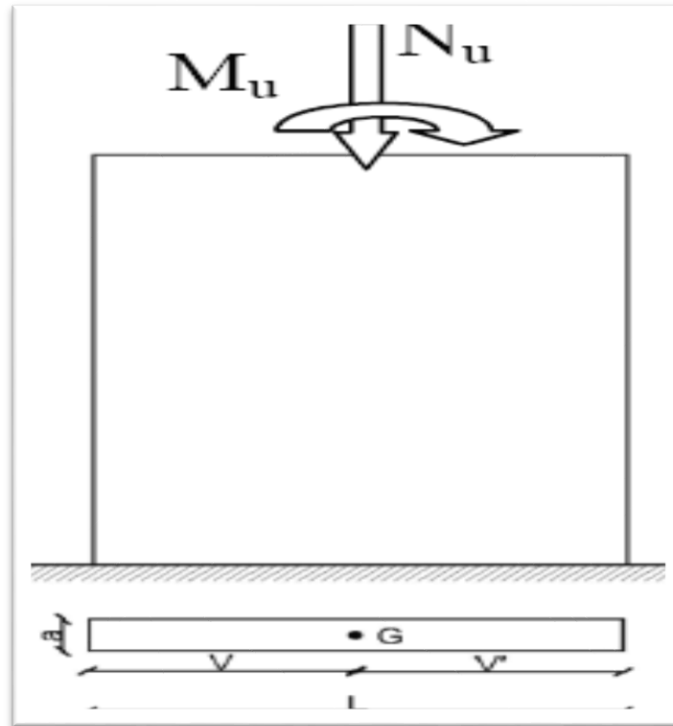


Figure 2. 15 : Voile plein.

Les principaux paramètres influents sur le comportement des voiles en béton armé sont l'élanement (rapport hauteur H sur la largeur du voile L), les armatures (pourcentages et dispositions) et la contrainte normale moyenne. Il y a lieu de distinguer les voiles élancés (élanement H / L supérieur à 2 environ) et les voiles courts (Élanement H / L inférieur à 2) [26].

Les refends ou voiles en béton armé peuvent être subdivisés en trois catégories du point de vue comportement mécanique qui dépendant principalement du rapport géométrique de la hauteur sur la largeur (h/l) [27] :

- Voiles élancés : $h / l > 1,5$
- Voiles courts : $h / l \leq 1,5$
- Voiles moyennement élancer : $1,5 < h / l \leq 1,5$

2.6.2 Caractéristiques mécanique

La (figure 2.16) montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire ou en I, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête. Le voile est sollicité par un effort normal N et un effort tranchant V constants sur toute la hauteur et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement. Le ferrailage classique du voile est composé d'armatures verticales (pourcentage ρ_v), d'armatures horizontales (pourcentage ρ_h). Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction/compression créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. A la base du voile, sur une hauteur critique, des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones. Enfin, les armatures de l'âme horizontales et verticales ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant [26].

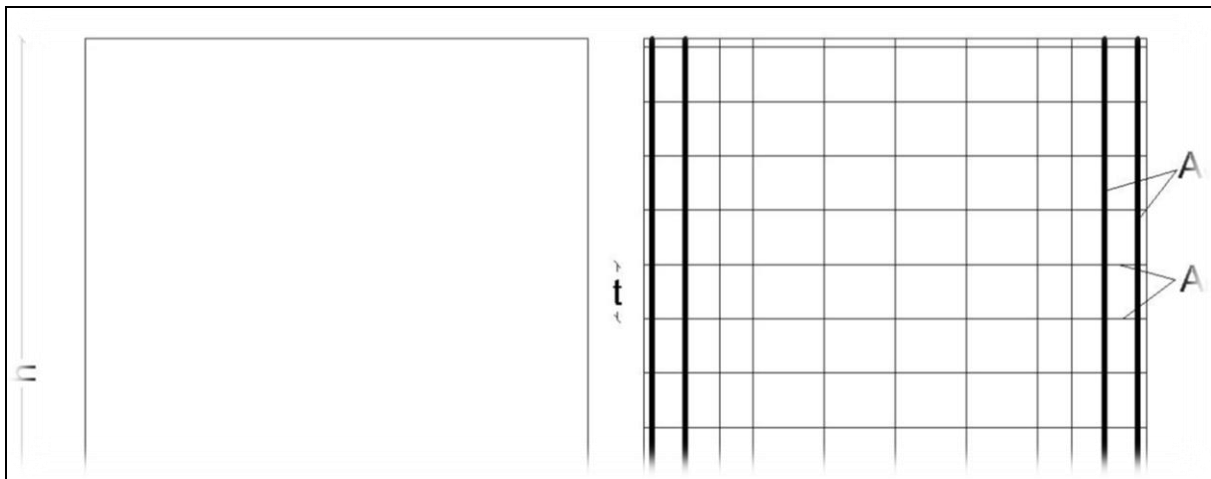


Figure 2. 16 : Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage.

2.7 Dimensionnement des voiles

2.7.1 Dimension d'après RPA99/V2003

D'après RPA99/V2003 [1], les dimensions minimales des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$L \geq 4a.$$

$$a \geq 15 \text{ cm}$$

Où L étant la longueur du voile (Figure 6) et a est l'épaisseur du voile.

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires où poteaux.

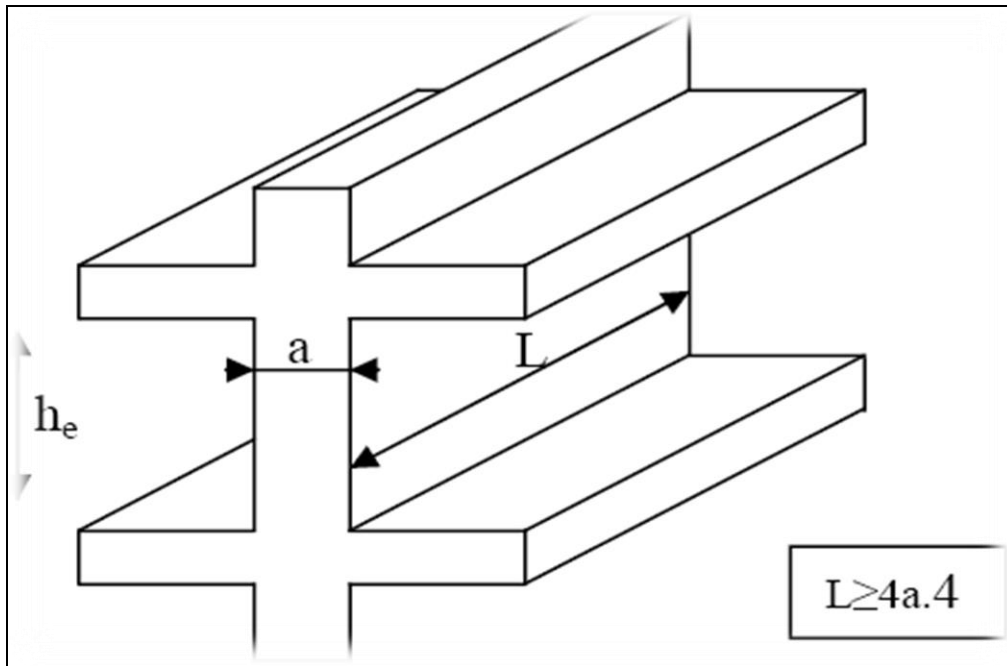


Figure 2.17 : Coupe de voile en élévation.

De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué à la (figure 2.18).

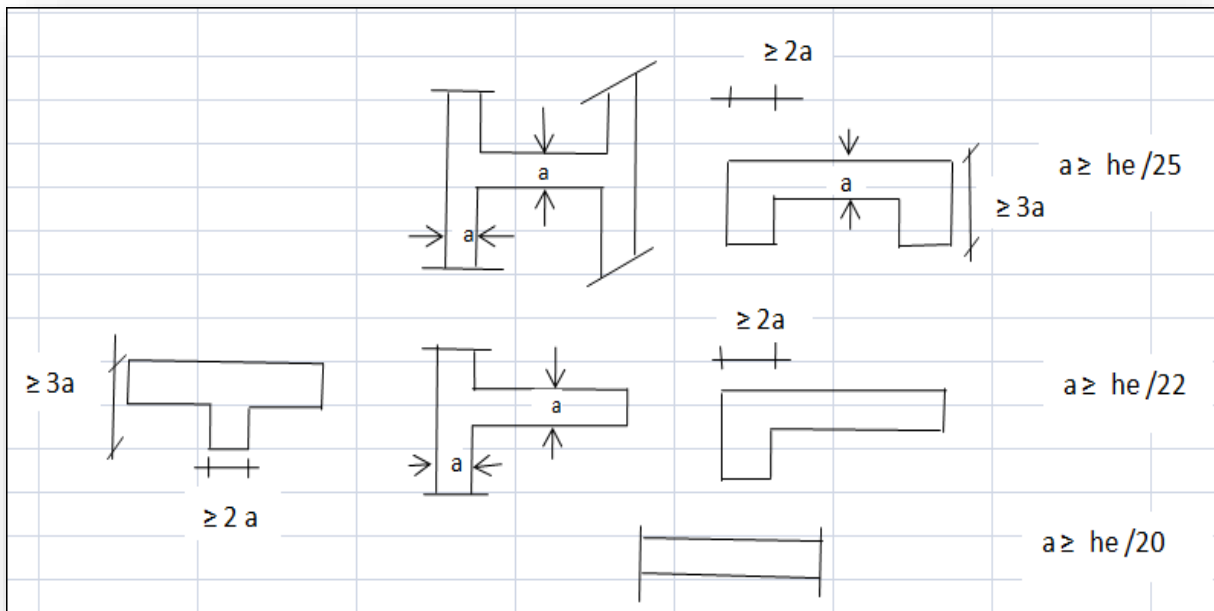


Figure 2.18 : Epaisseur minimale des voiles.

Pour les calculs de l'inertie des voiles, il est admis de considérer l'influence des murs perpendiculaires. La longueur du mur prise en compte de chaque côté devrait être la plus petite des valeurs indiquées sur la (figure 2.19).

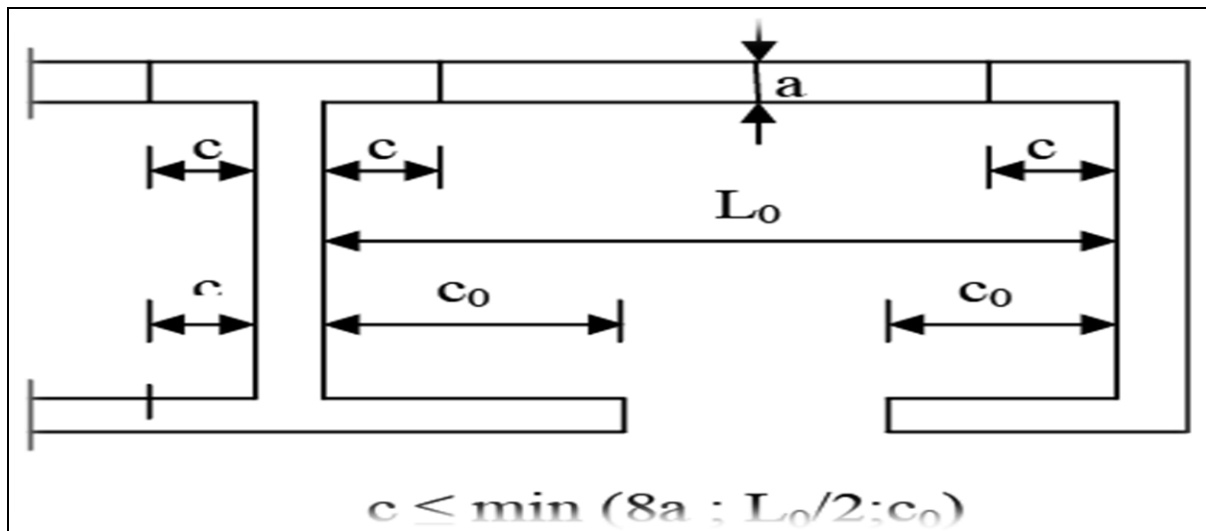


Figure 2. 19 : Prise en compte des murs retour.

2.7.2 Dimension d'après l'Eurocode 8

D'après l'Eurocode 8 [26], l'épaisseur b_{w0} (a dans RPA99/2003) de l'âme doit respecter la condition donnée par l'expression suivante :

$$b_{w0} \geq \max \left\{ 0.1; \frac{h_s}{20} \right\} \text{ (m)}$$

Où h_s est la hauteur libre d'étage, en mètres. D'autres exigences complémentaires s'appliquent pour l'épaisseur des éléments de rive raidis (Figure 2.20). Il n'est pas nécessaire de prévoir d'élément de rive confiné dans les membrures de mur ayant une épaisseur $b_f \geq h_s/15$ et une largeur $l_f \geq h_s/5$, où h_s étant la hauteur libre d'étage (Figure 2.20).

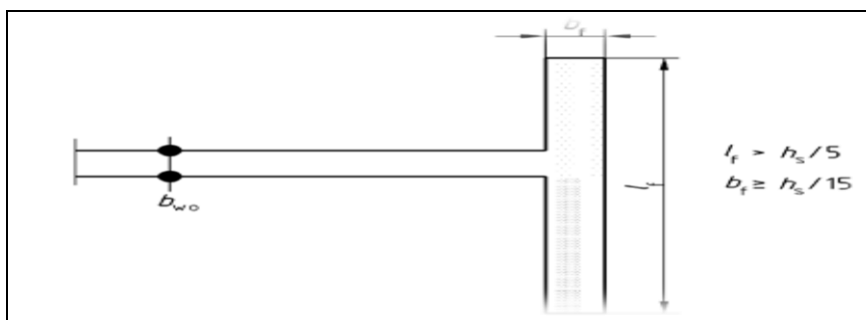


Figure 2. 20 : Élément de rive confiné inutile à une extrémité du mur avec membrure transversale importante.

→ D'après l'Eurocode 8, l'épaisseur b_w des parties confinées de la section de mur (éléments de rive) ne soit pas inférieure à 200mm. De plus, si la longueur de la partie confinée ne dépasse pas la valeur maximale de $2b_w$ et $0,2l_w$, il convient que b_w ne soit pas inférieure à $h_s/15$, h_s étant la hauteur d'étage. Si la longueur de la partie confinée excède la valeur maximale de $2b_w$ et $0,2l_w$, il convient que b_w ne soit pas inférieure à $h_s/10$ (voir Figure 2.21).

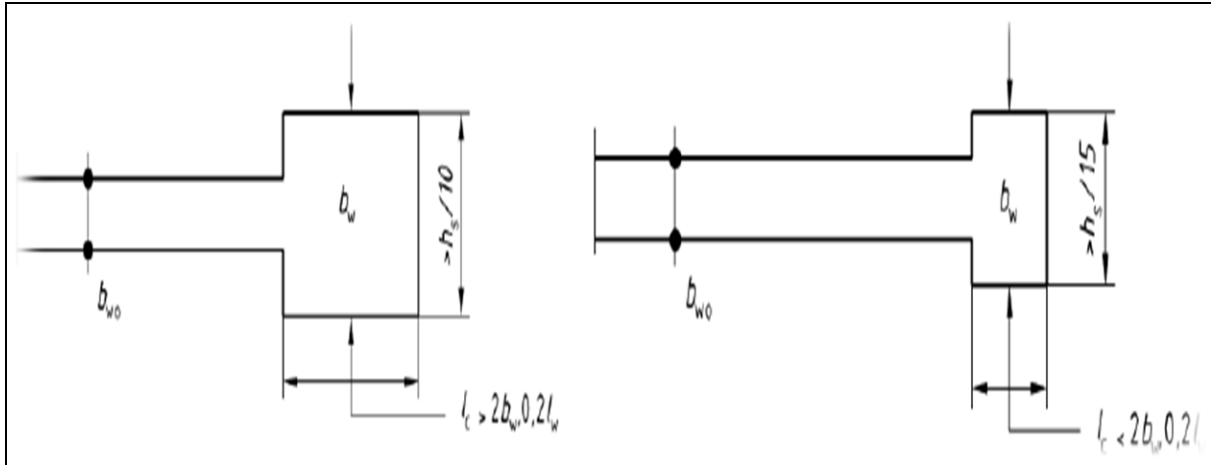


Figure 2. 21 : Épaisseur minimale des éléments de rive confinés.

2.7.3 Dimension d'après le BAEL91

Le code français en vigueur pour le dimensionnement de béton armé, dit **BAEL 91** est basé sur la théorie des états limites en distinguant les états limites ultimes (ELU) et les états limites de service (ELS) : les états limites de service se décomposent eux même en deux catégories, ceux vis-à-vis de la durabilité (c'est là qu'interviennent les critères de fissuration) et ceux vis à vis des déformations limites (calculs des déformations). Mais la résistance à l'effort tranchant n'est exprimée qu'au travers d'une condition d'état limite ultime. [28]

Le **BAEL 91** ne propose pas de règle spécifique pour les voiles en béton armé. Par conséquent, les voiles soumis à un effort horizontal sont en général considérés comme des poutres soumises à un effort tranchant, ce qui permet après adaptation au cas des voiles des formules brutes du règlement, de justifier le béton et les armatures horizontales en satisfaisant les deux conditions suivantes :

$$\text{Béton : } \tau_{\mu} \leq \tau_{\mu} = \text{Min} \left(0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right)$$

$$\tau_{\mu} = \frac{v_u}{db_0} \quad \text{Contrainte de cisaillement calculé.}$$

Avec ;

d : hauteur utile;

b_0 : Largeur de l'âme

V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant

f_{cj} : Résistance caractéristique du béton en compression

γ_b : Coefficient partiel de sécurité du béton

2.8 Modes de rupture des voiles

2.8.1 Modes de rupture des voiles élancés [29]

a) Ruptures en flexion :

Mode f1 : rupture par plastification des armatures verticales tendues et écrasement du béton comprimé. C'est le schéma de ruine le plus satisfaisant qui correspond à la formation d'une rotule plastique dans la partie inférieure du voile avec une importante dissipation d'énergie. On observe ce mode de ruine dans les voiles très élancés, soumis à un effort normal de compression faible et à un cisaillement modéré.

Mode f2 : rupture par écrasement du béton. Ce mode de ruine se rencontre pour les voiles assez fortement armés soumis à un effort normal important ; ce mode est moins ductile que le mode f1, surtout dans le cas d'une section rectangulaire.

Mode f3 : rupture fragile par ruptures des armatures verticales tendues. C'est un mode de rupture qui se rencontre dans les voiles faiblement armés, lorsque les armatures verticales sont essentiellement réparties et non concentrées aux extrémités. La ductilité et la capacité d'absorption d'énergie peuvent être améliorées en concentrant les armatures verticales aux extrémités.

b) Ruptures en flexion-effort tranchant

Mode f/t : rupture par plastifications des armatures verticales de flexion et des armatures transversales. C'est ce qui se produit dans les voiles moyennement élancés où la flexion n'est plus prépondérante et où les armatures horizontales sont insuffisantes. [24]

c) Ruptures par effort tranchant

Mode t : rupture des bielles de compression développées dans l'âme du voile. On l'observe dans les voiles munis de raidisseurs, fortement armés longitudinalement et transversalement et soumis à des cisaillements élevés.

Mode g : rupture par glissement au niveau des reprises de bétonnage. Ce mode de rupture qui est plutôt caractéristique aux voiles courts a été aussi observé dans les cas des voiles moyennement élancés. Ce type de rupture peut apparaître lorsque les armatures verticales réparties sont insuffisantes, la qualité des reprises de bétonnage est mauvaise et la valeur de l'effort normal est faible [24]

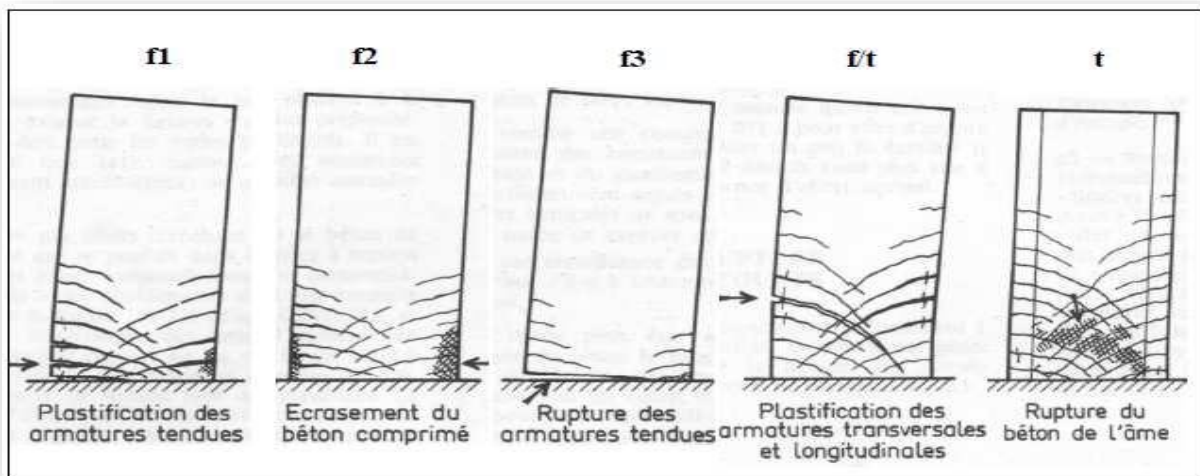


Figure 2. 22 : Modes de rupture des voiles élancés.

2.8.2 Modes de rupture des voiles courts

Dans ce cas, l'effort tranchant est généralement prépondérant sur la flexion. On distingue trois cas : [29]

Mode T1 : rupture par glissement (**sliding shear**) à l'encastrement. Ce mode de rupture, conséquence de la plastification progressive des armatures verticales est accompagné d'importants glissements qui réduisent d'une façon significative la raideur et la dissipation hystérique. Ce type de rupture peut aussi être obtenu lorsque les armatures verticales réparties sont insuffisantes.

Mode T2 : rupture diagonale (**diagonal tension failure**) avec plastification ou rupture des armatures le long des fissures diagonales. Ce mode est rencontré dans les voiles moyennement armés sollicités par un faible effort normal.

Mode T3 : rupture par écrasement (**diagonal compression failure**) du béton de l'âme, à la base des bielles transmettant les efforts de compression. C'est un mode de ruine caractéristique des voiles fortement armés, surtout s'ils sont associés à des raidisseurs sur leur bord. [30]

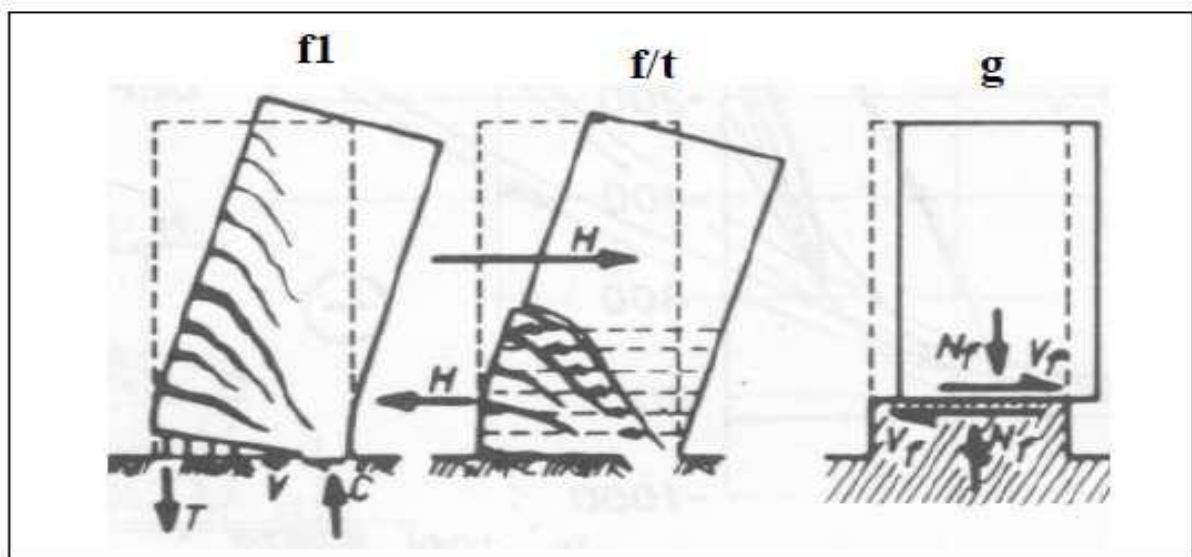
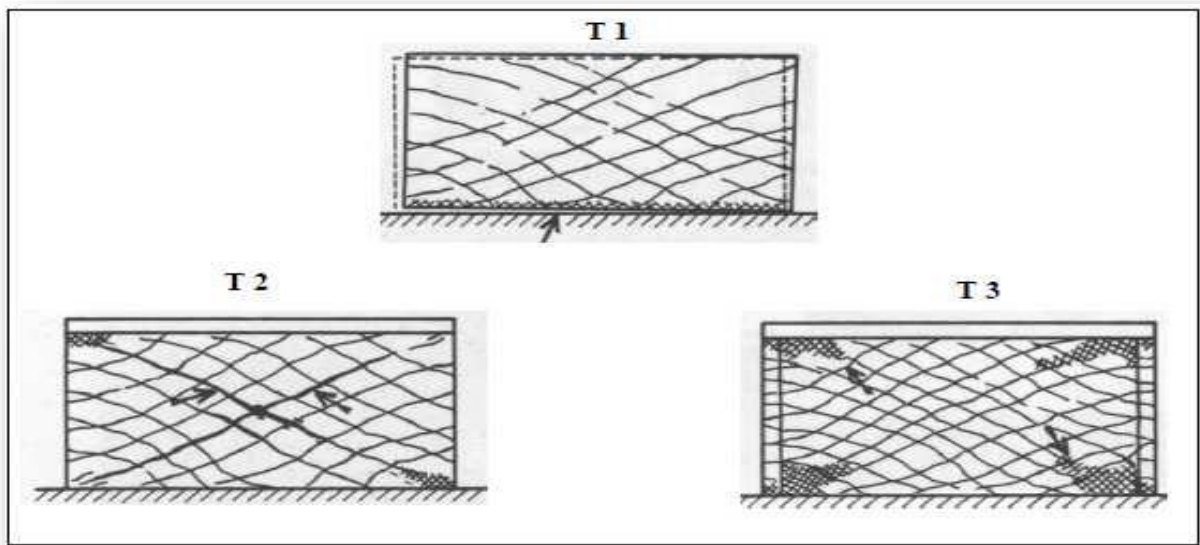


Figure 2. 23 : Modes de rupture des voiles courts.

2.9 Déformations d'un voile sous action sismique

2.9.1 Déformation d'un voile indépendant

Les voiles ont une déformation [31] de console verticale : plus faible aux étages inférieurs comme illustré dans la (figure 2.24) suivante :

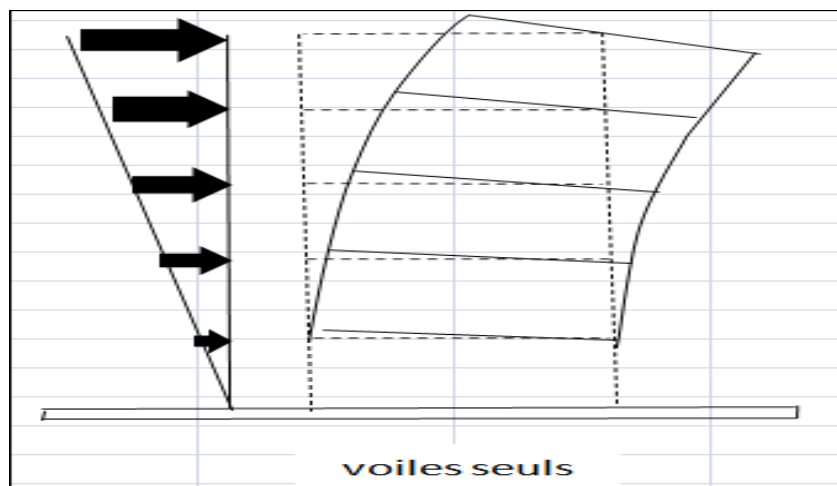


Figure 2. 244 : Déformation des voiles seuls sous séisme.

2.9.2 Déformation des voiles dans une structure

Dans un premier temps, les voiles, plus rigides, reprennent presque la totalité des charges sismiques et les déformations restent faibles [31].

Avec l'apparition de zones plastifiées sur les voiles, un report de charges se fait sur les portiques dont la ductilité permet une dissipation d'énergie importante.

La période propre du système s'allonge permettant la sortie du système d'une éventuelle résonance avec le sol. la (figure 2.25) suivante montre la déformation des voiles dans une structure :

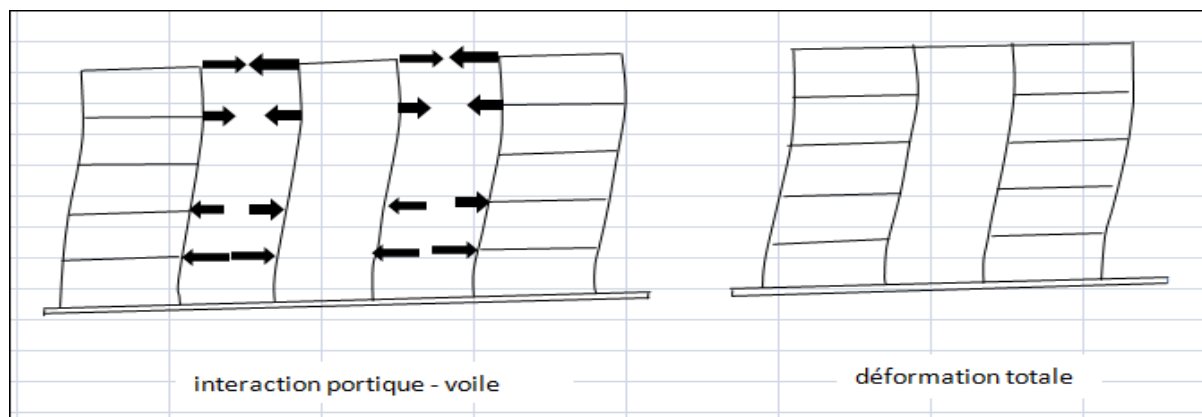


Figure 2.25 : Déformation des voiles dans une structure.

2.10 Conclusion

L'utilisation des voiles en béton armé pour la construction des structures dans les régions sismiques devient de plus en plus fréquente. La raison est que les voiles, outre leur rôle porteur vis-à-vis des charges verticales, sont particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales. Reprenant la plus grande partie de l'effort sismique, ils conditionnent le comportement des structures et jouent un rôle primordial pour la sécurité.

Chapitre 3 :
METHODE D'ANALYSE STATIQUE
NON LINIAIRE « PUSHOVER »

NON LINIAIRE « PUSHOVER »

3.1 Introduction

Le principe de base du calcul parasismique consiste essentiellement à assurer un degré de sécurité acceptable permettant de réduire les risques relatifs aux défaillances, aux catastrophes et aux pertes de vie. Une structure soumise à un violent séisme est sollicitée au de la du domaine élastique.

Pour cela, Les méthodes élastiques classiques s'avèrent insuffisantes, du fait qu'ils n'approchent pas au comportement réel de la structure. Un outil performant souvent utilisé dans ce domaine est fourni par les courbes de capacité (fragilité, push over) qui décrivent la probabilité d'atteindre ou dépasser un état de dommage provoqué par un séisme, c'est la procédure d'analyse statique non linéaire.

L'analyse statique non linéaire, ou la méthode d'analyse **Push over**, peut être exécutée directement par un programme informatique qui permet de modéliser le comportement non linéaire des éléments de résistance d'une structure aux charges latérales.

Dans cette étude, les analyses de **Push over** ont été effectuées sur les structures en béton armé en utilisant le logiciel ETABS.

3.2 Description de l'analyse push-over

Le terme d'analyse « **Push over** » ou poussée progressive est une application moderne de l'analyse bien connue de « l'effondrement » qui est basée sur l'analyse plastique classique des structures. Cependant, à la différence de l'analyse plastique ou la résistance ultime (précisément pour les charges verticales) et de grand intérêt, l'analyse **push over** vise à caractériser la résistance latérale aussi bien que les déformations locales dans la structure.

L'analyse en pousse progressive « **Push over** en anglais » est fondamentalement une analyse statique non linéaire. Elle est exécutée en appliquant des charges horizontales distribuées sur la hauteur de la structure, qui croissent de façon monotone de zéro jusqu'à l'état de ruine correspondant à l'initiation de l'effondrement de la structure. Les charges gravitaires demeurent constantes durant l'analyse. [32]

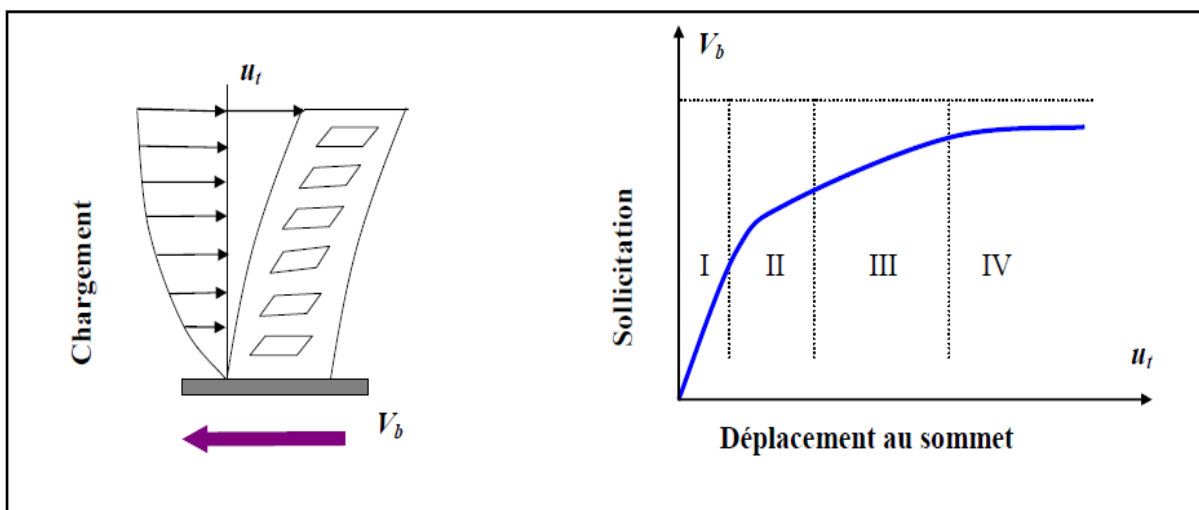


Figure 3. 1 : la signification physique de la courbe Push over.

Freeman (**Freeman ,1975**) a initialement utilisé l'analyse **push over** dans sa méthode de spectre de capacité (« Capacity Spectrem Method », CSM) développée par la suite.

Sasaki et al ;(1998) reconduisent l'approche de base (CSM) pour tenir compte des effets des méthodes les plus élevés. Des modèles de charges latérales basés sur une analyse modale ont été employés pour reproduire une série de courbes push over. [33]

3.3 Origine de l'analyse Push-over

L'analyse statique push-over est basée sur l'hypothèse que la réponse de la structure qui peut être assimilée à la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent, ce qui implique que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et la forme de ce mode demeure constante durant la durée du séisme. Les chercheurs ont montré que ces hypothèses donnent de bons résultats concernant la réponse sismique (déplacement maximale) donnée par le premier mode de vibration de la structure simulé à un système linéaire équivalent. [34]

3.4 But de l'analyse push-over

Le but de l'analyse push-over est de décrire le comportement réel de la structure et d'évaluer les différents paramètres en termes de sollicitations et déplacements dans les éléments de la structure.

L'analyse push-over est supposée fournir des informations sur plusieurs caractéristiques de la réponse qui ne peuvent être obtenues par une simple analyse élastique, on cite :

- L'estimation des déformations dans le cas des éléments qui doivent subir des déformations inélastiques afin de dissiper de l'énergie communiquée à la structure par le mouvement du sol.
- La détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles, telles que les sollicitations sur les assemblages de contreventements, les sollicitations axiales sur les poteaux, les moments sur les jonctions poteau-poutre, les sollicitations de cisaillement
- Les conséquences de la détérioration de la résistance des éléments sur le comportement global de la structure ce qui permet de déterminer les points forts et les points faibles de notre structure.
- L'identification des zones critiques dans lesquelles les déformations sont supposées être grandes.
- L'identification des discontinuités de résistance en plan et en élévation qui entraînent des variations dans les caractéristiques dynamiques dans le domaine inélastique.
- L'estimation des déplacements inter-étage qui tiennent compte des discontinuités de la rigidité et de la résistance qui peut être utilisés dans le contrôle de l'endommagement [44].

L'utilisation de la méthode non linéaire (la courbe de capacité) ; permet d'approcher du comportement réel de la structure, de localiser les dommages, et d'estimer sa résistance.

3.5 Niveau d'endommagement décrit par une courbe de capacité

La courbe de capacité indique le niveau d'endommagement de la structure. En effet, d'après la **Figure III.2**, nous remarquons que la courbe est composée de quatre segments, chaque segment correspond à une étape d'endommagement de la structure [31] :

a) Le premier niveau correspond au comportement élastique de la structure et représente le niveau de conception parasismique habituel. Il indique par conséquent un état d'endommagement superficiel (ou bien de non endommagement).

b) Le deuxième niveau d'endommagement correspond à un niveau de dommage contrôlé. La stabilité de la structure n'est pas en danger, mais toutefois un endommagement mineur est susceptible de se développer.

c) Le troisième niveau représente un état d'endommagement avancé, la stabilité de la structure est en danger.

d) Le quatrième niveau, la structure est susceptible de connaître l'effondrement, et ne présentant aucune capacité de résistance.

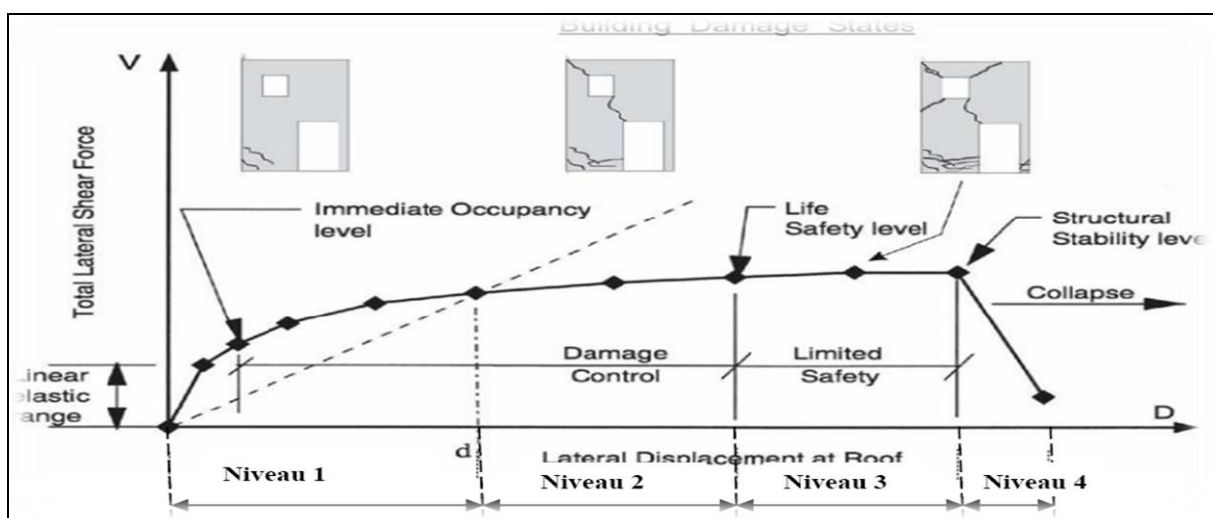


Figure 3. 2 : Niveaux d'endommagement décrits par courbe de capacité (ATC 40).

3.6 Evaluation du déplacement maximal

Deux approches principales sont proposées, l'une l'utilise l'amortissement, comme dans L'ATC40, l'autre utilise la ductilité, comme dans L'Eurocode8 [32].

L'Eurocode permet de trouver un point de performance sur la base de la règle des déplacements égaux. Le spectre inélastique est obtenu en réduisant le spectre élastique par un facteur (R) qui dépend de la ductilité de la structure (μ), tandis que les normes américaines prévoient des itérations avec plusieurs spectres représentant différents coefficient d'amortissement visqueux [32].

Dans les deux cas, le point de performance obtenu devrait correspondre avec le déplacement maximal qu'on obtiendrait par la méthode non linéaire dynamique temporelle.

3.6.1 Approche en ductilité (Eurocode8)

Elle a été proposée par Fajfar en 1998. Elle utilise des spectres inélastiques, avec un coefficient réducteur **Ru**, pour passer du spectre élastique ($\beta = 5\%$, $\mu = 1$), aux spectres inélastiques ($\mu > 1$).

3.6.2 Approche en amortissement (méthode de capacité spectrale)

Après l'application des forces latérales sur la structure, et l'obtention de la courbe de capacité, il faut déterminer le point de performance, ce qui correspond au déplacement cible. Ce déplacement cible atteint par la structure, pendant une excitation sismique choisie (la demande sismique) représentée éventuellement par un spectre de réponse de conception, relié à la zone étudiée. Il y a plusieurs méthodes pour la détermination du déplacement-cible selon les codes d'analyses non linéaire, les plus importants, la méthode de spectre de capacité et la méthode des coefficients de déplacement.

La méthode du spectre de capacité a été présentée pour la première fois par Freeman et al [33] en tant qu'outil rapide d'évaluation sismique des constructions, par suite, la méthode a été acceptée en tant qu'outil de conception sismique. Les étapes de la méthode sont les suivantes :

3.6.3 Analyse statique non linéaire d'un système à plusieurs degrés de liberté

Une distribution verticale de chargement latéral appliquée sur la construction est supposée basée sur le mode fondamental de vibration, d'autres modes de chargement latéral peuvent être

utilisés. Une analyse statique non linéaire est ensuite effectuée pour déterminer la courbe de capacité (l'effort tranchant à la base-déplacement au sommet). [34]

3.6.4 Définition d'un système équivalent inélastique à un seul degré de liberté

La courbe de capacité est convertie en relation bilinéaire avec le choix d'une limite élastique (V_y, μ_y) et un déplacement final (V_{pi}, μ_{pi}) du système structural. La limite élastique (V_y, μ_y) est définie de sorte que la zone A_1 (figure 3.3), est approximativement égale à la zone A_2 , afin de s'assurer une énergie égale associée à chaque courbe. [34]

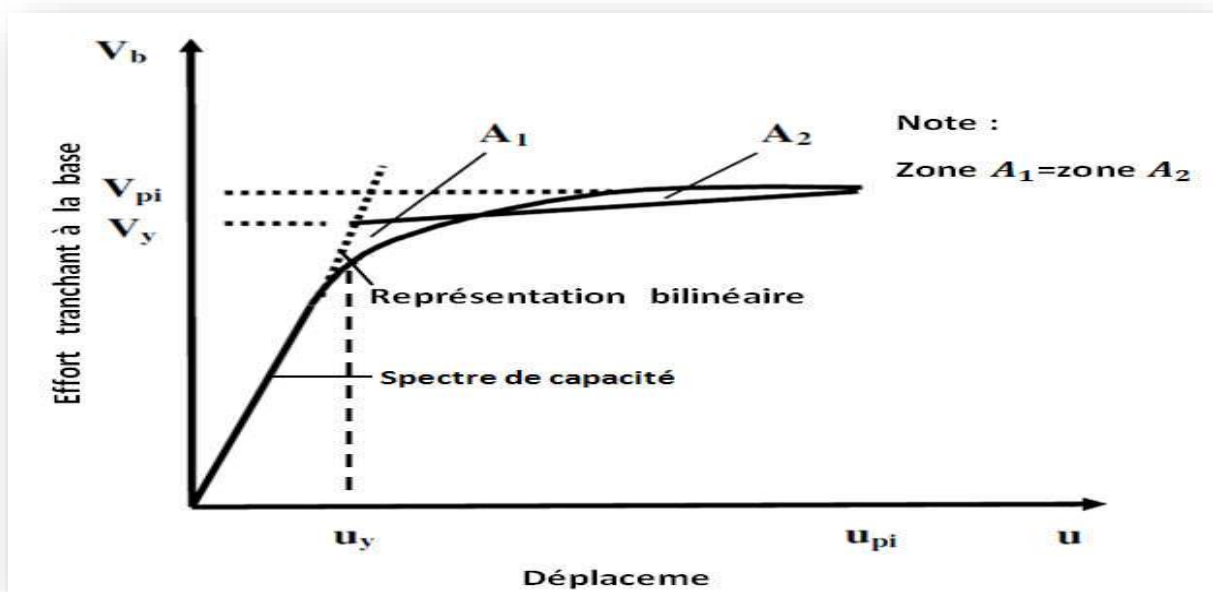


Figure 3. 3 : Approximation bilinéaire de la courbe de capacité.

Dans cette étape, les propriétés du système à un seul degré de liberté équivalent inélastique peuvent être déterminées.

3.6.5 Conversion de la courbe de capacité en courbe spectre de capacité

Et ce, en utilisant les équations suivantes :

$$S_a = \frac{V_b}{\alpha M} \quad (3.1) \quad \text{Et} \quad S_d = \frac{\mu}{PF_1 \phi_{ij}} \quad (3.2)$$

Où, M est la masse totale du bâtiment, ϕ_{ij} est l'amplitude modale au niveau de l'étage « i » pour le mode j, PF_1 est le facteur de participation modal et α_m le coefficient de masse modal donnés par : [35]

$$PF_1 = \frac{\{\emptyset\} [M] \{l\}}{\{\emptyset\}^T [M] \{\emptyset\}} \quad (3.3)$$

$$\alpha_m = \frac{[\sum_{j=0}^n m_i \phi_{ij}]^2}{\sum_{i=1}^n m_i \sum_{j=1}^n m_i \phi_{ij}^2} \quad (3.4)$$

3.6.6 Courbe de Spectre de réponse dans le format ADRS

La conversion de la courbe de capacité en courbe de spectre de capacité nécessite que le spectre élastique de réponse ou de conception soit tracé dans le format d'accélération-déplacement, ADRS, plutôt qu'il était dans le format d'accélération-période (**figure 3.4**), le spectre (ADRS) est aussi dénoté comme le spectre de demande. [34]

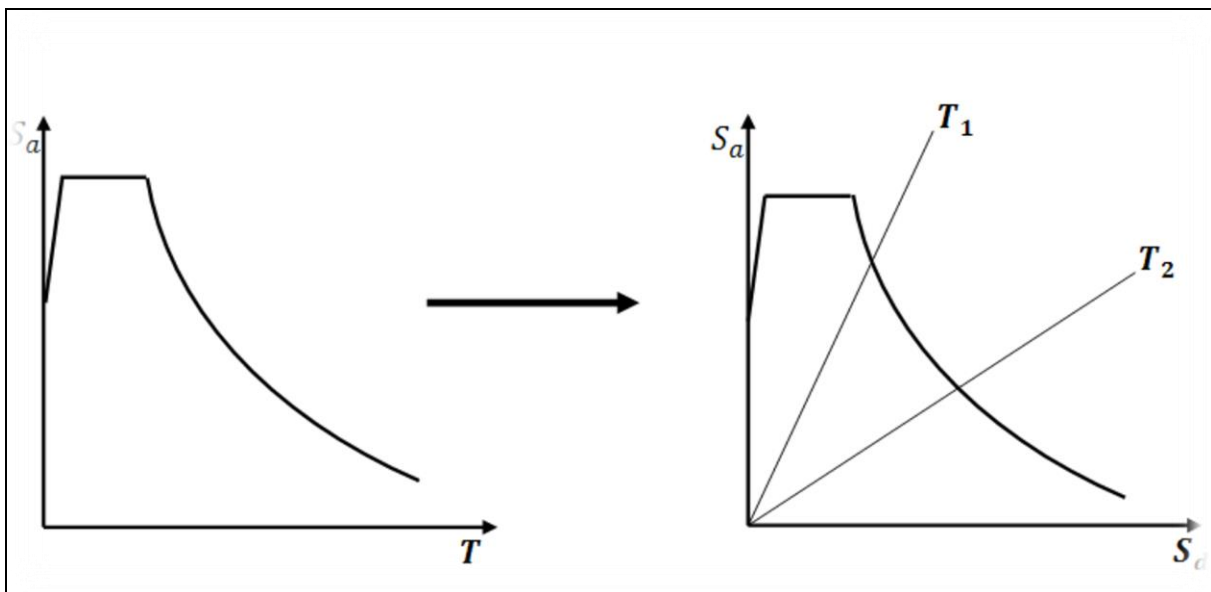


Figure 3. 4 : Conversion du spectre élastique au spectre d'ADRS

3.6.7 Superposition du spectre de capacité sur le spectre de demande élastique amorti

Une fois que le spectre de capacité et le spectre de demande élastique pour un pourcentage 5 % d'amortissement sont tracés sur la même courbe dans le format ADRS (**figure 3.5**), une estimation initiale du point de performance (a_{pi} , d_{pi}) en utilisant la règle des déplacements égaux peut être obtenu en prolongeant la partie linéaire du spectre de capacité jusqu'à ce qu'elle intersecté le spectre de demande élastique de 5% de pourcentage d'amortissement. [34]

Alternativement, on peut supposer que le point de performance est le point final du spectre de capacité ou peut être un autre point choisi sur la base de l'expérience d'ingénieur comme présenté dans ATC-40 [31].

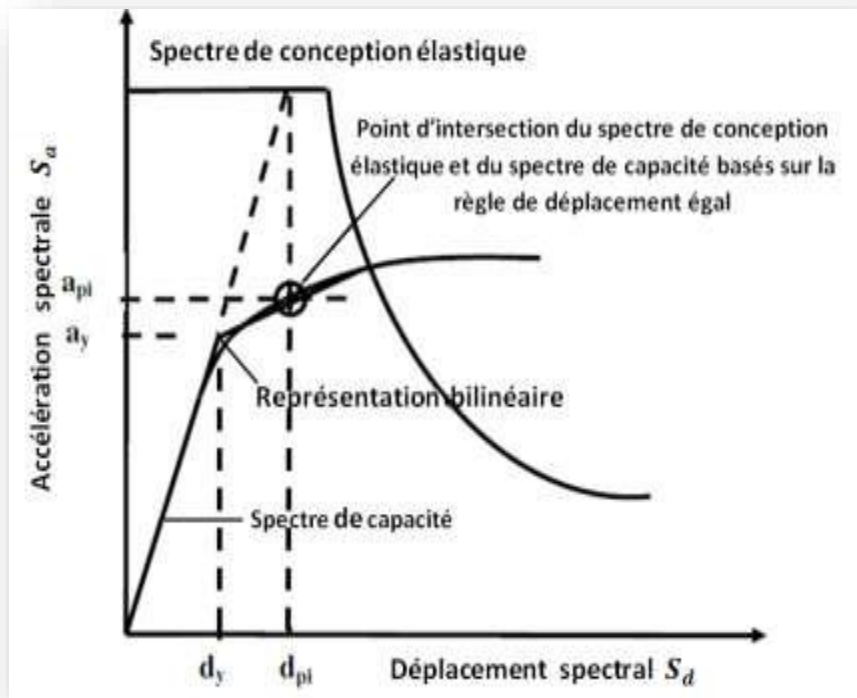


Figure 3.5 : l'estimation initiale du point de performance en utilisant la règle de déplacement égal.

3.6.8 L'amortissement visqueux équivalent [31]

L'amortissement qui survient lorsque le séisme pousse la structure au domaine inélastique peut être considéré comme une combinaison d'amortissement visqueux qui existe originairement à la structure et l'amortissement hystérétique. L'amortissement hystérétique est l'amortissement lié à la surface situé en bas des boucles qui sont formées quand la force de séisme (l'effort tranchant à la base) est tracée en fonction du déplacement de structure.

L'amortissement hystérétique peut être représenté comme l'amortissement visqueux équivalent, en utilisant les équations qui sont disponibles dans la dynamique des structures. L'amortissement visqueux équivalent (B_{eq}), associé au déplacement maximal d_{pi} peut être estimé à partir de l'équation suivante :

$$B_{eq} = B_0 + 0.05 \quad (3.5)$$

B_0 : L'amortissement hystérétique représenté comme amortissement visqueux équivalent 0.05 représente 5% d'amortissement visqueux qui existe originalement à la structure (supposé être constant).

Le terme B_0 peut être calculé comme suit :

$$B_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S_0}} \quad (3.6)$$

E_D : L'énergie dissipée par l'amortissement.

E_{S_0} : L'énergie de déformation maximale.

L'importance physique des limites E_D et E_{S_0} dans l'équation (3.6) est illustrée à la (figure 3.6) où E_D est l'énergie dissipée par la structure dans un seul cycle de mouvement et la surface confinée dans une seule boucle hystérétique, E_{S_0} l'énergie de déformation maximale associée au cycle de mouvement qui est la surface hachurée dans la figure.

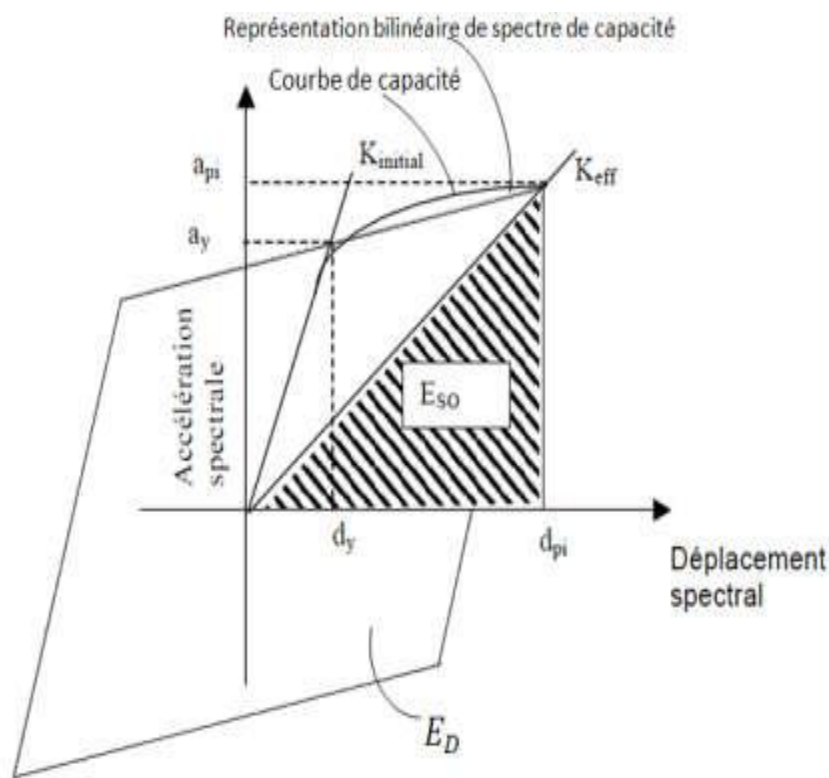


Figure 3. 6 : Estimation d'amortissement visqueux équivalent en utilisant la méthode du spectre de capacité (ATC-40)

3.6.9 Point de performance d'un système à un seul degré de liberté équivalent

Le nouveau spectre de demande doit intersecté le spectre de capacité, pour l'estimation du point de performance (figure 3.7). Si le spectre de demande intersecté le spectre de capacité dans une tolérance acceptable, l'estimation est alors acceptée, sinon le point de performance est ré-estimé et la procédure est répétée à partir de l'étape de superposition du spectre de capacité sur le spectre ADRS. [31]

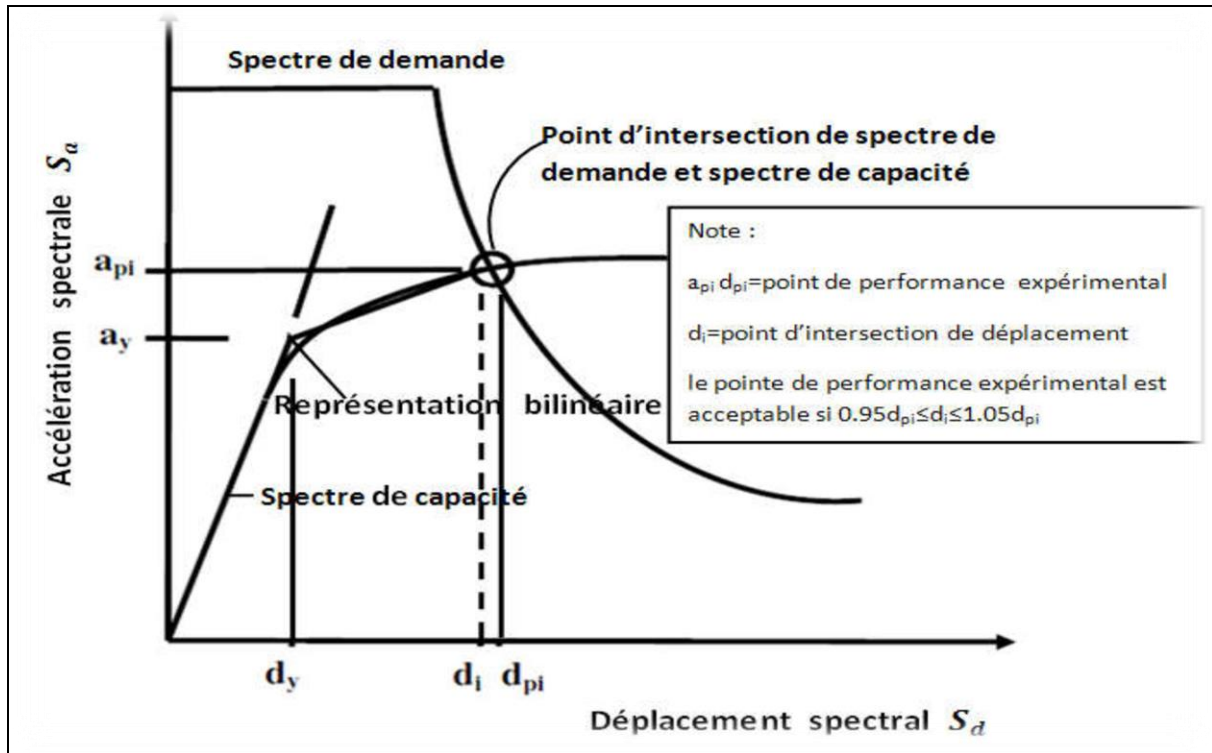


Figure 3.7 : Estimation de déplacement cible en utilisant la méthode du spectre de capacité.

3.6.10 Point de performance d'un système à plusieurs degrés de liberté

Quand le point de performance est déterminé, il est converti au déplacement cible d'un système à plusieurs degrés de liberté en utilisant l'équation suivante :

$$\mu_t = PF_1 \phi_{ij} S_d \quad (3.7)$$

Où PF_1 est le facteur de participation défini dans l'équation (3.2)

Et S_d est le déplacement spectral du système à un seul degré de liberté équivalent, qui est défini dans l'équation (3.1). [31]

3.7 Transformation du système à plusieurs degrés de liberté à un système équivalent à un seul degré de liberté

La structure à plusieurs degrés de liberté est modélisée par un oscillateur équivalent à un seul degré de liberté [1]. (Figure 3.8)

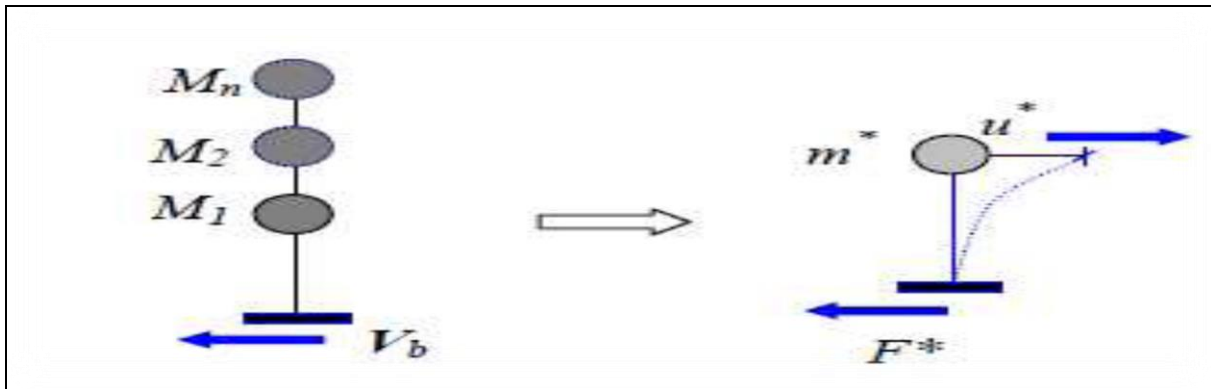


Figure 3. 8 : Caractéristiques du système équivalent à un seul degré de liberté.

→ Si on prend seulement le mode fondamental, l'expression des déplacements de la structure en fonction des déplacements modaux est donnée par l'équation :

$$\mathbf{d}(t) = \Gamma \mathbf{1} \Phi \mathbf{1} D(t) \quad (3.8)$$

Avec :

$\mathbf{d}(t)$: Déplacement au sommet a un instant t.

$\Gamma \mathbf{1}$: Facteur de participation modale correspondant au premier mode de vibration.

$\Phi \mathbf{1}$: Amplitude du premier mode de vibration au sommet.

Pour un instant donné, la relation entre le déplacement au sommet $\mathbf{d}t$ et le déplacement correspondant au premier mode du système équivalent \mathbf{d}^* est :

$$\mathbf{d}^* = \mathbf{d}t / \Gamma \quad (3.9)$$

Ce qui permet de relier les déplacements du point de contrôle de la courbe push over aux déplacements correspondant à un système à un seul degré de liberté (\mathbf{d}^*).

La relation entre l'effort tranchant à la base la structure et l'accélération correspondante du système équivalent à un seul DDL est exprimé par :

$$\mathbf{F}^* = \mathbf{V} / \Gamma \quad (3.10)$$

Tel que : $\mathbf{V} = \mathbf{p}\{\phi\}^T \mathbf{M} \{\mathbf{T}\} = \mathbf{p}\sum_{i=1}^N = \mathbf{1} \mathbf{m}_i \phi_i$; l'effort tranchant a la base du système a plusieurs degrés de liberté, et \mathbf{F}^* la force équivalente du système a un seul degré de liberté.

La constante Γ , habituellement appelée facteur de participation modale, contrôle la transformation des quantités du système a plusieurs degrés de liberté au système a un seul degré de liberté et vice versa, il est déterminé à partir de l'équation suivante :

$$\Gamma = \frac{\phi^T \mathbf{M} \mathbf{l}}{\phi^T \mathbf{M} \phi} = \frac{\sum m_i \phi_i}{m_i \phi_i^2} = \frac{m^*}{\sum m_i \phi_i^2} \quad (3.11)$$

La courbe traduisant le comportement du système équivalent a seul degré de liberté est tracée en portant en abscisse le déplacement au sommet \mathbf{d}^* , et en ordonnée la force \mathbf{F}^* du système équivalent.

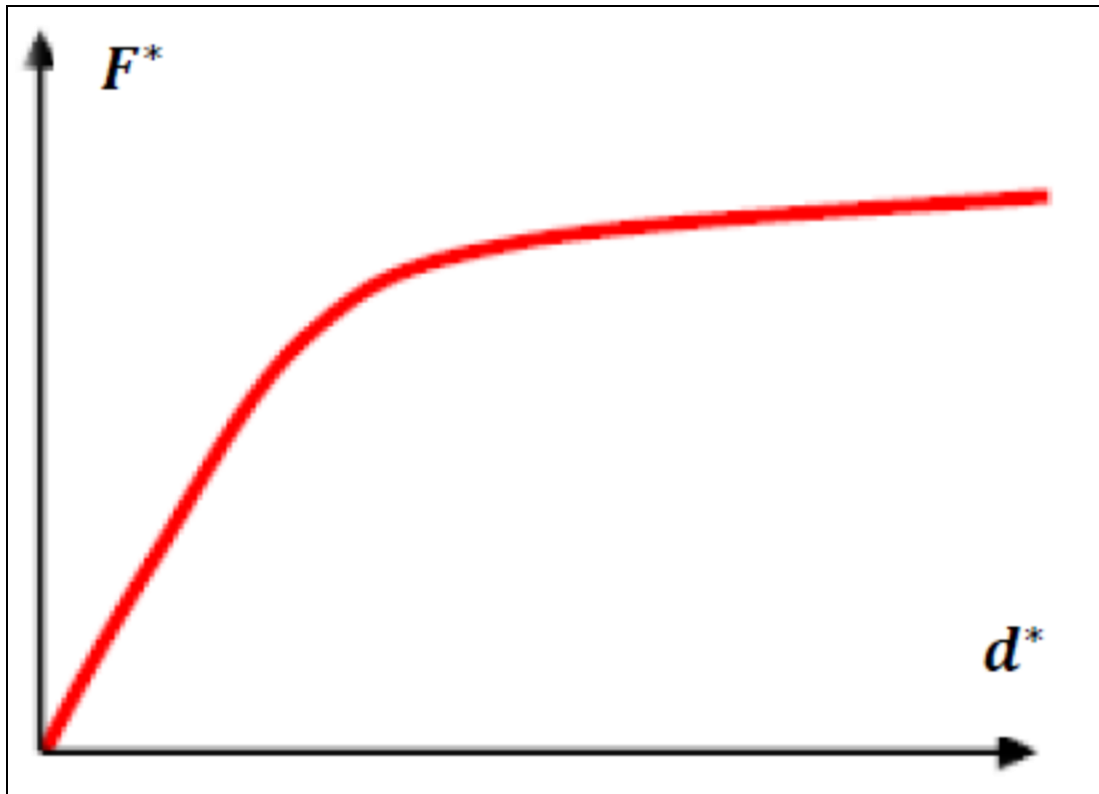


Figure 3. 9 : Courbe de capacité du système équivalent à un seul degré de liberté.

3.8 Mode de chargement latéral utilisé dans l'analyse statique non linéaire

Le mode de chargements latéral utilisé dans l'analyse statique non linéaire, est parmi les facteurs qui influencent sur les résultats d'analyse, et ce parce qu'il représente la distribution des forces d'inertie, créées dans les éléments de la structure étudiée pendant sa soumission à une secousse sismique [36]. Cette distribution varie selon l'intensité et le temps de la secousse.

La détermination de cette distribution, d'une façon effective, est compliquée, vu qu'elle est reliée avec les caractéristiques dynamiques de la structure, et les modes de la vibration libre et aussi avec le taux de participation de mode de vibration libre dans la réponse globale. Cette distribution est aussi variable lors sa soumission aux secousses fortes, celles qui causent le dépassement de certains éléments à la limite élastique, ainsi elles changent la distribution des rigidités, et des forces internes et augmentent les périodes de vibration [37] [34]. Pour cela plusieurs modes de chargement latéral sont proposés, qui étaient au début sous forme linéaire et constant, pendant les phases de conception, et qui furent utilisées dans les méthodes d'analyse nommées méthodes d'analyse « **Puch over** » conventionnel [38] [39]. Les principaux modes sont :

3.8.1 Mode de chargement latéral du code

Pour l'analyse statique non linéaire, le code [31] recommande l'application de chargement statique à distribution triangulaire similaire à la distribution utilisée dans les méthodes statiques linéaires équivalentes, parmi elles, la méthode citée dans le code parasismique algérien RPA 2003. La distribution triangulaire citée dans le code RPA 2003 est représentée par la relation suivante :

$$F_i = (V - F_t) \frac{wh_i}{\sum_{j=1}^n w_j h_j} \quad (3.12)$$

Où :

V : L'effort tranchant à la base

h : Hauteur du niveau i en commençant par la base

n : Le nombre total de niveaux

F_t: Le chargement sismique supplémentaire ajoutée au niveau n et donnée par la relation suivante :

$F_t = 0.07 TV$ où t est la période fondamentale de la structure, $F_t = 0$ quand $T \leq (0, 7s)$.

3.8.2 Mode de chargement uniforme

La force latérale à chaque niveau est proportionnelle à la masse de ce niveau, d'un autre sens :

$$F_i = \frac{m_i}{\sum m_i} \quad (3.13)$$

Où :

F_i : La force latérale au niveau i

m_i : La masse au niveau i

Ces modes présentent de bons résultats pour les structures à hauteur moyenne et à hauteur moins élevée. Mais pour les structures à hauteurs élevées, leurs réponses contiendront : la participation du mode supérieur de vibration et le changement de caractéristiques dynamiques pendant le comportement non linéaire. Pour ces derniers types de structures, un nombre d'études a prouvé que les méthodes d'analyse **Push over** conventionnel, en utilisant les modes de chargement constants, ne représentent pas le comportement et la performance effective. [34]

3.9 Méthodes d'analyse Push over selon le mode de chargement latéral

La participation du mode supérieur de vibration dans la réponse de la structure, était l'axe de nombreuses études qui ont abouti à la nécessité de prendre l'effet de participation de mode de vibration supérieur dans l'analyse statique non linéaire, surtout pour les structures à hauteur élevée qui possèdent des longues périodes de vibration, pendant des secousses à intensités peu fortes, dans ce cas où la participation des modes supérieurs dans la réponse sera influente sur le comportement de la structure et le mécanisme de son effondrement.

Les chercheurs sont intéressés à développer ce côté de l'analyse statique non-linéaire afin de rendre plus fiable et avoir la possibilité de son utilisation dans la conception et l'évaluation des hautes structures, en se basant sur la performance. Des méthodes d'analyse Push over commencent à apparaître, mais elles ne se contentent pas du mode fondamental de vibration dans le calcul du chargement latéral, et prennent en considération la participation de plusieurs modes de vibration, les méthodes d'analyse Push over peuvent être classifiées selon le mode de chargement latéral en trois groupes principaux : [40]

a. La méthode Push over conventionnel, qui utilise le mode de chargement latéral constant et à augmentation monotone, pendant l'analyse, et qui est souvent cité dans les codes parasismiques. Parmi ces modes ce qui est cité ci-dessus.

b. La méthode d'analyse Push over modale, qui utilise le mode de chargement latéral constant et à augmentation monotone pendant l'analyse, mais elle prend en considération la

participation des multi-modes de vibration. Cette méthode est nommée dans quelques références : la méthode d'analyse Push over multi-modes. Dans cette étude, on s'intéresse à cette méthode d'analyse, surtout à son application sur le cas des structures tridimensionnelles.

c. **La méthode d'analyse Push over adaptive**, qui est un mode de chargement latéral variable (adaptif) pendant les étapes de l'analyse selon le changement des caractéristiques dynamiques de la structure.

3.10 Développement des diagrammes ($\beta_{\text{eff}} - S_d$)

a. La demande spectrale ($\beta_{\text{eff}} - S_d$)_D

Le diagramme ($\beta_{\text{eff}} - S_d$)_D pour la demande sismique [23] est défini par :

- S_d : le déplacement spectral qui correspond à l'intersection du spectre de capacité et les branches de spectre de la demande sismique pour $\beta_{\text{eff}} \geq 5\%$. (Figure 3.10).
- β_{eff} : l'amortissement des branches de la demande pour $\beta_{\text{eff}} \geq 5\%$. Les coefficients de réduction spectraux pour les branches de spectre dont l'amortissement $\beta_{\text{eff}} \neq 5\%$.

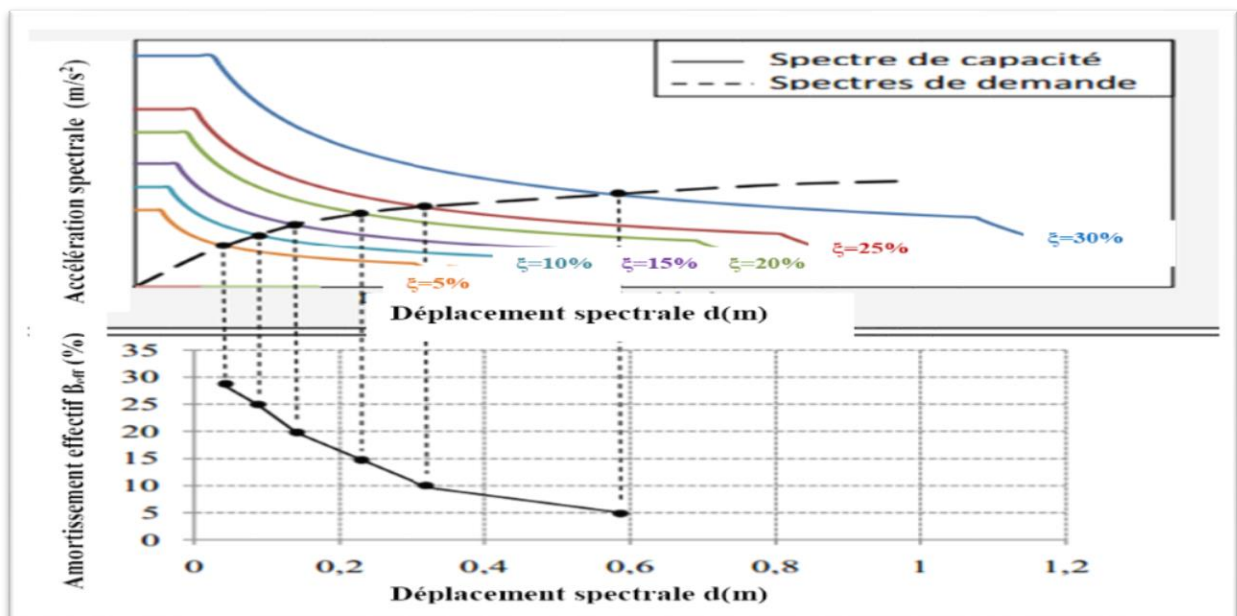


Figure 3. 10 : Diagramme ($\beta_{\text{eff}} - S_d$)_D de la demande sismique.

b. La capacité sismique

La courbe de capacité est représentée par un point (A) de coordonnées (d_y, a_y) qui définit les limites élastiques, et un point (B) de coordonnées (d_u, a_u) qui définit les limites ultimes (Figure III.11).

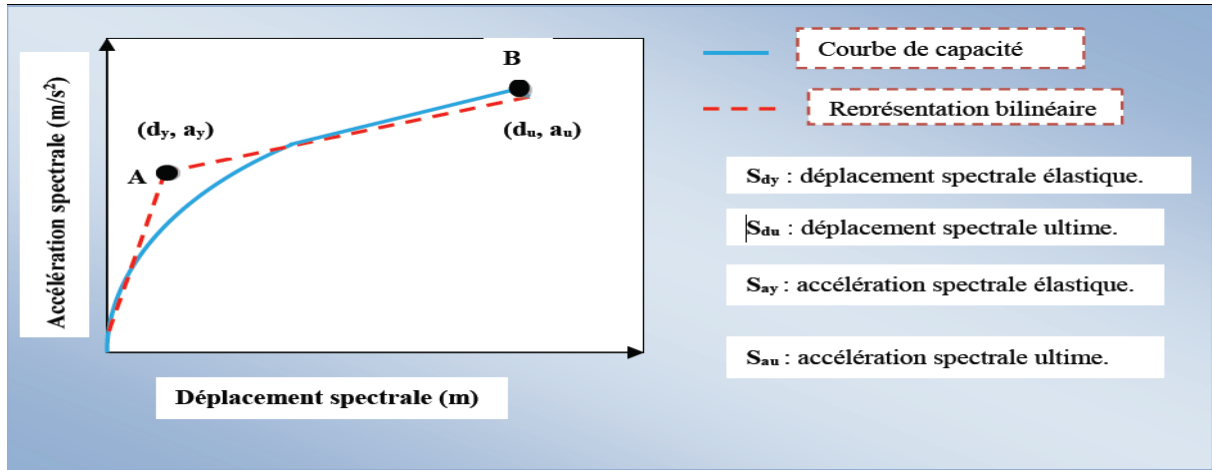


Figure 3. 11 : Représentation bilinéaire de la courbe de capacité.

L'énergie dissipée en chaque point de coordonnées (d_{pi}, a_{pi}) sous forme d'amortissement effectif est donnée par la formule suivante [41].

$$\beta_{eff} = k \beta_0 + 5 = k \left(63.7 \frac{(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \right) + 5 \quad (3.14)$$

k : coefficient de capacité de dissipation d'énergie.

(d_y, a_y) : Limites élastiques en déplacement et en accélération respectivement.

(d_{pi}, a_{pi}) : Coordonnées du point (i) de la courbe de capacité.

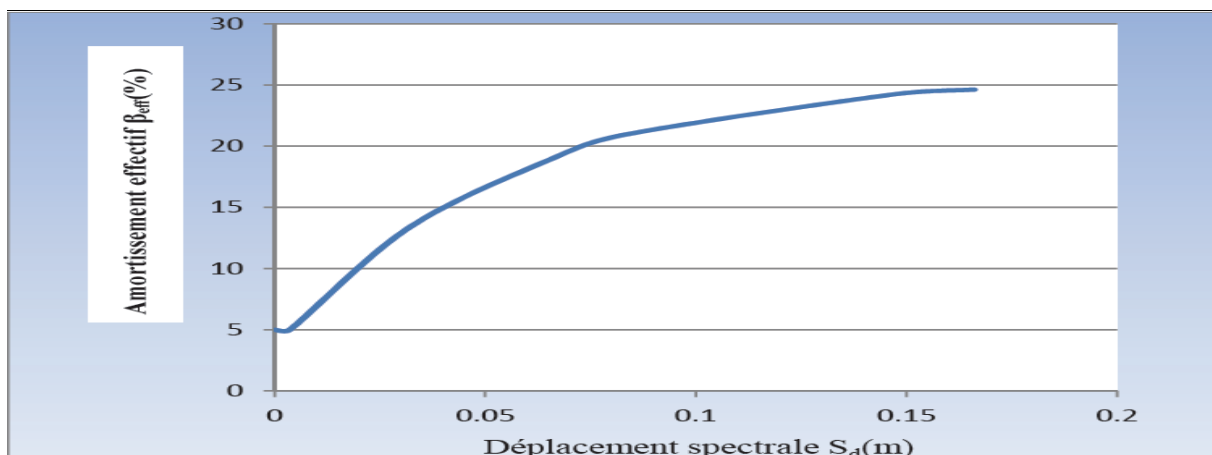


Figure 3. 12 : Diagramme $(\beta_{eff}-S_d)C$ de la capacité sismique.

c. Superposition des diagrammes $(\beta_{eff} - S_d)_D$ et $(\beta_{eff} - S_d)_C$

Les courbes de la demande et de la capacité ainsi obtenues sont superposées, leurs intersections donne directement le point de performance sans itération (**Figure 3.13**).

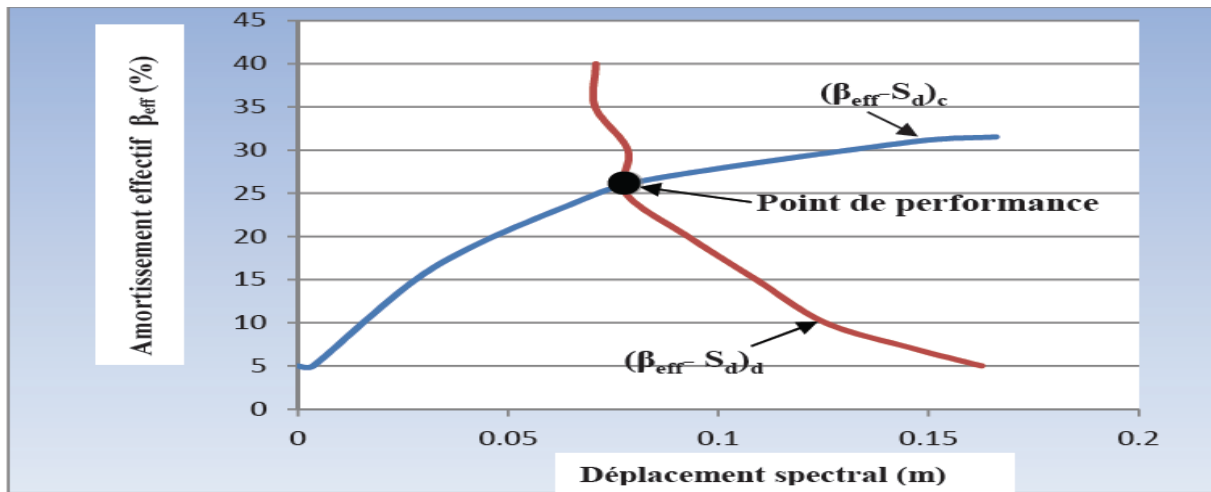


Figure 3. 13 : superposition des diagrammes $(\beta_{eff} - S_d)_D$ et $(\beta_{eff} - S_d)_C$

3.11 Modèles de plasticité concentrés et distribués des éléments en béton armé

3.11.1 Modèle de plasticité concentrée

Dans ces modèles, le non linéarité de matériau est déterminé aux extrémités de l'élément de portique, qui s'appelle la zone de rotule plastique, la formulation de ces modèles suppose un élément-poutre flexible associé à deux ressorts non linéaires, chaque ressort se trouve à l'extrémité de la poutre. Ces ressorts sont reliés aux relations moment-rotation prédéterminées, et ce, au niveau de la section transversale des éléments de portique. La principale motivation de la création et le développement de ce type de modèle, réside dans l'hypothèse que le moment de flexion, sous l'excitation sismique et les charges verticales, est plus grande à l'extrémité d'élément.

Le modèle de plasticité concentrée qui présente la dégradation cyclique de la rigidité en flexion et en cisaillement, a un avantage de simplicité, ce qui lui permet de réduire les besoins de stockage et les opérations de calcul. Du côté négatif, en plus du fait que le comportement non élastique est limité aux ressorts non linéaires, aussi la propagation des dommages due à l'écroutissage, ne peut pas être déduite [42]

Les recherches sur les modèles de plasticité concentrée ont commencé à la décennie soixante du siècle dernier, plusieurs modèles présentent la dégradation cyclique de la rigidité en flexion et en cisaillement (Clough and Benuska [42], Takeda et al [43], Brancaleoni et al [44]. Ce modèle présente aussi la fissuration due au cisaillement et au glissement des armatures Banon et al [45]. Aussi il présente les rotations aux extrémités fixes Otani [46] Filippou et Issa [47] ainsi, typiquement le couplage entre la force axiale et le moment de flexion est négligé Ozdemir [48]. Les représentations constitutives non linéaires ont été également généralisées à partir de la formulation de la théorie end-chronique de base Ozdemir [48].

Dans la plupart des modèles à plasticité concentrée, l'interaction entre la force axiale et le moment de flexion est décrite par une surface plastification pour les contraintes résultantes et une loi d'écoulement associée, selon les principes de la théorie de la plasticité classique.

Les modèles de plasticité concentrée peuvent décrire un comportement hystérique complexe en sélectionnant les relations moment-rotation appropriées pour la zone de rotule plastique.

3.11.2 Concept de rotule plastique

La rotule plastique est une extension du concept ductile dans les structures qui résistent à la force sismique, l'énergie est dissipée par la déformation plastique des zones spécifiques à l'extrémité de l'élément sans la rupture du reste de la structure. La **(figure 3.14)** montre une partie d'un élément du béton armé soumise à la flexion, où le moment et la courbure ont atteint leur valeur ultime à la section critique. La zone de courbure non élastique est répartie le long de la poutre où le moment de flexion dépasse le moment de plastification de la section. Chaque pic de courbure correspondant à une fissure, **(figure 3.14.C)**. Dans les prédictions de ductilité, il est nécessaire de déterminer la déformation qui se produit, quand le moment atteint sa valeur ultime, la rotation et la déflexion de l'élément peuvent être obtenues à partir de la distribution de la courbe effective qui, à l'extrémité de l'élément peut être représentée dans des zones élastiques et non élastiques. [49]

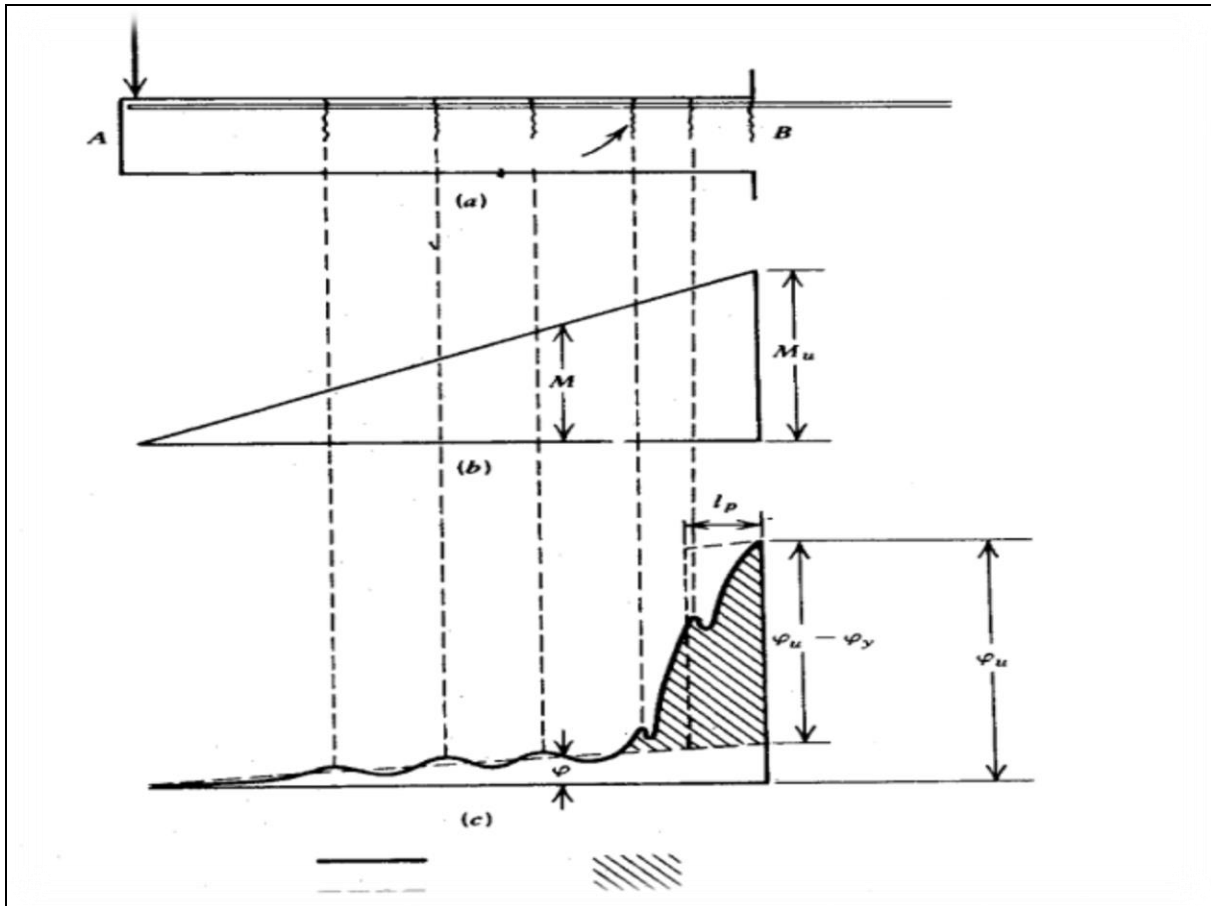


Figure 3. 14 : Répartition de la courbure sur la poutre au moment ultime

- (a) La poutre
- (b) La courbe de moment de flexion
- (c) Le diagramme de la courbure

La zone ombragée sur la figure représente la rotation non élastique qui peut se produire au niveau de la rotule plastique à la section critique. Cela signifie que la rotation à l'état ultime de l'élément est la somme de la rotation élastique et non élastique.

La zone non élastique à l'état ultime, peut être remplacée par un rectangle équivalent avec la même surface pour la distribution effective de la flexion non élastique. Le rectangle équivalent est de hauteur $(\varphi_u - \varphi_y)$ et de largeur L_p , où φ_y est la valeur de la courbure à la limite élastique, et φ_u est la valeur de la courbure ultime, L_p est égale à la longueur de la rotule plastique quand la courbure plastique est considérée constante. La rotation de la rotule plastique à la section critique peut s'écrire comme suit :

$$\theta_p = (\varphi_u - \varphi_y)L_p \quad (3.15)$$

3.11.3 Courbe moment –courbure ($M-\varphi$)

La capacité du moment plastique de tous les éléments en béton armé est calculée par une analyse ($M - \varphi$) basée sur les caractéristiques des matériaux, et ce pour développer la courbe moment-courbure qui s'utilise pour connaître les conditions de formation de rotule plastique. L'analyse moment-courbure donne les courbures associées à l'ensemble des moments pour une section transversale, cette analyse est basée sur le principe de compatibilité de déformation et sur le principe de l'équilibre des forces. La courbe ($M - \varphi$) peut être idéalisée avec une réponse élastique et parfaitement plastique, pour estimer la capacité de moment plastique de la section transversale de l'élément, (**figure 3.15**). La partie élastique de la courbe idéalisée doit passer par le point qui indique le début de la plastification des armatures. La capacité de moment plastique idéalisée est obtenue en équilibrant les zones entre les courbes actuelles et idéalisées au-delà de la limite élastique des armatures, (**figure 3.15**). [500]

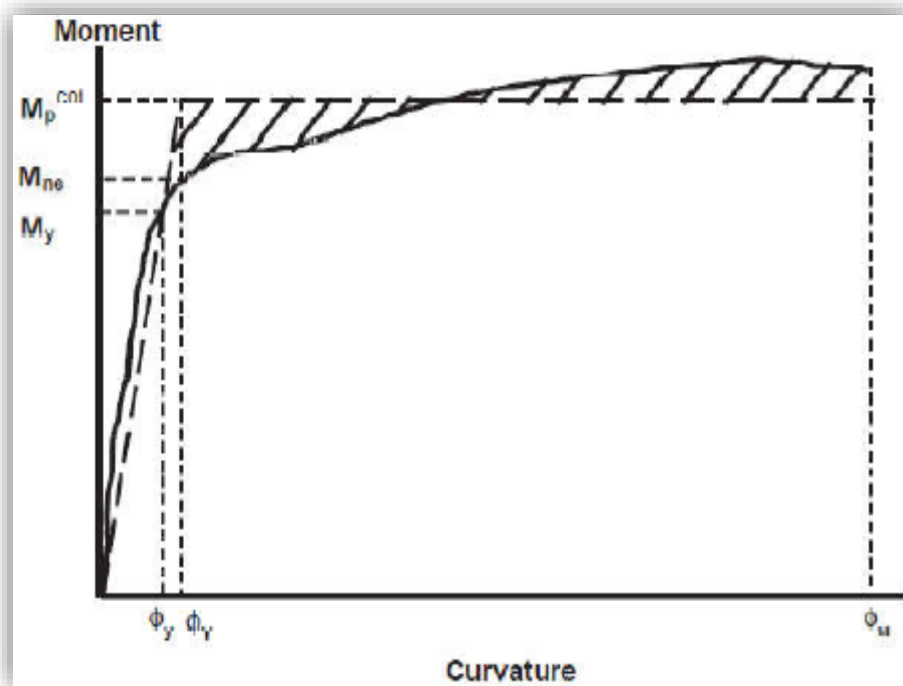


Figure 3. 15 : Courbe moment –courbure.

**3.12 Critères d'acceptation et niveau de performance de la rotule plastique
(Niveaux de dommages)**

Le règlement **FEMA 273 [35]** utilise trois points pour définir l'état de dégradation de chaque section (**Figure 3.16**).

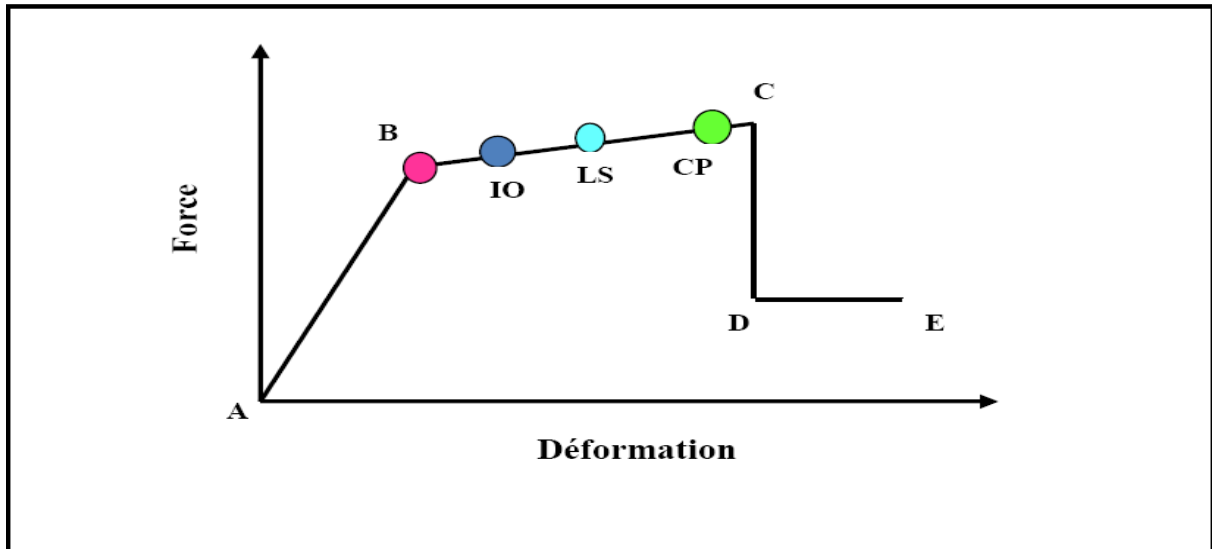


Figure 3. 16 : Loi de comportement (Force-Déformation) et niveaux de dommages.

- Niveau **IO** (Immediate Occupancy) : les dommages sont relativement limités, la section garde une grande partie de sa raideur initiale.
- Niveau **LS** (Life Safety) : la section a subi des dommages importants, pouvant entraîner une perte significative de sa raideur.
- Niveau **CP** (Collapse Prévention) : la section a subi de grandes déformations post élastiques, au-delà de ce niveau la section est susceptible de se rompre.

3.13 Comportement non linéaire des poteaux et des poutres

3.13.1 Définition

Le comportement global non linéaire d'une structure de type poteaux -poutres est décrit par la formation des rotules plastiques en un ou plusieurs de ses éléments. Les rotules plastiques sont des zones qui, sous une sollicitation sismique, perdent leur capacité de résistance et deviennent une sorte d'articulation, permettant la rotation de l'élément.

La rotule plastique définit le comportement post-élastique de l'élément considéré, permettant la dissipation d'une quantité importante d'énergie avant sa rupture. Cette propriété est connue sous le nom de la ductilité des matériaux.

Ces rotules plastiques sont caractérisées par certains paramètres qui définissent la capacité de déplacement, ou de rotation de la rotule, avant sa rupture. Pour chaque type de rotule, le comportement non linéaire est défini par un modèle idéalisé, représenté par une courbe (force – déformation) (**Figure 3.17**) [35].

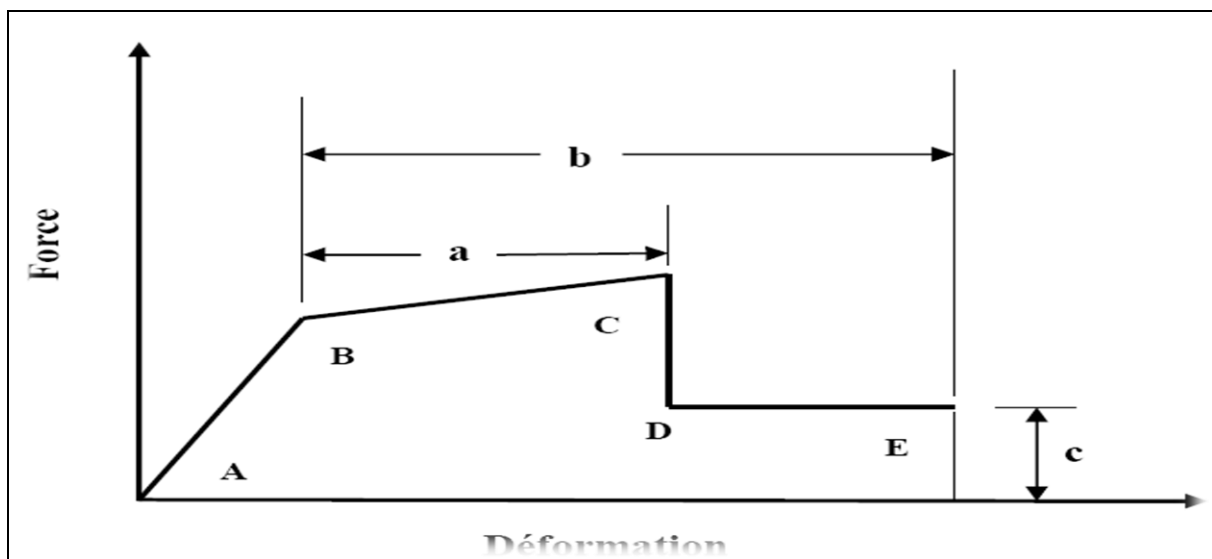


Figure 3. 17 : Loi de comportement des rotules plastiques.

La courbe est composée d'une réponse linéaire (réponse élastique) entre les points **A** et **B**.

Au point **B**, l'élément atteint la limite élastique et à nouveau une réponse linéaire est observé avec une rigidité réduite entre les points **B** et **C**.

Au point **C**, une réduction soudaine de la résistance de l'élément se produit et le graphique tombe au point **D**.

Au-delà du point **D**, l'élément répond avec une résistance réduite jusqu'au point **E**, où la perte définitive de la résistance de l'élément a lieu.

Les paramètres **a**, **b** et **c** désignent les déformations qui se produisent après dépassement de la limite élastique de l'élément, c'est-à-dire, la déformation plastique. Ces paramètres sont déterminés par le logiciel de calcul en se référant aux tableaux donnés dans le code FEMA 273 [35].

3.13.2 Comportement sismique des poutres

Les poutres sont des éléments structurels qui dissipent une grande partie de l'énergie sismique, par des mécanismes stables de plastification en flexion. On peut estimer la ductilité de la poutre de façon adéquate, en utilisant la courbe moment-courbure des sections critiques. La courbure de la section de poutre, selon la théorie classique de flexion est égale au rapport entre la déformation de certaines fibres de la section, et la distance correspondante de l'axe neutre. Selon la (figure 3.18), la courbure sera donnée comme suit : [51]

$$\theta = \frac{\epsilon_c}{x} \quad (3.16)$$

Avec : ϵ_c est la déformation (raccourcissement) correspondant à la fibre comprimée du béton, et x est sa distance à partir de l'axe neutre.

De même :

$$\theta = \frac{\epsilon_{s1}}{d-x} \quad (3.17)$$

Avec ϵ_{s1} : est la déformation (allongement) des aciers tendus, d : est la profondeur effective de la section de poutre

À partir des deux équations précédentes, la courbure peut être donnée sous la forme suivante :

$$\theta = \frac{\epsilon_c + \epsilon_{s1}}{d} \quad (3.18)$$

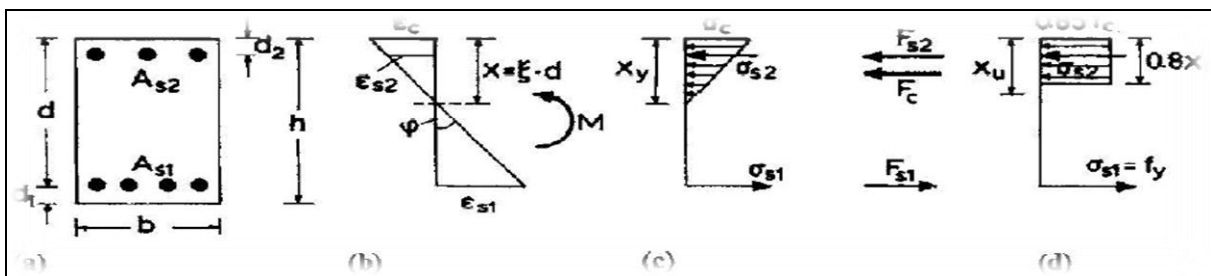


Figure 3. 18 : Données de calcul du facteur de ductilité à la courbure pour une section rectangulaire double armée

Pour une section rectangulaire à double armée (**figure 3.18**), la courbure à la limite élastique peut être estimée par l'équilibre des forces en supposant un comportement linéaire de béton jusqu'à l'arrivée de l'armature à la limite élastique.

Le diagramme de déformation montré sur la (**figure 3.18.b**) illustre :

$$\frac{\varepsilon_c}{\xi d} = \frac{\varepsilon_{s1}}{d - \xi d} = \frac{\varepsilon_{s2}}{\xi d - d_2} \quad (3.19)$$

En substituant : $\varepsilon_{s1} = \sigma_{s1}/E_s$; $\varepsilon_{s2} = \sigma_{s2}/E_s$ et $\varepsilon_c = \sigma_c/E_c$ dans l'équation (3.19) et en identifiant le coefficient α , comme un rapport entre le module de Young d'acier et le module de Young du béton, on obtient les équations suivantes :

$$\sigma_{s1} = \frac{1 - \xi}{\xi} \alpha \sigma_c \quad (3.20)$$

$$\sigma_{s2} = \frac{\xi - d_2/d}{\xi} \alpha \sigma_c \quad (3.21)$$

En appliquant la condition d'équilibre des forces au béton (F_c) et à l'acier (F_{s1}, F_{s2}) on obtient :

$$F_c = F_{s2} - F_{s1} = 0 \quad (3.22)$$

En substituant les valeurs des trois forces à partir du diagramme des contraintes (**la figure 3.18.c**), et ce dans l'équation (3.22) on obtient l'équation suivante :

$$\frac{1}{2} b \xi d \sigma_c + \sigma_{s2} A_{s2} - \sigma_{s1} A_{s1} = 0 \quad (3.23)$$

En substituant les valeurs de σ_{s1} et σ_{s2} des deux équations (3.20) et (3.21) dans l'équation (3.23) on obtient :

$$\frac{1}{2} b \xi d \sigma_c + \frac{\xi d - d_2}{\xi} \alpha A_{s2} - \frac{1 - \xi}{\xi} \alpha A_{s1} = 0 \quad (3.24)$$

En plaçant $A_{s1}/bd = \rho_1$ et $A_{s2}/bd = \rho_2$ on obtient une équation de deuxième degré :

$$\xi^2 + 2\alpha(\rho_1 + \rho_2)\xi - 2\alpha\left(\rho_1 + \frac{d_2}{d}\rho_2\right) = 0 \quad (3.25)$$

La solution de l'équation nous donne le paramètre de l'axe neutre ξ

$$\xi = \left[\alpha^2(\rho_1 + \rho_2)^2 + 2\alpha\left(\rho_1 + \frac{d_2}{d}\rho_2\right) \right]^{1/2} - \alpha(\rho_1 + \rho_2) \quad (3.26)$$

Après la détermination de paramètre de l'axe neutre, on peut déterminer la courbure à l'état limite élastique

$$\phi_y = \frac{\xi_y}{d - x_y} = \frac{f_y/E_s}{d(1 - \xi_y)} \quad (3.27)$$

Où f_y est la résistance à la limite élastique d'acier et ξ_y est donné par l'équation (3.26)

Pour estimer la courbure ultime on utilise la (**figure 3.18.d**), en considérant la réduction de la résistance du béton par le coefficient 0.85, qui explique l'effet de chargement à long terme

($\sigma = 0.85f_c$). Tandis que la contrainte dans l'acier prend la valeur de la résistance à limite élastique. La condition de l'équilibre des forces s'écrit comme suit :

$$0.85f_f 0.8x_u b + A_{s2}f_y - A_{s1}f_y = 0 \quad (3.28)$$

La distance de l'axe neutre à l'état ultime est :

$$x_u = \frac{(A_{s1} - A_{s2})f_y}{0.68f_c b} \quad (3.29)$$

En utilisant l'équation (3-2) on peut écrire la courbure ultime comme suit :

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{x_u} \quad (3.30)$$

Et en remplaçant la valeur de x_u de l'équation (3-29) dans l'équation (3-30) on peut estimer la valeur de courbure ultime par l'équation suivante :

$$\phi_u = \varepsilon_{cu} \frac{0.68f_c b}{(A_{s1} - A_{s2})f_y} \quad (3.31)$$

Park and Paulay [49] ont conclu que si la contrainte de béton à la compression dans la fibre extrême, ne dépasse pas $0.7f_c$, quand la contrainte d'acier atteint la limite élastique, le moment au début de la plastification, est donné par l'équation suivante :

$$M_y = A_s f_s \cdot jd \quad (3.32)$$

Et la courbure au début de la plastification est :

$$\phi_y = \frac{\varepsilon_s}{d(1-\xi)} \quad (3.33)$$

Où $jd = d - kd/3$ est la distance entre le centre de gravité des aciers tendus et la résultante des forces de compression dans le béton.

Le moment ultime, quand l'acier dans la zone comprimée atteint l'état ultime, est donné par l'équation suivante en se basant sur la (**figure 3.18**) :

$$M_u = 0.85f_c 0.8x_u b (d - 0.8x_u) + A_{s2}f_y (d - d_2) \quad (3.40)$$

Après la détermination des valeurs de courbure, à l'état limite élastique et l'état ultime on peut déterminer la rotation correspondante aux deux courbures, en utilisant les approximatifs des codes sismiques. La troisième partie de l'eurocode8 [52] donne des équations simples approximatives pour le calcul de rotation, à la limite élastique et le calcul de rotation ultime, en utilisant les valeurs de courbure à la limite élastique et l'état ultime.

3.13.3 Comportement sismique des poteaux [53]

A cause de la grande valeur de la charge axiale dans les poteaux, il n'est pas possible de déterminer directement une seule courbe ($M - \varphi$) pour une section transversale, comme dans le cas des sections soumises à la flexion simple (les poutres). D'autres part, il est possible d'obtenir toutes les combinaisons de charge axiale P , le moment de flexion M et la courbure de la section. Grâce à ces combinaisons, on peut déterminer facilement la courbe ($M - \varphi$) pour un chargement précis.

Les courbes qui montrent la relation entre P et M , selon les différentes conditions sont appelées courbe d'interaction. La (figure 3.19) montre la courbe d'interaction d'une section de poteau doublement armé. Aussi, cette figure montre à côté de la courbe de l'interaction la courbe qui représente la relation de charge P et la courbure φ , les détails du ferrailage et la courbe contrainte-déformation, sont présentés aussi sur cette figure.

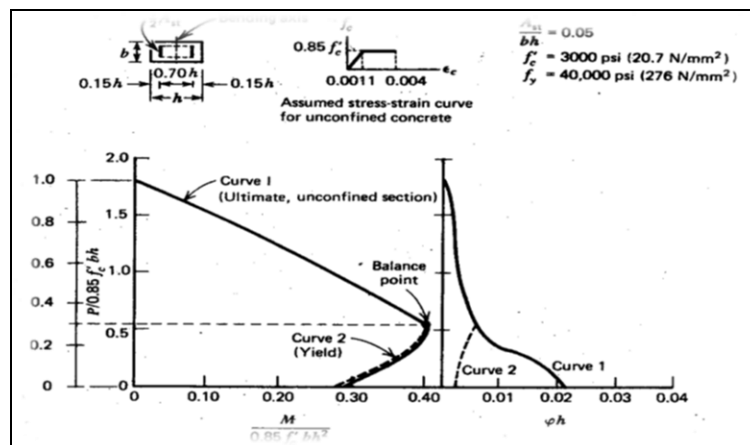


Figure 3. 19 : Courbes d'interaction pour une section rectangulaire

Deux courbes sont représentées sur chaque diagramme, **la courbe 1** indique toutes les combinaisons ($P - M$) correspondantes, à l'état ultime de béton ou à l'état ultime d'acier de la section. La variation de **la courbe 1** ($P - M$) correspond à la condition dans laquelle les efforts de traction dans les armatures tendues atteignent la limite élastique et la fibre extrême de béton atteint simultanément la déformation ultime. Ce point de variation est appelé le point d'équilibre. Dans le diagramme ($P - \varphi$) de la courbe 1 on constate que la courbe diminue significativement par la présence de la charge axiale notamment, lorsque la charge est supérieure à celle correspondante au point d'équilibre.

La courbe 2 représente la combinaison P , M et φ correspondante au début de la plastification des armatures. **La courbe 2** n'apparaît pas au-dessus de point d'équilibre car l'acier des armatures n'atteint pas la résistance de la plastification au-dessus de ce point.

Dans le diagramme ($P - M$), au dessous du point d'équilibre, les courbes 1 et 2 sont proches l'une de l'autre ce qui indique un léger changement de capacité de résistance après la plastification. Mais Dans le diagramme ($P - \varphi$), au-dessous du point d'équilibre, **les courbes 1 et 2** sont séparées et la différence entre elle représente la valeur de déformation non élastique à la flexion, qui se produit au début de la plastification. Ainsi dans un cas précis de chargement, la courbure et le moment qui lui correspond sont calculés de la même méthode utilisée pour déterminer la courbe moment-courbure des poutres en prenant en considération l'effet des charges axiales, par des coefficients de calcul.

3.14 Conclusion

L'analyse **push over** est un outil puissant et très utile qui peut permettre aux ingénieurs de structures de rechercher plusieurs schémas de confortement de bâtiments existants et d'étudier de nouvelles structures qui se comporteront d'une manière adéquate durant de futurs séismes.

→ Pour effectuer l'analyse non linéaire « **push over** » nous devons d'abord effectuer l'analyse linéaire à l'aide du logiciel de modélisation **ETABS 9.7.0**, et c'est ce que nous allons voir dans le chapitre prochain.

Chapitre 4 :
***ETUDE COMPARATIVE DE DEUX
SYSTEMES PAR L'ANALYSE
LINAIRE***

TABLE

2121E71E2 57K E7A7E12E

4.1 Introduction

L'objectif principal de ce chapitre c'est de mettre en évidence la variation des différents paramètres de stabilité avant et après introduction des voiles dans une structure (comparaison entre une structure auto-stable et une structure mixte) selon les critères de comparaison suivants :

- La période et les modes propres de la structure.
- L'effort tranchant à la base.
- L'effort normal réduit
- Déplacements latéraux inters étage.
- Justification vis-à-vis l'effet P- Δ .

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis des différentes sollicitations en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses. Pour cela l'utilisation des méthodes numérique tel que la méthode des éléments finis est devenue indispensable. Pour cela, plusieurs logiciels de calcul automatique ont été développés au cours de ces dernières années suivant la méthode des éléments finis ou bien « la méthode dynamique ».

Dans notre cas, l'analyse dynamique nécessite la création d'un modèle de calcul représentant les deux structures ; l'une est contreventée par des portiques auto-stables et l'autre est contreventée par des voiles et des portiques (structure mixte). Ces deux systèmes de contreventements seront modélisés dans un logiciel de calcul des structures « **ETABS 9.7.0** » permettant ainsi d'avoir les modes propres de vibration et des efforts engendrés par l'action sismique appliquée.

Le logiciel utilisé pour cette étude : « **ETABS** » (**Extended Tridimensionnel Analysis of Building Structures**), c'est un logiciel de calcul et de conception conçu pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique, et il offre de nombreuses possibilités d'analyse statique et dynamique.

4.2 Description de l'ouvrage

Le projet en question consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'un bâtiment à usage d'habitation et commerce en (R+6+attique + s-sol).

4.3 La zone d'implantation

Le bâtiment qui fait l'objet de cette étude, sera implanté dans la ville de Tizi-Ouzou qui est considéré d'après le règlement parasismique algérien (RPA99 / Version2003) comme zone de moyenne sismicité, c'est-à-dire, (zone IIa).

4.4 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

Tableau 4. 1 : caractéristiques géométriques de l'ouvrage.

En élévation	Hauteur totale de la structure (m)	30,09
	Hauteur de S-Sol (m)	4.08
	hauteur d'étage courant et RDC (m)	3.06
En plan	Langueur (m)	21.55
	Largeur (m)	20,8

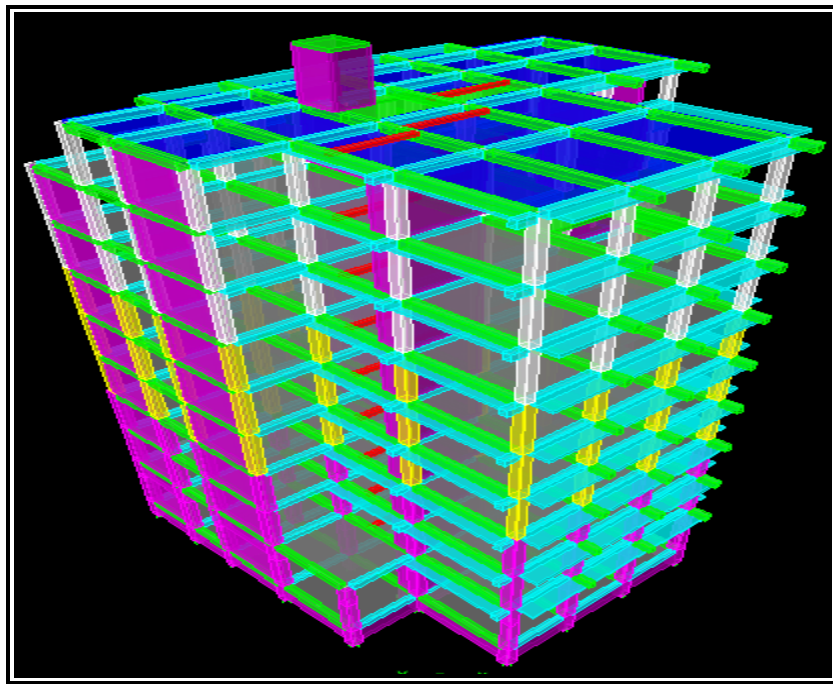


Figure 4. 1 : La structure en 3D

4.5 Caractéristiques des matériaux

4.5.1 Le béton

Tableau 4. 2 : Les différentes caractéristiques du béton.

poids	Poids par unité de volume		25 KN
résistance	à la compression		$f_{c28} = 25$ MPa
	à la traction		$f_{t28} = 2,1$ MPa
Contrainte admissible	ELU	situation durable $\{\gamma_b = 1,5 \quad \theta = 1\}$	$f_{bu} = 14.17$ MPa
		situation accidentelle $\{\gamma_b = 1,15, \theta = 0,85\}$	$f_{bu} = 18.48$ MPa
	ELS		$f_{bc} = 15$ MPa
Module de déformation instantané			$E_{i28} = 32164,2$ MPa

4.5.2 L'Acier

- Barres haute adhérence : $f_e = 400$ MPa.
- Treillis soudé 5mm : $f_e = 235$ MPa.

Tableau 4. 3 : Les différentes caractéristiques des aciers.

Type d'acier	Nomination	symbole	Limite d'élasticité MPa	Résistance à la rupture MPa	Allongement relatif à la rupture %	Coef de fissuration η	Coef de scellement ψ
Acier en barre	Haute adhérence	HA	400	480	14%	1,6	1,5
Acier en treillis	Treillis soudé TL 520 (ϕ)	TS TL	550	550	8%	1,3	1

❖ **Module d'élasticité longitudinal de l'acier**

$$E_s = 200000 \text{ MPa (Art 2.2, 1/B.A.E.L.91)}$$

❖ **Contraintes limites d'élasticité de l'acier**

- **Contrainte limite ultime à l'ELU**

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

CHAPITRE 4: Étude comparative des deux systèmes par l'analyse linéaire

Avec :

γ_s : coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1.15$ pour les situations durables.

$\gamma_s = 1.00$ pour les situations accidentelles

f_e : Limite d'élasticité.

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{400}{1.15}$$

$$\sigma_s = 347,82 \text{ MPa} \approx 348 \text{ MPa}$$

- **Contrainte limite de service :**

D'après les règles du (BAEL 91 révisées 99) [28], on distingue trois cas de fissuration :

⇒ **Fissuration peu nuisible (Peu préjudiciable)** [Article A.4.5, 32 du BAEL 91] [28].

Cas des armatures intérieures ou aucune vérification n'est nécessaire.

⇒ **Fissuration préjudiciable** [Article A.4.5, 33 du BAEL 91] [28]

Cas des éléments exposés aux agressions chimiques, atmosphériques, ...

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3} f_e; 110\right\} \sqrt{\eta f_{tj}} \text{ MPa}$$

⇒ **Fissuration très préjudiciable**

Cas des éléments exposés aux agressions sévères

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3} f_e; 90\right\} \sqrt{\eta f_{tj}} \text{ MPa}$$

Avec η : Coefficient de fissuration tel que :

$\eta = 1$ pour les ronds lisses.

$\eta = 1.3$ pour les aciers de haute adhérence ($\Phi < 6$)

$\eta = 1.6$ pour les aciers de haute adhérence ($\Phi > 6$)

→ Dans notre cas la fissuration est considéré préjudiciable.

4.6 Règles de calcul

- ✓ Les règlements utilisés dans les calculs sont:
- ✓ Règles C.B.A.93.
- ✓ Règles B.A.E.L 91 .
- ✓ Règles parasismiques algériennes RPA99 / Version 2003.
- ✓ Documents Techniques Réglementaires.

4.7 Eléments de l'ouvrage

4.7.1 Ossature du bâtiment

Le bâtiment est en ossature mixte, composé de :

a) **Portiques auto stables (poteaux- poutres)**, dans les deux directions (transversale et longitudinale), capables de reprendre les sollicitations dues aux charges verticales et éventuellement les charges horizontales.

→ **Les poutres :**

Tableau 4. 4 : Les sections des poutres adoptées.

Types de poutre	Sections choisies (bxh) en cm ²
Poutres principales (PP)	30x40
Poutres secondaires (PS)	30x35
Poutres de chaînage (Pch)	25x20

→ **Les poteaux :**

Tableau 4. 5 : Les sections des poteaux adoptées.

Niveaux	Section des Poteaux (bxh) en cm ²
De -4.08 jusqu'à+7.65	50x50
De +7.65 jusqu'à+16.83	45x45
De +16.83 jusqu'à+26.01	40x40

b) **Un ensemble de voiles en béton armé**, disposés dans les deux directions (transversale et longitudinale), assurent la stabilité du bâtiment sous l'action des charges horizontales et reprennent une partie des charges verticales.

→ **L'épaisseur des voiles :**

L'épaisseur minimale des voiles est de 15cm, la longueur du voile doit satisfaire la condition suivante : $L \geq 4a$ (avec a : l'épaisseur du voile).

✓ On choisit une épaisseur de 20cm.

CHAPITRE 4: Étude comparative des deux systèmes par l'analyse linéaire

4.7.2 Les planchers en corps creux

Les planchers sont de 20 cm d'épaisseur, composés de corps creux de 16 cm et d'une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

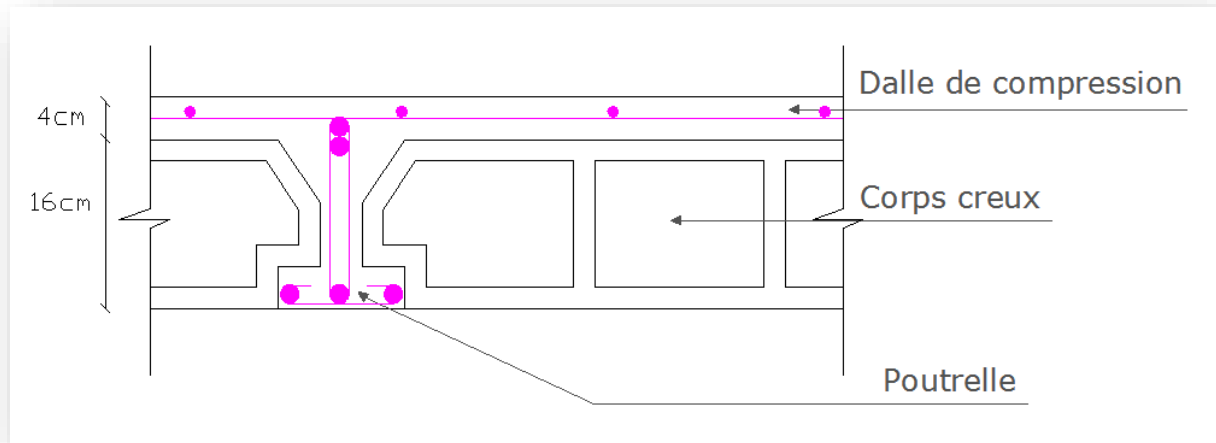


Figure 4. 2 : Plancher en corps creux.

4.7.3 Balcons

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

4.7.4 Les escaliers

Les escaliers sont composés de paillasse adjacentes et de paliers de repos en béton armé. Elles sont constituées, à chaque étage, de deux volées et un seul palier. Epaisseur du palier et la paillasse égale à **0.15m**.

4.7.5 Fondations

Les fondations de la structure sont constituées de semelles filantes de 1.50m de largeur, ancrées à 1.20 mètre de profondeur à partir du niveau fini des plateformes avec une épaisseur de 0.40m.

4.7.6 Remplissages

Les façades extérieures sont réalisées en briques creuses de 10cm d'épaisseur en doubles cloisons, séparées par une lame d'air de 05 cm. Les murs intérieurs sont réalisés en briques creuses en simples cloisons de 10cm.

4.8 Evaluation des charges et les surcharges

4.8.1 Charges permanentes « G »

→ **Plancher terrasse inaccessible :**

Tableau 4. 6 : Evaluation du charge permanente dans le plancher terrasse.

Désignation des matériaux	Poids [KN/m ²]
Protection lourde (ep =5cm)	1
Étanchéité multicouche (ep=2cm)	0.12
Isolant thermique (5cm)	0.2
Para vapeur (feuille polyane)	0.01
Forme de pente (ep = 7cm)	2.20
Plancher (16 + 4)	2.85
Enduit plâtre	0.2
TOTAL	G=6.58

→ **Plancher étage courant :**

Tableau 4. 7 : Evaluation du charge permanente dans le plancher étage courant.

Désignation des matériaux	Poids [KN/m ²]
Maçonnerie en briques creuses (ep = 10cm)	0.9
Revêtement en carrelage (ep = 2cm)	0.40
Mortier de ciment (ep=2cm)	0.40
Couche de sable (ep=3cm)	0.54
Plancher (16 + 4)	2.85
Enduit plâtre	0.2
TOTAL	G=5.29

CHAPITRE 4: Étude comparative des deux systèmes par l'analyse linéaire

→ Murs extérieurs :

Tableau 4. 8 : Evaluation de la charge permanente dans les murs extérieurs.

Désignation des matériaux	Poids [KN/m ²]
Enduit de ciment (2cm)	0.36
Briques creuses (10cm)	0.9
Lame d'air (5cm)	0
Briques creuses (10cm)	0.9
Enduit en ciment (2cm)	0.2
TOTAL	G=2.36

4.8.2 Surcharges « Q »

→ Les charges d'exploitation sont données par le DTR (article 7.2.2) comme suit :

Tableau 4. 9 : Désignation des différentes charges d'exploitation.

Désignation	Surcharge d'exploitation
Plancher terrasse	1,00
Plancher étage courante : à usage d'habitation.	1,50
Plancher étage courante : à usage administratif.	2,50
Plancher de RDC : à usage commerciale.	2,50
Plancher de sous-sol : à usage commerciale	2,50
Balcon	3,50
Escalier desservant les différents étages	2,50
Acrotère	1,00

4.9 Modélisation avec le logiciel de calcul ETABS

4.9.1 Étapes de modélisation

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

A) Première étape :

Elle consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser, ainsi qu'un système d'unités pour la saisie des données dans ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne KN.m comme unités de base pour les forces et déplacements.

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne Files puis New model, cette option permet d'introduire :

- Le nombre de portique suivant x-x
- Le nombre de portiques suivant y-y
- Le nombre des étages.

B) Deuxième étape :

C'est la définition des propriétés mécaniques des matériaux en l'occurrence l'acier et le béton :

- Masse et poids volumique du béton
- Module d'élasticité
- Contrainte maximale du béton à la compression
- Contrainte maximale des aciers longitudinaux et transversaux).

C) Troisième étape :

Affectation des propriétés géométriques des éléments (poutres, poteaux, voiles...).

D) Quatrième étape :

Définition des charges statiques (G et Q) appliquées à la structure modélisée :

❖ **Charge permanente**

- Load Name = Nom de la charge : G
- Type : DEAD (permanente)
- Self weight multiplier (coefficient interne poids propre) = 1

❖ Surcharge d'exploitation

- Load Name = Nom de la charge : Q
- Type : LIVE (exploitation)
- Self weight multiplier (coefficient interne poids propre) = 0

→ L'analyse dynamique comporte l'analyse modale et l'analyse spectrale :

Analyse modale :

L'analyse des vecteurs propres détermine les modes non amortis de vibration et les fréquences du système. Ces modes libres fournissent un aperçu du comportement de la structure. Les fréquences naturelles et les modes propres sont directement fonction de la rigidité et de la distribution des masses de la structure. L'analyse modale implique la résolution de l'équation généralisée : $[K-\omega^2M] \{\Phi\}=0$

Avec :

K : Matrice de rigidité généralisée.

M : Matrice Masse généralisée.

ω^2 : Matrice diagonale des valeurs propres.

$\{\Phi\}$: Matrice des vecteurs propres correspondants aux modes de vibrations.

Analyse spectrale :

L'analyse spectrale permet de calculer la réponse sismique d'une structure en utilisant le spectre de réponse conçu par le CGS. Ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélération (Sa/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T. Après détermination des modes propres de la structure, l'analyse spectrale permet d'avoir :

- Pour chaque mode : le coefficient de participation modale, les masses modales participantes.
- Pour chaque direction : les efforts spectraux, déplacements, réactions et efforts correspondant à chacun des modes propres. L'équation d'équilibre dynamique associée à la réponse d'une structure à un mouvement du sol est donnée par :

$$k_u(t) + C_{\dot{u}}(t) + M_{\ddot{u}}(t) = m_x \ddot{u}_{gx}(t) + m_y \ddot{u}_{gy}(t) + m_z \ddot{u}_{gz}(t)$$

Pour chacun des modes retenus, l'équation du mouvement est résolue, la solution en termes de déplacement s'obtient en combinant les réponses modales en utilisant la méthode quadratique complète CQC (Complète Quadratic Combination).

CHAPITRE 4: Étude comparative des deux systèmes par l'analyse linéaire

E) Cinquième étape :

Chargement des planchers, la charge statique étant définie, on sélectionne chaque plancher et on introduit le chargement surfacique qui lui revient.

Et pour les poutres de la périphérie, les chargements statiques étant définis, on sélectionne chaque poutre et on introduit le chargement linéaire (poids des murs extérieurs) qui lui revient.

F) Sixième étape :

Introduction des combinaisons d'actions. Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

➤ **Combinaison aux états limites**

$$\text{ELU} : 1.35G+1.5Q$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

➤ **Combinaison accidentelles du RPA 99 Version 2003**

Pour le système mixte :

$$\text{Comb1} : G+Q\pm E$$

$$\text{Comb2} : 0.8G\pm E$$

Pour le système auto-stable :

$$\text{Comb1} : G+Q\pm E$$

$$\text{Comb2} : 0.8G\pm E$$

$$\text{Comb3} : G+Q\pm 1.2E \text{ (uniquement pour les poteaux).}$$

➤ **Combinaison poids**

$$\text{CombPoids} : G+0.2Q \text{ (afin de tirer le poids propre de la structure)}$$

G) Septième étape :

Spécifier les conditions aux limites (appuis, diaphragmes) pour la structure modélisée.

- Les poteaux : sont supposés parfaitement encastés dans les fondations.
- Diaphragmes : comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher de telle sorte qu'il puisse former un diaphragme, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.
- Les masses des planchers sont supposées concentrées en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de (masse-source) où la charge sismique est représentée par la combinaison « $G+0.2 Q$ ».

H) Huitième étape :

Elle consiste à l'analyse et l'exploitation des résultats, pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyse** et on sélectionne **Run Analysis**.

Après avoir réalisé toutes les étapes, on obtient les deux vues en 3D ci-dessous :

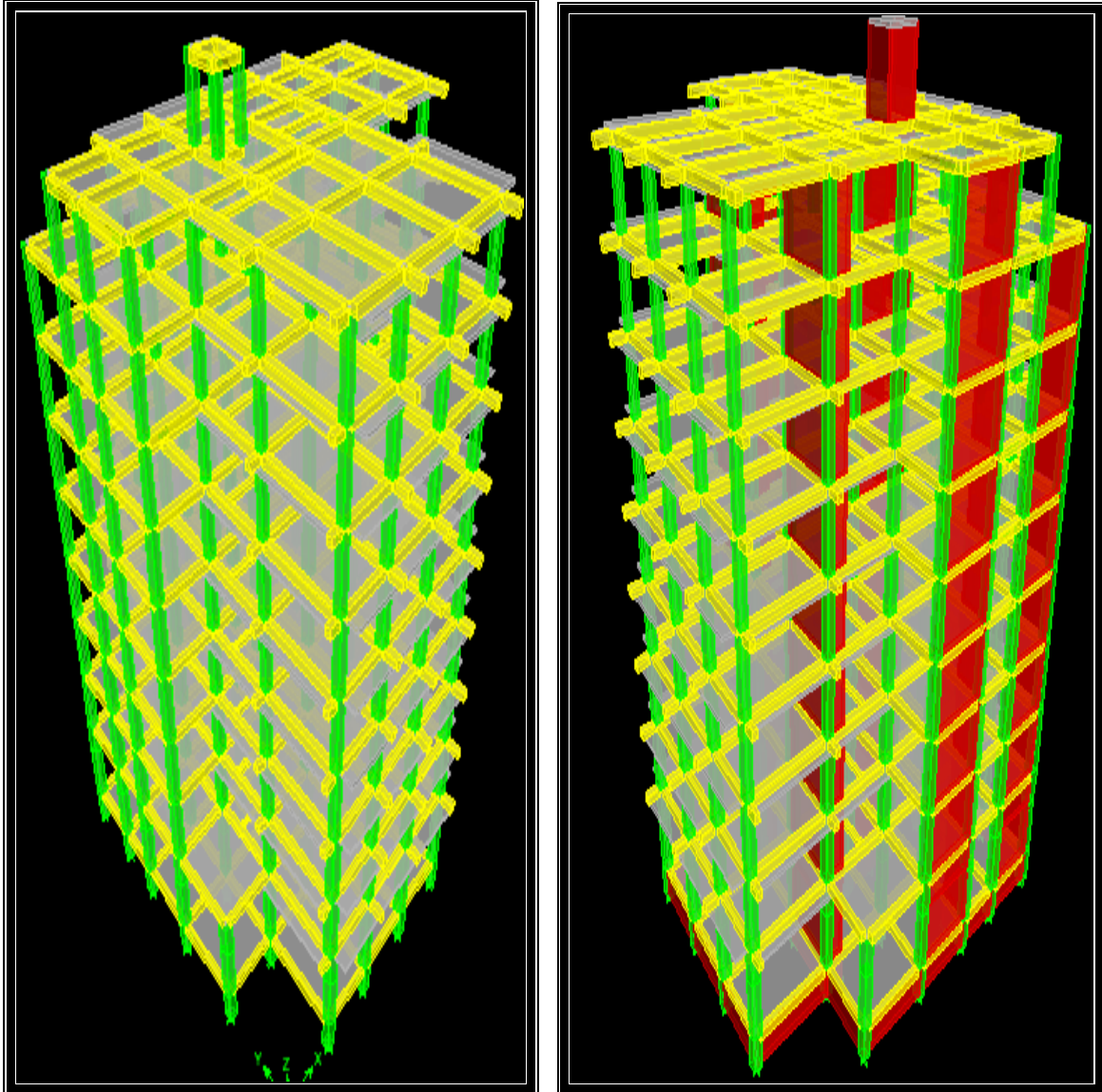


Figure 4. 3 : Model tridimensionnel de la structure auto stable et mixte respectivement

4.9.2 Choix de la disposition des voiles

On a pris en considération le plan d'architecture en prévoyant un nombre minimal des voiles dans chaque direction pour choisir une disposition initiale des voiles dans le bâtiment. La disposition des voiles adoptée est indiquée à la figure suivante :

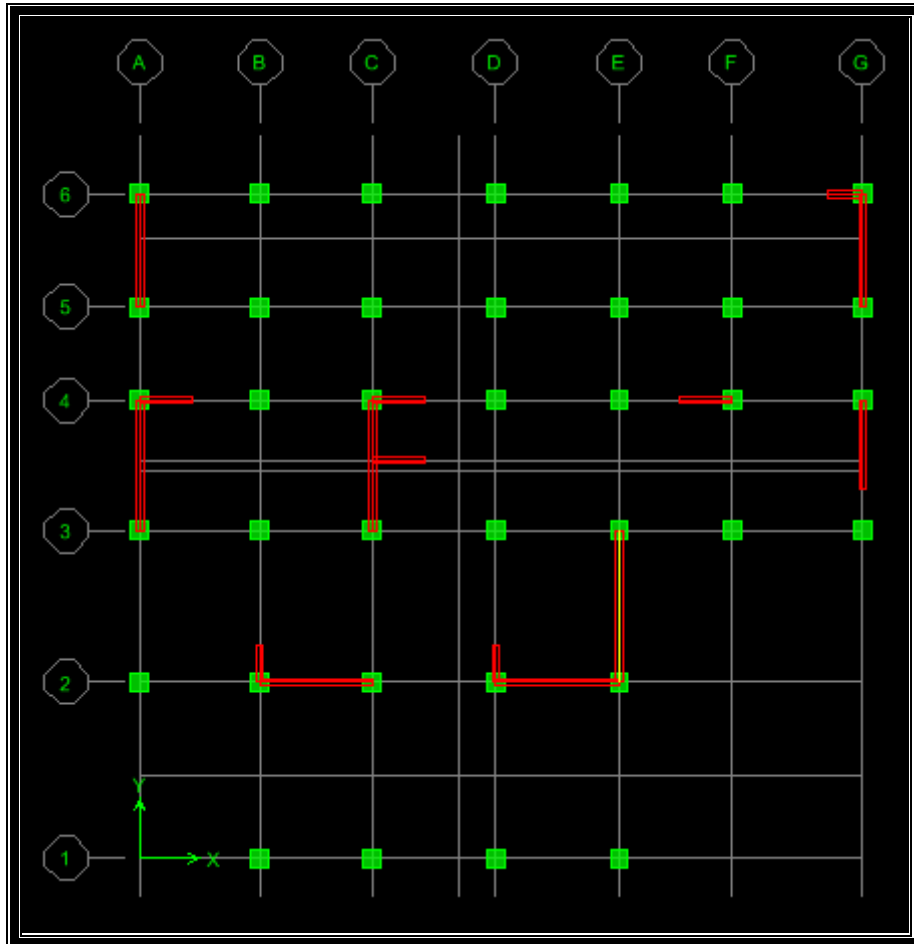


Figure 4. 4 : La disposition des voiles (vue en plan).

4.10 Interprétation et vérification des résultats trouvés avec les deux systèmes de contreventements

4.10.1 Résultats trouvés avec le système de contreventement auto stable

4.10.1.1 Vérification de la période et les modes propres d'après Art 4.3.4 RPA2003

⇒ Après l'analyse, on suit les étapes suivantes pour extraire la période et les mode propres de la structure à partir de logiciel **ETABS 9.7.0** :

Cliquer sur:

display → **show tables** → **Modal information** → **building modal information** → **modal participating masse ratio** → **OK**.

Tableau 4. 10 : Période et modes propres de la structure auto stable.

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	1,188536	62,7955	0,3065	62,7955	0,3065	13,7335
2	1,07508	4,9576	58,9947	67,7531	59,3011	13,8127
3	1,021882	9,1739	17,8272	76,927	77,1283	50,1249
4	0,398763	7,7455	0,0383	84,6725	77,1666	2,0625
5	0,363506	0,6495	7,8388	85,322	85,0055	1,1581
6	0,347659	1,3951	1,999	86,7171	87,0045	6,2533
7	0,225642	2,5269	0,0114	89,2441	87,0159	0,771
8	0,207542	0,275	2,3016	89,5191	89,3175	0,4228
9	0,20071	0,4575	0,7978	89,9766	90,1153	1,8989
10	0,149897	1,1522	0,0073	91,1288	90,1226	0,3366
11	0,140061	0,1665	0,8611	91,2953	90,9838	0,2722
12	0,136286	0,1628	0,478	91,4581	91,4618	0,7394

b. La période

$$T \leq 1.3 \times T_{emp}$$

$$\rightarrow T_{emp} = C_T h_N^{3/4}$$

$$T_{emp} = 0.05 \times 30.09^{3/4} = \mathbf{0.64 \text{ s}}$$

✓ $T = 1.19 \text{ s} \leq 1.3 \times 0.64 = 0.83 \text{ s}$ (condition non vérifiée).

c. La participation massique :

- ✓ 1^{er} mode de vibration : est une **translation** suivant x-x ; **il mobilise plus de 62.79 %** de la masse sismique.
 - ✓ 2^{ème} mode de vibration : est une **translation** suivant y-y ; **il mobilise plus de 58.99 %** de la masse sismique.
 - ✓ Le 3^{ème} mode de vibration : est une **rotation (il mobilise -50% de la masse sismique)**.
- D'où les trois modes sont vérifiés d'après l'exigence de Art 4.3.4 RPA2003
- Le nombre de modes à prendre en considération est de **10 modes**, car c'est à ce mode que les 90% de mobilisation des masses modales effectives dans les deux directions « x » et « y » sont atteintes (**Article 4.3.4 du RPA 99**).

4.10.1.2 L'excentricité

L'article (**4.2.7 du RPA99/version 2003**) exige une excentricité au moins égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment.

$$\begin{cases} e_x \leq 5\%L_x & \text{avec } 5\%L_x = 0.05 \times 21.55 = 1.0775m. \\ e_y \leq 5\%L_y & \text{avec } 5\%L_y = 0.05 \times 20.8 = 1.04m. \end{cases}$$

$$\begin{cases} e_x = XCCM_i - XCR_i \\ e_y = YCCM_i - YCR_i \end{cases}$$

Avec :

L_x ; L_y : Longueur et largeur de la structure respectivement.

XCM , YCM : centres de gravité suivant x-x et y-y respectivement.

XCR , YCR : centres de rigidité suivant x-x et y-y respectivement.

⇒ Pour extraire le centre de masse et de rigidité de chaque étage, on effectue les étapes suivantes :

Display → show tables → building output → center mass rigidity → ok.

→ Les résultats trouvés sont récapitulés dans les tableaux ci-après :

CHAPITRE 4: Étude comparative des deux systèmes par l'analyse linéaire

Sens x-x :

Tableau 4. 11 : Vérification de l'excentricité suivant x-x de la structure auto stable.

Story	Diaphragm	XCCM	XCR	ex	5%Lx	Observation
VIDE SANITAIRE	D1	9,453	9,433	0,02	1,0755	vérifiés
STORY1	D2	9,575	9,308	0,267		
STORY2	D3	9,799	9,296	0,503		
STORY3	D4	9,803	9,339	0,464		
STORY4	D5	9,807	9,377	0,43		
STORY5	D6	9,807	9,403	0,404		
STORY6	D7	9,811	9,421	0,39		
STORY7	D8	9,815	9,436	0,379		
STORY8	D9	9,81	9,447	0,363		
STORY 9	D10	9,61	9,446	0,164		
STORY ASC	D11	7,35	7,489	-0,139		

Sens-y-y :

Tableau 4. 12 : Vérification de l'excentricité suivant y-y de la structure auto stable.

Story	Diaphragm	YCCM	YCR	ey	5%Ly	Observation
VIDE SANITAIRE	D1	10,996	11,487	-0,491	1,04	vérifiés
STORY1	D2	11,156	11,588	-0,432		
STORY2	D3	11,229	11,635	-0,406		
STORY3	D4	11,222	11,684	-0,462		
STORY4	D5	11,214	11,716	-0,502		
STORY5	D6	11,214	11,738	-0,524		
STORY6	D7	11,207	11,755	-0,548		
STORY7	D8	11,2	11,767	-0,567		
STORY8	D9	10,917	11,768	-0,851		
STORY 9	D10	9,204	11,597	-2,393		
STORY ASC	D11	12,15	12,124	0,026		

4.10.1.3 L'effort tranchant à la base

a. Valeurs trouvées avec le logiciel ETABS :

→ Pour extraire la valeur de l'effort tranchant à la base selon x-x et y-y cliquer sur ;

Display → show tables → modal information → building modal information → response spectrum base reactions et on sélectionne le combinaison (EX,EY) → ok.

Tableau 4. 13 : Valeurs des efforts tranchant max de la structure auto stable déterminier du l'ETABS.

Spec	Mode	Dir	F1	F2
EX	All	All	1743.81	442,02
EY	All	All	442,02	1948.66

b. Vérification de L'effort tranchant :

Dans cette méthode l'intensité effective de l'action sismique maximum est donnée sous la forme d'effort tranchant avec la méthode statique équivalente à la base de la structure.

Les forces sismiques de base V_x et V_y sont données par la formule ci-dessous :

$$V = \frac{Ax Dx Q}{R} W \quad (\text{Art 4.2.3 RPA99version2003})$$

Avec les différents paramètres utilisés pour calculer l'effort tranchant à la base sont les suivants :

- Groupe d'usage : **2**
- Coefficient d'accélération de zone : zone IIa ⇒ **A = 0.15**
- Coefficient de comportement : portiques auto stables avec remplissage en maçonnerie rigide
⇒ **R = 3.5**
- Coefficient d'amortissement : portiques auto stables avec remplissage en maçonnerie rigide
⇒ **7%**
- Facteur de qualité : **Q = 1.2**
- Couche d'assise : site de catégorie (S2) ⇒ **T1 = 0,15 sec** et **T2 = 0,40 sec.**

CHAPITRE 4: Étude comparative des deux systèmes par l'analyse linéaire

- D : coefficient d'amplification dynamique.

$$D = 2.5\eta \left(T_2/T \right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow D = 1.06$$

- W : poids total de la structure, on l'extrait sur ETABS.

⇒ Pour l'extraire du l'ETABS cliquer sur :

Display → **show tables** → **building output** → **story shears** et on sélectionne la combinaison (poids) → **ok.** (On prend le poids à la base de la structure)

c. Le poids total de la structure :

Tableau 4. 14 : Poids à la base de la structure auto stable déterminé du l'ETABS.

Story	Load	Loc	P
VIDE SANITAIRE	POIDS	Top	34131.97
VIDE SANITAIRE	POIDS	Bottom	34514.47

AN :

$$V = \frac{0.15 \times 1.06 \times 1.2}{3.5} \times 34514.47 = 1881.53 \text{KN}$$

$$0.8 \times V = 1505.224 \text{KN}$$

Tableau 4. 15 : Vérification de l'effort tranchant de la structure auto stable.

V _D		V _{X/Y}	0.8V _{X/Y}	Observation
XX	YY			Condition
1743.81	1948.66	1881.53	1505.224	vérifiée

4.10.1.4 L'effort normal réduit

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

$$V = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.3 \text{ (Art 7.4.3 RPA /Version 2003)}$$

Avec :

N_d : Effort normal (KN)

B_c : section du poteau (cm^2)

CHAPITRE 4: Étude comparative des deux systèmes par l'analyse linéaire

f_{c28} : résistance caractéristique du béton à la compression.

⇒ Pour extraire N_d max on suit les étapes suivantes :

Sélectionner les poteaux → display → show table → frame output → Frame force → Colum forces et on sélectionne les combinaisons sismiques (GQ12Ex et GQ12Ey).

$$V = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.3 \text{ (Art 7.4.3 RPA /Version 2003.)}$$

→ N_d max= 1717.27 KN.

→ La section du poteau qui lui correspond est égal à (50x50) mm

AN :

$$V = \frac{1717.27 \times 10^3}{500 \times 500 \times 25} = 0.27 \leq 0.3 \text{ (condition vérifiée).}$$

4.10.1.5 Déplacements latéraux inters étage

⇒ Pour extraire les déplacements absolus selon x-x et y-y on suit les étapes suivantes :

Display → show tables → displacements → displacements data → diaphragm CM → displacements et on sélectionne les combinaisons (Ex et Ey).

Sens x-x :

Tableau 4. 16 : Déplacement absolu selon XX de la structure auto stable, déterminer du l'ETABS.

Story	Diaphragm	Load	δ_{ex}^k
STORY ASC	D11	EX	0.0298
STORY 9	D10	EX	0.0317
STORY8	D9	EX	0.0285
STORY7	D8	EX	0.0264
STORY6	D7	EX	0.0239
STORY5	D6	EX	0.021
STORY4	D5	EX	0.0176
STORY3	D4	EX	0.0137
STORY2	D3	EX	0.0098
STORY1	D2	EX	0.0057
Vide sanitaire	D1	EX	0.0006

Sens y-y :

Tableau 4. 17: Déplacement absolu selon YY de la structure auto stable, déterminer du l'ETABS.

Story	Diaphragm	Load	δ_{ey}^k
STORY ASC	D11	EY	0.0289
STORY 9	D10	EY	0.0272
STORY8	D9	EY	0.0263
STORY7	D8	EY	0.0246
STORY6	D7	EY	0.0222
STORY5	D6	EY	0.0195
STORY4	D5	EY	0.0164
STORY3	D4	EY	0.0128
STORY2	D3	EY	0.0093
STORY1	D2	EY	0.0055
vide sanitaire	D1	EY	0.0006

Vérification des déplacements :

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99 version 2003**, concerne les déplacements latéraux inter-étages. En effet, selon l'article 5.10 du **RPA99 version2003**, le déplacement inters étage ne doit pas dépasser 1% de la hauteur d'étage qui lui correspond, et donc, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiées :

$$\Delta_{kx} \leq \bar{\Delta}_k \text{ et } \Delta_{ky} \leq \bar{\Delta}_k$$

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

$$\delta_x^k = R. \delta_{ex}^k \text{ et } \delta_y^k = R. \delta_{ey}^k \quad (\text{Art 4.43 RPA/version 2003})$$

$$\bar{\Delta}_1 = h/100$$

⇒ Les résultats trouvés sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau 4. 18 : Vérification des déplacements inters étages de la structure auto stable.

Story	δ_{ex}^k	δ_{ey}^k	δ_x^k	δ_y^k	Δ_{kx}	Δ_{ky}	1%he	Observation
ASC	0.0298	0.0289	0.1043	0.1012	0.0067	0.0059	0.0280	Vérifiée
Story9	0.0317	0.0272	0.1109	0.0952	0.0112	0.0032	0.0306	Vérifiée
Story8	0.0285	0.0263	0.0998	0.0921	0.0074	0.0059	0.0306	Vérifiée
Story7	0.0264	0.0246	0.0924	0.0861	0.0088	0.0084	0.0306	Vérifiée
Story6	0.0239	0.0222	0.0837	0.0777	0.0102	0.0095	0.0306	Vérifiée
Story5	0.021	0.0195	0.0735	0.0683	0.0119	0.0109	0.0306	Vérifiée
Story4	0.0176	0.0164	0.0616	0.0574	0.0137	0.0126	0.0306	Vérifiée
Story3	0.0137	0.0128	0.0479	0.0448	0.0137	0.0123	0.0306	Vérifiée
Story2	0.0098	0.0093	0.0343	0.0326	0.0144	0.0133	0.0306	Vérifiée
Story1	0.0057	0.0055	0.0199	0.0193	0.0179	0.0172	0.0408	Vérifiée
Vide sanitaire	0.0006	0.0006	0.0021	0.0021	0.0021	0.0021	0.0153	Vérifiée

Avec :

R : Coefficient de comportement de la structure, est égale à 3.5

Δ_{kx} : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x.

Δ_{ky} : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens y.

4.10.1.6 Justification vis-à-vis l'effet P-Δ

l'effet P-Δ est un effet non linéaire (de seconde ordre) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Delta).

La valeur de l'effet P-Delta dépend de :

- La valeur de la force axiale appliquée.
- La rigidité ou la souplesse de la structure globale.
- La souplesse des éléments de la structure.

En contrôlant la souplesse, la valeur de l'effet P-Δ est souvent gérée de telle façon à être considérée négligeable et donc ignoré dans le calcul.

Le RPA99/version 2003 préconise que les effets du 2eme ordre ou les effets P- Δ peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux, si :

$\theta_k < 0.10$: les effets du 2ème ordre sont négligés.

$0.10 < \theta_k < 0.20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale

$$\text{à } \frac{1}{1-\theta_k} .$$

$\theta_k > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

$$\theta_k = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot \Delta_k}$$

Avec :

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

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

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

Δ_k : hauteur de l'étage 'K'.

⇒ Pour déterminer le poids et l'effort tranchant de chaque étage du l'ETABS on effectue les étapes suivantes :

Display → show tables → building output → story shears et on sélectionne les combinaison (Poids, E_x, E_y).

⇒ **Les résultats trouvés sont présentés dans les tableaux qui suit :**

Tableau 4. 19 : Poids et effort tranchant de chaque étage de la structure auto stable déterminer du l'ETABS.

Story	Pmax	V _x max	V _y max
Story ASC	72.95	5.99	6.48
Story 9	2719.47	290.38	312.18
Story 8	5814.11	577.15	631.93
Story 7	9263.09	828.75	916.37
Story 6	12838.86	1035.16	1150.44
Story 5	16414.64	1213.86	1354.13
Story 4	19990.41	1371.73	1533.14
Story 3	23707.91	1512.04	1691
Story 2	27425.40	1636.12	1829.81
Story 1	30832.54	1724.17	1927.39
Vide sanitaire	34514.47	1743.81	1948.6

Sens x-x :

Tableau 4. 20 : Vérification de l'effet P-Δ de la structure auto stable suivant le sens x-x

Story	Δ_k	P _k	$\Delta_k * P_k$	V _k	h _k	V _k * h _k	θ	observation
ASC	0.0067	72.95	0.6347	5.99	2.80	16.324	0.0291	vérifiée
story 09	0.0112	2719.47	32.0898	290.38	3.06	879.291	0.0343	vérifiée
story 08	0.0074	5814.11	45.3501	577.15	3.06	1731.4092	0.0244	vérifiée
story 07	0.0088	9263.09	80.5889	828.75	3.06	2473.0002	0.0321	vérifiée
story 06	0.0102	12838.86	125.8208	1035.16	3.06	3081.114	0.0413	vérifiée
story 05	0.0119	16414.64	193.6928	1213.86	3.06	3607.0668	0.0526	vérifiée
story 04	0.0137	19990.41	259.8753	1371.73	3.06	4071.5136	0.0652	vérifiée
story 03	0.0137	23707.91	315.3152	1512.04	3.06	4484.0628	0.0702	vérifiée
story 02	0.0144	27425.40	383.9556	1636.12	3.06	4846.0608	0.0789	vérifiée
story 01	0.0179	30832.54	530.3197	1724.17	4.08	6800.4216	0.0785	vérifiée
V sanitaire	0.0021	34514.47	72.4803	1743.81	1.53	2578.3407	0.0272	vérifiée

CHAPITRE 4: Étude comparative des deux systèmes par l'analyse linéaire

Sens-y-y :

Tableau 4. 21 : Vérification de l'effet P- Δ de la structure auto stable suivant le sens y-y.

Story	Δ_k	P_k	$\Delta_k * P_k$	V_k	h_k	$V_k * h_k$	θ	observation
ASC	0.0059	72.95	0.4304	6.48	2.8	18.144	0.0237	vérifiée
story 09	0.0032	2719.47	8.7023	312.18	3.06	955.2708	0.0091	vérifiée
story 08	0.0059	5814.11	34.3032	631.93	3.06	1933.7058	0.0177	vérifiée
story 07	0.0084	9263.09	77.8099	916.37	3.06	2804.0922	0.0277	vérifiée
story 06	0.0095	12838.86	121.9692	1150.44	3.06	3520.3464	0.0346	vérifiée
story 05	0.0109	16414.64	178.9196	1354.13	3.06	4143.6378	0.0432	vérifiée
story 04	0.0126	19990.41	251.8792	1533.14	3.06	4691.4084	0.0537	vérifiée
story 03	0.0123	23707.91	291.6073	1691	3.06	5174.46	0.0564	vérifiée
story 02	0.0133	27425.4	364.7578	1829.81	3.06	5599.2186	0.0651	vérifiée
story 01	0.0172	30832.54	530.3197	1927.39	4.08	7863.7512	0.0674	vérifiée
V sanitaire	0.0021	34514.47	72.4804	1948.6	1.53	2981.358	0.0243	vérifiée

CHAPITRE 4: Étude comparative des deux systèmes par l'analyse linéaire

4.10.2 Résultats trouvés avec le système de contreventement mixte

4.10.2.1 Vérification de la période et les modes propres d'après Art 4.3.4 RPA2003

⇒ Après l'analyse de la structure sur le logiciel **ETABS 9.7.0** et en effectuant les étapes déjà faites avec le système auto stable nous aurons :

Tableau 4. 22: Période et modes propres de la structure mixte déterminer du l'ETABS.

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,74587	63,8562	1,7226	63,8562	1,7226	1,2493
2	0,56159	1,7212	62,7581	65,5774	64,4807	0,0151
3	0,502214	0,8058	0,0708	66,3832	64,5514	63,3871
4	0,202293	14,3053	0,279	80,6886	64,8305	0,2874
5	0,143762	0,5544	15,4171	81,243	80,2475	0,6418
6	0,124183	0,3131	0,9286	81,5561	81,1761	15,6977
7	0,093546	5,1491	0,1532	86,7052	81,3293	0,0619
8	0,067819	0,3762	5,1373	87,0814	86,4666	0,5966
9	0,056921	1,1805	0,0014	88,2619	86,468	2,011
10	0,055367	1,0312	1,0275	89,2931	87,4955	3,1574
11	0,042494	0,488	1,964	89,7811	89,4595	0,2964
12	0,039073	0,7733	0,4163	90,5544	89,8758	0,2277
13	0,034207	0,0582	0,5385	90,6127	90,4143	2,0376
14	0,0307	0,3423	0,6499	90,9549	91,0642	0,0844
15	0,029711	0,3799	0,1158	91,3348	91,18	0,002

a. La période :

$$T \leq 1.3 \times T_{emp}$$

→ La formule empirique est la suivante : $T_{emp} = C_T h_N^{3/4}$

Avec :

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 de l'RPA99/version 2003.

h_N : hauteur totale de la structure en (m).

CHAPITRE 4: Étude comparative des deux systèmes par l'analyse linéaire

$$T_{emp}=0.05 \times 30.09^{3/4} = \mathbf{0.64 \text{ s}}$$

$$\checkmark T=0.74 \text{ s} \leq 1.3 \times 0.64 = 0.83 \text{ s (condition vérifiée).}$$

b. La participation massique :

- ✓ 1^{er} mode de vibration : est une **translation** suivant x-x ; **il mobilise plus de 63.85 %** de la masse sismique.
- ✓ 2^{émé} mode de vibration : est une **translation** suivant y-y ; **il mobilise plus de 62.75 %** de la masse sismique.
- ✓ Le 3^{émé} mode de vibration : est une **rotation (il mobilise -50% de la masse sismique)**.

→ **D'où les trois modes sont vérifiés d'après l'exigence de Art 4.3.4 RPA2003**

Le nombre de modes à prendre en considération est de 14 modes, car c'est à ce mode que les 90% de mobilisation des masses modales effectives dans les deux directions « x » et « y » sont atteintes (**Article 4.3.4 du RPA 99**).

4.10.2.2 L'excentricité

Sens x-x :

Tableau 4. 23 : Vérification de l'excentricité de la structure mixte suivant x-x.

Story	Diaphragm	XCCM	XCR	ex	5%Lx	Observation
VIDE					1.0775	vérifiés
SANITAIRE	D1	9,449	8,817	0,632		
STORY1	D2	9,557	9,254	0,303		
STORY2	D3	9,745	9,223	0,522		
STORY3	D4	9,74	9,212	0,528		
STORY4	D5	9,74	9,219	0,521		
STORY5	D6	9,74	9,255	0,485		
STORY6	D7	9,74	9,306	0,434		
STORY7	D8	9,739	9,358	0,381		
STORY8	D9	9,7	9,411	0,289		
STORY 9	D10	9,52	9,445	0,075		
STORY ASC	D11	7,142	6,392	0,75		

CHAPITRE 4: Étude comparative des deux systèmes par l'analyse linéaire

Sens-y-y :

Tableau 4. 24 : Vérification de l'excentricité de la structure mixte suivant y-y.

Story	Diaphragm	YCCM	YCR	ey	5%Lx	Observation
VIDE SANITAIRE	D1	10,884	10,112	0,772	1,04	vérifiés
STORY1	D2	11,124	11,297	-0,173		
STORY2	D3	11,187	11,456	-0,269		
STORY3	D4	11,187	11,592	-0,405		
STORY4	D5	11,181	11,599	-0,418		
STORY5	D6	11,181	11,608	-0,427		
STORY6	D7	11,175	11,637	-0,462		
STORY7	D8	11,169	11,691	-0,522		
STORY8	D9	10,817	11,713	-0,896		
STORY 9	D10	9,197	11,705	-2,508		
STORY ASC	D11	12,15	12,005	0,145		

4.10.2.3 L'effort tranchant à la base

a. Valeurs trouvées avec le logiciel ETABS :

Tableau 4. 25 : Efforts tranchant de la structure mixte trouvés avec ETABS.

Spec	Mode	Dir	F1	F2
EX	All	All	2178.95	442,02
EY	All	All	442,02	2552.73

b. Vérification de L'effort tranchant :

$$V = \frac{Ax Dx Q}{R} W \quad (\text{Art 4.2.3 RPA99version2003})$$

Avec les différents paramètres utilisés pour calculer l'effort tranchant à la base sont les suivants :

- Groupe d'usage : 2
- Coefficient d'accélération de zone : zone IIa $\Rightarrow A = 0.15$
- Coefficient de comportement : voiles porteurs

CHAPITRE 4: Étude comparative des deux systèmes par l'analyse linéaire

$$\Rightarrow R = 3.5$$

- Coefficient d'amortissement : $\xi = 10\%$ \Leftrightarrow voiles porteurs
- Facteur de qualité : $Q = 1.2$
- Couche d'assise : site de catégorie (S2) $\Rightarrow T1 = 0,15$ sec et $T2 = 0,40$ sec.
- D : coefficient d'amplification dynamique.

$$D = 2.5\eta \left(T_2/T \right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow D = 1.27$$

- W : poids total de la structure, on l'extrait sur ETABS.

\Rightarrow Pour l'extraire du l'ETABS cliquer sur :

Display \rightarrow show tables \rightarrow building output \rightarrow story shears et on sélectionne la combinaison (poids) \rightarrow ok. (On prend le poids à la base de la structure)

Tableau 4. 26 : Poids de la structure mixte extrait sur ETABS.

Story	Load	Loc	P
VIDE SANITAIRE	POIDS	Top	38466.99
VIDE SANITAIRE	POIDS	Bottom	39564.39

AN :

$$V = \frac{0.15 \times 1.27 \times 1.2}{3.5} \times 39\,564.39 = 2584.12\text{KN}$$

$$0.8 \times V = 2067.29\text{KN}$$

Tableau 4. 27 : Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure mixte.

V_D		$V_{X/Y}$	$0.8V_{X/Y}$	observation
XX	YY			Condition
2178.95	2552.73	2584.12	2067.29	vérifiée

c. Justification du système de contreventement :

L'objectif de cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les portiques afin de justifier la valeur de coefficient de comportement R à considérer.

Les efforts horizontaux repris par notre système de contreventement sont donnés par

CHAPITRE 4: Étude comparative des deux systèmes par l'analyse linéaire

ETABS en suivant les étapes suivantes :

On choisit d'abord la combinaison en cliquant sur :

Display → show deformed shape → load: Ex spectra

On met la structure en élévation puis on coupe à la base avec :

Draw → draw section cut

→ Une fenêtre s'affichera et elle sera comme indiquée sur l'image ci-après :

Section Cutting Line Projected Coordinates		
	X	Y
Start Point	-2,6724	3,0939
End Point	22,6824	3,0327

Resultant Force Location and Angle				
	X	Y	Z	Angle
	10,005	3,0633	0,	359,8616

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	2174,171	438,2186	1,661E-10	2174,171	438,2186	1,664E-10
Moment	8941,4198	43539,947	22334,1574	8941,4198	43539,947	22334,1574

Close Refresh

Figure 4. 5 : Efforts repris par le système de contreventement.

Ensuite, on clique sur **Refresh** et on relève la valeur sur la case (**force-1**) ; c'est la valeur de la force reprise par les voiles et les poteaux à la fois.

Puis, on décoche les cases ; **Columns, Beams, Floors, Braces, Ramps** et on clique sur **Refresh** pour extraire l'efforts repris uniquement par les voiles

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-2,6724	3,0939
End Point	22,6824	3,0327

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	10,005	3,0633	0,	359,8616

Include Floors Beams Braces Columns Walls Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	1778,6269	388,798	266,1024	1778,6269	388,798	266,1024
Moment	5315,8659	22395,9954	17713,2219	5315,8659	22395,9954	17713,2219

Close Refresh

Figure 4. 6 : Efforts repris par les voiles.

De même pour le sens transversal, il suffit de changer la combinaison E_x par E_y et relever la valeur de l'effort sur la case (**force-2**). Ainsi pour avoir le pourcentage des charges verticales, on choisit la combinaison (**ELU**) et on relève les valeurs sur la case (**force-z**).

→ On obtient les résultats suivants :

Charges horizontales :

Sens x-x :

Effort repris par l'ensemble : 1838.740 KN qui fait 100%.

Effort repris par les voiles : 1116.991 KN ce qui fait 60.74%.

Sens-y-y :

Effort repris par l'ensemble : 1739.329 KN qui fait 100%.

Effort repris par les voiles : 1388.381 KN ce qui fait 79.83%.

Charges verticales :

Effort repris par l'ensemble : 27540.13 KN qui fait 100%.

Effort repris par les voiles : 10206.90 KN ce qui fait 37.06%.

→ On voit bien que dans les deux sens (transversal et longitudinal) le système de contreventement est assuré par les voiles porteurs.

D'après l'article (3.4 du RPA99/version 2003) prescrit pour ce système de contreventement, les voiles doivent reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales,

CHAPITRE 4: Étude comparative des deux systèmes par l'analyse linéaire

proportionnellement à leur rigidité relative, ainsi que les sollicitations résultantes de leur interaction à tous les niveaux.

→ Ce système de contreventement a un coefficient de comportement $R=3.5$

4.10.2.4 L'effort normal réduit

$$V = \frac{N_d}{Bcf c_{28}} \leq 0.3 \text{ (Art 7.4.3 RPA /Version 2003)}$$

Cette fois-ci, pour extraire l'effort normal N_d , on refait les mêmes étapes déjà faites avec le système auto stable en remplaçant les combinaisons **GQ12Ex** et **GQ12Ey** par (**GQEx** et **GQEy**) et on aura :

→ $N_d \text{max} = 1632.12 \text{ KN}$

→ La section du poteau qui lui correspond est égal à **(50x50) mm**

AN :

$$V = \frac{1632.12 \times 10^3}{500 \times 500 \times 25} = 0.26 \leq 0.3 \text{ (condition vérifiée).}$$

4.10.2.5 Déplacements latéraux inters étage

⇒ Les résultats trouvés sont présentés dans les tableaux qui suit :

Tableau 4. 28 : Déplacement absolu de la structure mixte selon X, déterminé par l'ETABS.

Story	Diaphragm	Load	δ_{ex}^k
STORY ASC	D11	EX	0.018
STORY 9	D10	EX	0.0154
STORY8	D9	EX	0,0144
STORY7	D8	EX	0.0127
STORY6	D7	EX	0.0108
STORY5	D6	EX	0.0088
STORY4	D5	EX	0.0068
STORY3	D4	EX	0.0047
STORY2	D3	EX	0.0029
STORY1	D2	EX	0.0013
VIDE SANITAIRE	D1	EX	0

Tableau 4. 29: déplacement absolu de la structure mixte selon Y, déterminé par l'ETABS.

Story	Diaphragm	Load	δ_{ey}^k
STORY ASC	D11	EY	0.0129
STORY 9	D10	EY	0.0112
STORY8	D9	EY	0.01
STORY7	D8	EY	0.0086
STORY6	D7	EY	0.0072
STORY5	D6	EY	0.0057
STORY4	D5	EY	0.0043
STORY3	D4	EY	0.0029
STORY2	D3	EY	0.0017
STORY1	D2	EY	0.0008
VIDE SANTAIRE	D1	EY	0

Tableau 4. 30 : Vérification des déplacements inters étages de la structure mixte.

Story	δ_{ex}^k	δ_{ey}^k	δ_x^k	δ_y^k	Δ_{kx}	Δ_{ky}	1%he	Observation
ASC	0.018	0.0129	0.063	0.0452	0.0091	0.0060	0.0280	Vérifié
Story9	0.0154	0.0112	0.0539	0.0392	0.0035	0.0042	0.0306	Vérifié
Story8	0.0144	0.010	0.0504	0.035	0.0059	0.0049	0.0306	Vérifié
Story7	0.0127	0.0086	0.0445	0.0301	0.0067	0.0049	0.0306	Vérifié
Story6	0.0108	0.0072	0.0378	0.0252	0.0070	0.0053	0.0306	Vérifié
Story5	0.0088	0.0057	0.0308	0.0199	0.0070	0.0048	0.0306	Vérifié
Story4	0.0068	0.0043	0.0238	0.0151	0.0073	0.0049	0.0306	Vérifié
Story3	0.0047	0.0029	0.0165	0.0102	0.0063	0.0043	0.0306	Vérifié
Story2	0.0029	0.0017	0.0102	0.0059	0.0057	0.0031	0.0306	Vérifié
Story1	0.0013	0.0008	0.0045	0.0028	0.0045	0.0028	0.0408	Vérifié
V SNT	0	0	0	0	0	0	0.0153	Vérifié

CHAPITRE 4: Étude comparative des deux systèmes par l'analyse linéaire

4.10.2.6 Justification vis-à-vis l'effet P- Δ

⇒ Les résultats trouvés sont présentés dans les tableaux qui suit :

Tableau 4. 31 : poids et effort tranchant de chaque étage de la structure mixte déterminé du l'ETABS.

Story	Pmax	V _x max	V _y max
Story ASC	75.87	9.67	10.42
Story 9	3093	387.88	474.87
Story 8	6672.59	768.85	924.05
Story 7	10605.96	1091.31	1310.77
Story 6	14656.36	1356.05	1630.81
Story 5	18706.77	1583.64	1900.95
Story 4	22757.18	1775.65	2123.73
Story 3	26938.41	1938.88	2301.23
Story 2	31125.41	2070.61	2441.76
Story 1	34773.29	2159.62	2530.22
Vide sanitaire	39564.39	2178.95	2552.73

Sens x-x :

Tableau 4. 32 : Vérification de l'effet P- Δ de la structure mixte suivant le sens x-x.

Story	Δ_k	P _k	$\Delta_k * P_k$	V _k	h _k	V _k * h _k	θ	observation
ASC	0.0091	75.87	0.6904	9.67	2.8	27.076	0.0255	Vérifié
story 09	0.0035	3093	10.8255	387.88	3.06	1186.9128	0.0091	Vérifié
story 08	0.0059	6672.59	39.3683	768.85	3.06	2352.681	0.0167	Vérifié
story 07	0.0067	10605.96	71.056	1091.31	3.06	3339.4086	0.0213	Vérifié
story 06	0.007	14656.36	102.5945	1356.05	3.06	4149.513	0.0248	Vérifié
story 05	0.007	18706.77	130.9474	1583.64	3.06	4845.9384	0.0270	Vérifié
story 04	0.0073	22757.18	166.1274	1775.65	3.06	5433.489	0.0306	Vérifié
story 03	0.0063	26938.41	169.712	1938.88	3.06	5932.9728	0.0281	Vérifié
story 02	0.0057	31125.41	177.4149	2070.61	3.06	6336.0666	0.0280	Vérifié
story 01	0.0045	34773.29	156.4798	2159.62	4.08	8811.2496	0.01776	Vérifié
V SNT	0	39564.39	0	2178.95	1.53	3333.7935	0	vérifié

CHAPITRE 4: Étude comparative des deux systèmes par l'analyse linéaire

Sens-y-y :

Tableau 4. 33 : vérification de l'effet P- Δ de la structure mixte suivant le sens y-y.

Story	Δ_k	P_k	$\Delta_k * P_k$	V_k	h_k	$V_k * h_k$	θ	observation
ASC	0.0060	75.87	0.4552	10.42	2.80	29.176	0.0156	vérifiée
story 09	0.0042	3093	12.9906	474.87	3.06	1453.1022	0.0089	vérifiée
story 08	0.0049	6672.59	32.6957	924.05	3.06	2827.593	0.0116	vérifiée
story 07	0.0049	10605.96	51.6920	1310.77	3.06	4010.9562	0.0129	vérifiée
story 06	0.0053	14656.96	77.6819	1630.81	3.06	4990.2786	0.0156	vérifiée
story 05	0.0048	18703.77	89.7781	1900.95	3.06	5816.907	0.0154	vérifié
story 04	0.0049	22757.18	111.5102	2123.73	3.06	6498.6138	0.0172	Vérifié
story 03	0.0043	26938.41	115.8352	2301.23	3.06	7041.7638	0.0164	Vérifié
story 02	0.0031	31125.41	96.4888	2441.76	3.06	7471.7856	0.0129	Vérifié
story 01	0.0028	34773.29	97.3652	2530.22	4.08	10323.2976	0.0094	Vérifié
V SNT	0	39564.39	0	2552.73	1.53	3905.6769	0	Vérifié

4.11 Interprétation des résultats trouvés dans les deux systèmes

4.11.1 La période

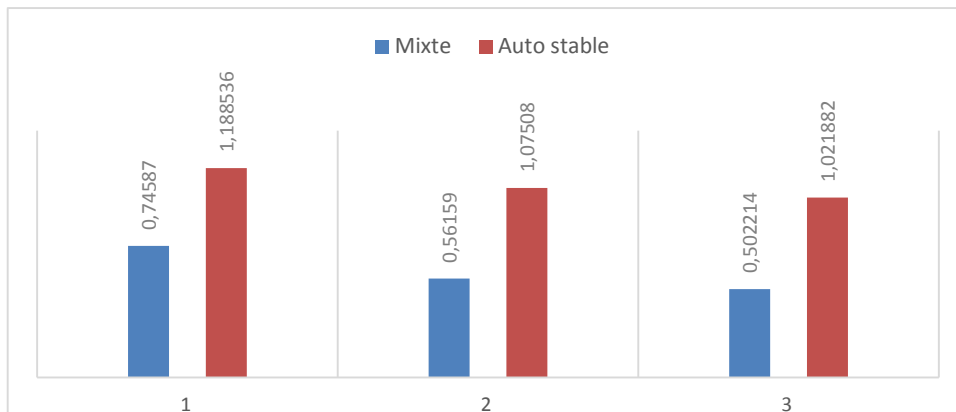


Figure 4. 7 : La période des trois premiers modes au niveau des deux structures.

D'après ces résultats, on remarque que la valeur de la période T est plus importante pour la structure auto stable ($T > 1s$), contrairement à la structure mixte qui donne une période ($T < 1s$), ce qui nous permet de dire que :

- ✓ La structure à portique (auto stable) est souple.
- ✓ Les voiles permettent mieux de dissiper l'action sismique par rapport à l'ossature poteaux-poutres donc l'adoption de ce système permet de réduire la période fondamentale T de la structure.

4.11.2 L'effort tranchant à la base

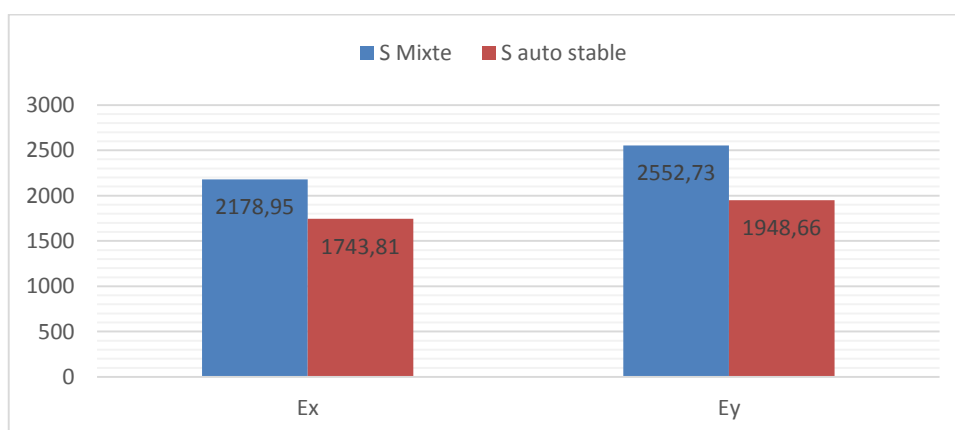


Figure 4. 8 : Efforts tranchant à la base des deux structures.

⇒ L'effort tranchant à la base de la structure à contreventement mixte est plus grand que celui trouvé avec le système à contreventement auto stable.

4.11.3 L'effort normale

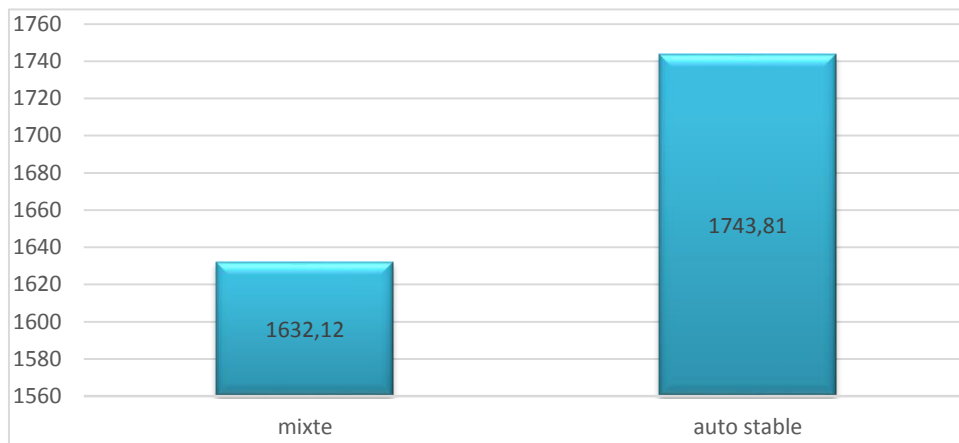


Figure 4. 9 : effort normal extrait dans les deux systèmes.

⇒ L'effort normal réduit est plus important dans la structure auto stable.

4.11.4 Déplacements absolus inters étages

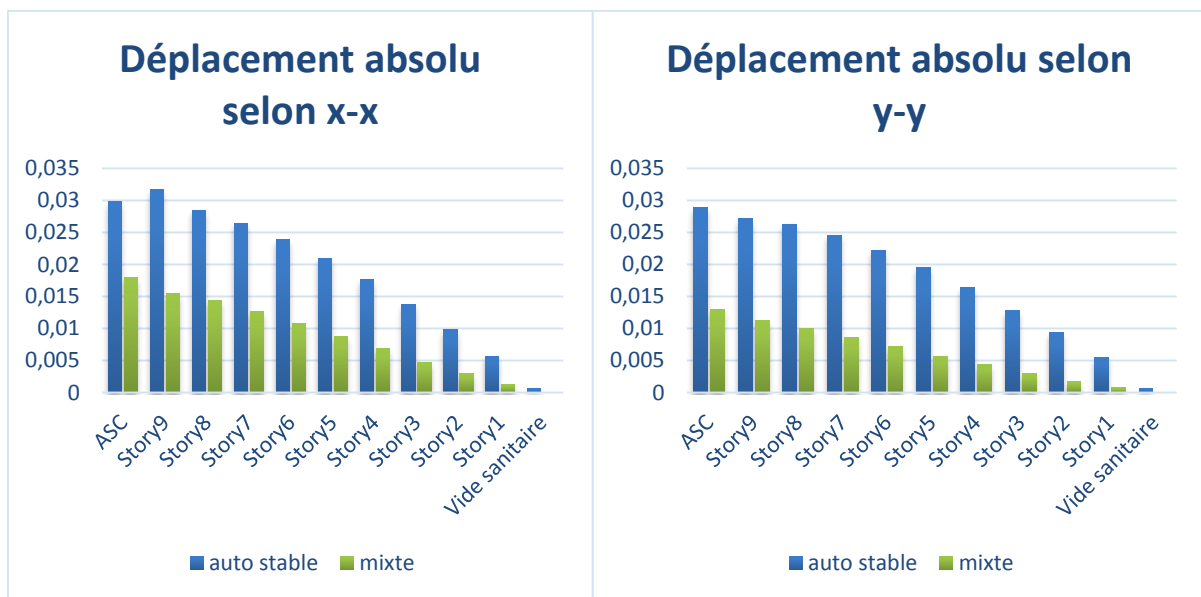


Figure 4. 10 : déplacement absolue selon x-x et y-y respectivement.

4.11.5 Déplacements relatifs inters étage

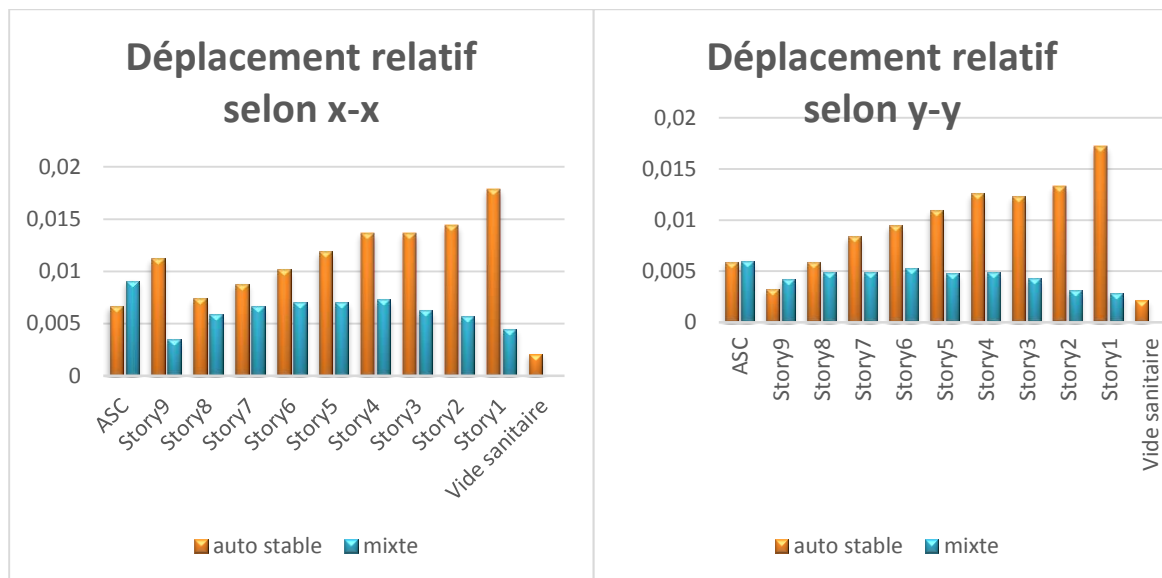


Figure 4. 11 : déplacement relatif selon x-x et y-y respectivement.

⇒ Les déplacements absolus sont importants pour la structure auto stable, par contre la structure mixte donne des résultats moins importants pour les deux sens XX et YY avec un écart de plus de 50%

⇒ Les déplacements relatifs sont minimaux en pied des structures à voile et la diminution arrive jusqu'à 75% dans le 1er niveau, où ceux des portiques sont maximaux. Contrairement, au derniers niveaux, c'est l'inverse (les déplacements sont maximaux pour la structure à voile et minimaux pour les portiques).

Le contreventement mixte est donc très favorable car il permet de tirer parti des avantages des deux éléments constructifs et de mieux reprendre l'effort sismique.

4.11.6 L'effet P- Δ

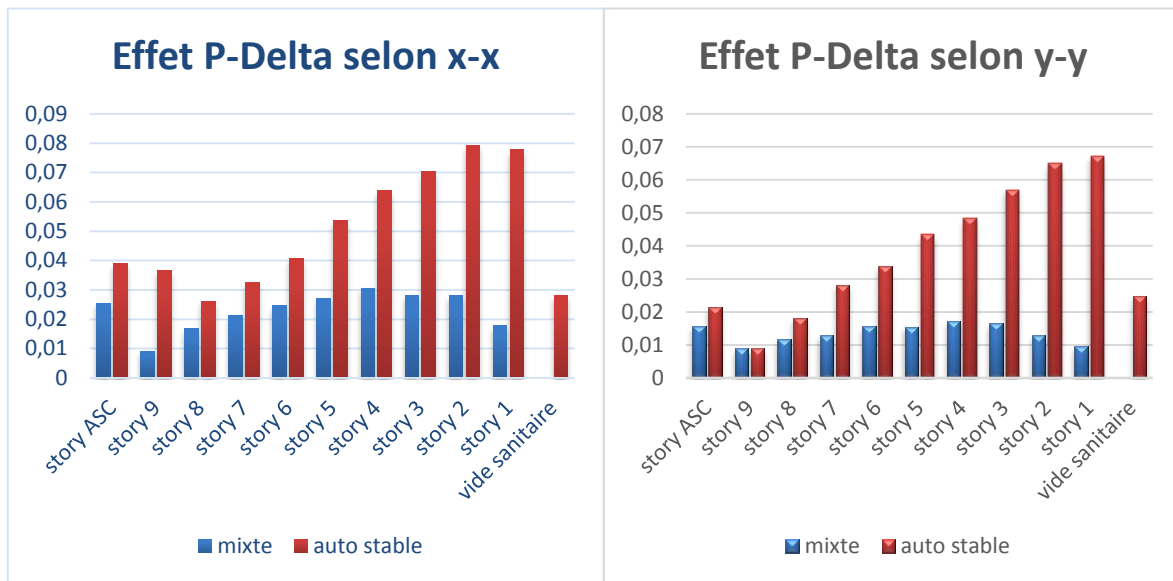


Figure 4. 12 : L'effet P- Δ suivant x-x et y-y respectivement.

⇒ On voit bien que L'effet P- Δ est plus important pour la structure auto stable, ce qui confirme les déplacements élevés aux niveau des étages.

4.12 Conclusion

L'étude comparative des 2 systèmes de contreventement (portiques /mixte) avec l'analyse linéaire, nous a montré que :

Le système de contreventement mixte en portiques et voiles est clairement plus adapté en zone sismique que le contreventement auto stable. Il présente un excellent comportement sous l'effet des tremblements de terre comme la facilité de dissipation d'énergie induite par l'action sismique, notamment, grâce aux particularités suivantes :

- Diminution de la période propre et la résistance à la torsion d'axe vertical ce qui améliore le comportement des structures sous séisme
- Un effort tranchant à la base plus importants ce qui offre à la structure une grande rigidité.
- Un excellent comportement dynamique (mieux que le système auto stable).
- Une grande diminution des déplacements inter étages par rapport au système auto stable.
- Des efforts internes dans les éléments structuraux (poutres principales) relativement réduits.

Chapitre 5 :
Etude comparative non linéaire des
deux systèmes « Push over3

deux systèmes « Push over3
Etude comparative non linéaire des
Chapitre 2 :

5.1 Introduction :

Pour s'approcher le plus du comportement réel des structures, il faut prendre en compte le comportement des structures au-delà du domaine élastique linéaire, en étudiant leurs comportements dans le domaine plastique.

Pour cette raison notre étude comparative sera effectuée à l'aide d'une analyse statique non linéaire « PUSH OVER » qui permet de déterminer les déplacements au point de performance et les rotules plastiques des éléments et le niveau de dommage structurel, ainsi que les progrès de la courbe de capacité de la structure.

5.2 Principe d'application de la méthode PUSH OVER :

L'analyse statique non linéaire « PUSH OVER » ou poussée progressive en français, est effectuée en appliquant à la structure une distribution de forces latérales incrémentées jusqu'à ce que le déplacement au sommet atteigne un déplacement cible défini. Les charges gravitaires demeurent constantes durant l'analyse.

Pour ce faire, nous utilisons le logiciel de calcul et modélisation **ETABS version 2017**.

5.3 Etapes d'exécution de l'analyse push over :

- Modélisation et analyse élastique linéaire de la structure (cette étape est déjà faite dans le chapitre précédant).
- Ferrailage des éléments de la structure.
- Définition du comportement non linéaire des éléments.
- Définition du chargement de l'analyse statique non linéaire (PUSH OVER).
- Analyse statique non linéaire et extraction de la courbe de capacité.

5.4 Ferrailages des éléments de la structure :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts internes dans la superstructure vers les fondations. Le calcul des armatures longitudinales et transversales dans les poutres et les poteaux est effectué en considérant les sollicitations dues aux charges gravitaires (charges permanentes et d'exploitation) et sismiques, et cela suivant les combinaisons d'actions définies dans les deux codes de calcul utilisés à cet effet : le code de calcul en béton armé aux états limites BAEL91 [28] et le Règlement Parasismique Algérien

RPA99 version 2003 [1].

5.4.1 Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

1,35G+1,5Q À l'ELU.

G+Q+E RPA99 version 2003.

0,8G± E RPA99 version 2003.

G+Q+1.2E RPA99 version 2003 (pour les structures auto-stables).

5.4.2 Structure auto stable :

5.4.2.1 Poutres :

→ Les poutres seront calculées à la flexion simple sous la combinaison la plus défavorable.

→ Le pourcentage total minimal des aciers sur toute la longueur de la poutre :

Amin = 0.5%(b.h), en toute section

Poutres principale (30,40) : Amin = 6 cm²

Poutre secondaires (30,35) : Amin = 5.25 cm²

5.4.2.1.1 Poutres principales :

Aux appuis : Combinaison la plus défavorable : GQEY

M_{min} = -140.85 KN.m → A_s = 10.1 cm²

Soit (4HA14) fil + (4HA12) chapeaux → A_s = 10.68 cm² > Amin = 6 cm².

En travées : Combinaison la plus défavorable : 08GEY

M_{max} = 121.177 KN.m → A_s = 8.6 cm²

Soit (4HA14) fil + (4HA12) chapeaux → A_s = 10.68 cm² > Amin = 6 cm².

5.4.2.1.2 Poutres secondaires :

➤ **Aux appuis :** Combinaison la plus défavorable : GQEX

M_{min} = -100.92 KN.m → A_s = 8.4 cm²

Soit (4HA14) fil + (2HA14) chapeaux → A_s = 8.42 cm² > Amin = 5.25 cm².

➤ **En travées :** Combinaison la plus défavorable : 08GEX

M_{max} = 87.542 KN.m → A_s = 7.2 cm²

Soit (4HA14) fil + (2HA12) chapeaux → A_s = 8.42 cm² > Amin = 5.25 cm².

✚ **NB : le plan de ferrailage des poutres du système auto stable est indiqué dans l'annexe A.**

5.4.2.2 Les poteaux :

→ Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations [1], [28] :

Effort normal maximal et le moment correspondant.

Effort normal minimal et le moment correspondant.

Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

5.4.2.2.1 Poteaux (50 ;50) :

$N_{\max} = 2047.84 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{cor}} = 1.903 \text{ KN.m (ELU)}$.

$N_{\min} = 106.92 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{cor}} = 47.195 \text{ KN.m (08GEX)}$.

$M_{\max} = 217.237 \text{ KN} \rightarrow N_{\text{cor}} = 206.13 \text{ KN.m (GQ12EY)}$

À l'aide du logiciel EXPERT nous aurons :

$$\rightarrow A_s = 9.5 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5\text{HA}16 = 10.05 \text{ cm}^2$$

5.4.2.2.2 Poteaux (45 ;45) :

$N_{\max} = 1179.04 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{cor}} = 2.184 \text{ KN.m (ELU)}$.

$N_{\min} = 55.53 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{cor}} = 21.965 \text{ KN.m (08GEY)}$.

$M_{\max} = 143.093 \text{ KN} \rightarrow N_{\text{cor}} = 3245.71 \text{ KN.m (GQ12EY)}$

À l'aide du logiciel EXPERT nous aurons :

$$\rightarrow A_s = 5.5 \text{ cm}^2 \text{ soit } 2\text{HA}16 + 2\text{HA}14 = 7.10 \text{ cm}^2$$

5.4.2.2.3 Poteaux (40 ;40) :

$N_{\max} = 559.25 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{cor}} = 2.894 \text{ KN.m (ELU)}$.

$N_{\min} = 6.7 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{cor}} = 3.739 \text{ KN.m (GQ12EX)}$.

$M_{\max} = 86.008 \text{ KN} \rightarrow N_{\text{cor}} = 265.33 \text{ KN.m (GQ12EY)}$

À l'aide du logiciel EXPERT nous aurons :

$$\rightarrow A_s = 3.2 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4\text{HA}12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

✚ NB : le plan de ferrailage des poteaux du système auto stable est indiqué dans l'annexe B.

5.4.3 Système mixte :

5.4.3.1 Les poutres :

Poutres principales :

Aux appuis : Combinaison la plus défavorable : GQEY

$$M_{\min} = -103.80 \text{ KN.m} \rightarrow A_s = 7.4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } (3\text{HA}14) \text{ fil} + (3\text{HA}12) \text{ chapeaux} \rightarrow A_s = 8.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6 \text{ cm}^2 .$$

En travées : Combinaison la plus défavorable : 08GQEY

$$M_{\max} = 90.827 \text{ KN.m} \rightarrow A_s = 6.4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } (3\text{HA}14) \text{ fil} + (2\text{HA}12) \text{ chapeaux} \rightarrow A_s = 6.88 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6 \text{ cm}^2 .$$

5.4.3.1.1 **Poutres secondaires :**

➤ **Aux appuis :** Combinaison la plus défavorable : GQEX

$$M_{\min} = -106.932 \text{ KN.m} \rightarrow A_s = 9.1 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } (3\text{HA}14) \text{ fil} + (3\text{HA}14) \text{ chapeaux} \rightarrow A_s = 9.24 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5.25 \text{ cm}^2 .$$

➤ **En travées :** Combinaison la plus défavorable : 08GEX

$$M_{\max} = 71.738 \text{ KN.m} \rightarrow A_s = 5.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } (4\text{HA}14) \text{ fil} + (3\text{HA}12) \text{ chapeaux} \rightarrow A_s = 6.88 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5.25 \text{ cm}^2 .$$

✚ **NB : le plan de ferrailage des poutres du système à voiles porteurs est indiqué dans l'annexe C.**

5.4.3.2 Les poteaux :

5.4.3.2.1 **Poteaux (50 ;50) :**

$$N_{\max} = 1632.14 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{cor}} = 3.316 \text{ KN.m} \text{ (GQEX).}$$

$$N_{\min} = 794.14 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{cor}} = 6.87 \text{ KN.m} \text{ (08GEY).}$$

$$M_{\max} = 134.147 \text{ KN} \rightarrow N_{\text{cor}} = 794.45 \text{ KN.m} \text{ (GQEY)}$$

À l'aide du logiciel EXPERT nous aurons :

$$\rightarrow A_s = 4 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4\text{HA}14 = 6.16 \text{ cm}^2$$

5.4.3.2.2 **Poteaux (45 ;45) :**

$$N_{\max} = 948.25 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{cor}} = 16.333 \text{ KN.m} \text{ (ELU).}$$

$$N_{\min} = 180.25 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{cor}} = 9.854 \text{ KN.m} \text{ (08GEY).}$$

$$M_{\max} = 70.465 \text{ KN} \rightarrow N_{\text{cor}} = 219.45 \text{ KN.m} \text{ (GQEX)}$$

À l'aide du logiciel EXPERT nous aurons :

$$\rightarrow A_s = 3.6 \text{ cm}^2 \text{ soit } 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$$

5.4.3.2.3 Poteaux (40 ;40) :

$N_{max} = 447.78 \text{ KN} \rightarrow M_{cor} = 13.877 \text{ KN.m (ELU)}$.

$N_{min} = 54.95 \text{ KN} \rightarrow M_{cor} = 2.746 \text{ KN.m (08GEY)}$.

$M_{max} = 63.452 \text{ KN} \rightarrow N_{cor} = 65.1 \text{ KN.m (GQEX)}$

À l'aide du logiciel EXPERT nous aurons :

$\rightarrow A_s = 4.1 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4HA14 = 6.16 \text{ cm}^2$

✚ NB : le plan de ferrailage des poteaux du système auto stable est indiqué dans l'annexe D.

5.4.3.3 Le ferrailage des voiles :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

Tableau 5. 1 : Combinaisons d'actions utilisées pour le ferrailage.

Élément	BAEL 99		RPA 99	
	ELU	ELS		
Voiles	$1.35 G + 1.5 Q$	$G + Q$	$G + Q \pm E$	$0.8 G \pm E$

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, nous ferrailons nos voiles par rapport au voile le plus sollicité.

Voile L= 4.3m le plus sollicité

$\sigma_{max} = -6809.86 \text{ KN/m}^2$

$\sigma_{min} = -6875.44 \text{ KN/m}^2$

$V_{max} = 155.71 \text{ KN}$

$N_{Smax} = 2458.13 \text{ KN}$

La section est partiellement comprimée

$d=1.33\text{m}$

$As_1=32.93\text{cm}^2$; $As_2=10.29\text{cm}^2$

Le ferrailage des voiles sont résumés dans le tableau suivant :


Tableau 5. 2 : Le ferrailage adopté pour les voiles étudiés.

Niveaux	Armature verticales	Armatures longitudinales
Tous les niveaux	2nappesT16 es: 7/15cm	2nappesT14 es : 15 cm


 **NB : le plan de ferrailage des voiles est indiqué dans l'annexe E.**

⇒ Pour introduire le ferrailage des voiles que nous avons adopté dans le logiciel, nous suivons les étapes suivantes :

a. Sélectionner les voiles à ferrailer

 ; **Select** → **Labels** → **Pier labels et on sélectionne nos voiles** → **Close**.

b. Définir le règlement et le matériau à utiliser pour le ferrailage de nos voiles

 ; **Design** → **Shear wall design** → **View\Revise preferences** → on introduit le règlement “Eurocode 2-2004” ainsi que le matériau “acier” tout comme indiqué dans la (**figure 5.1**).

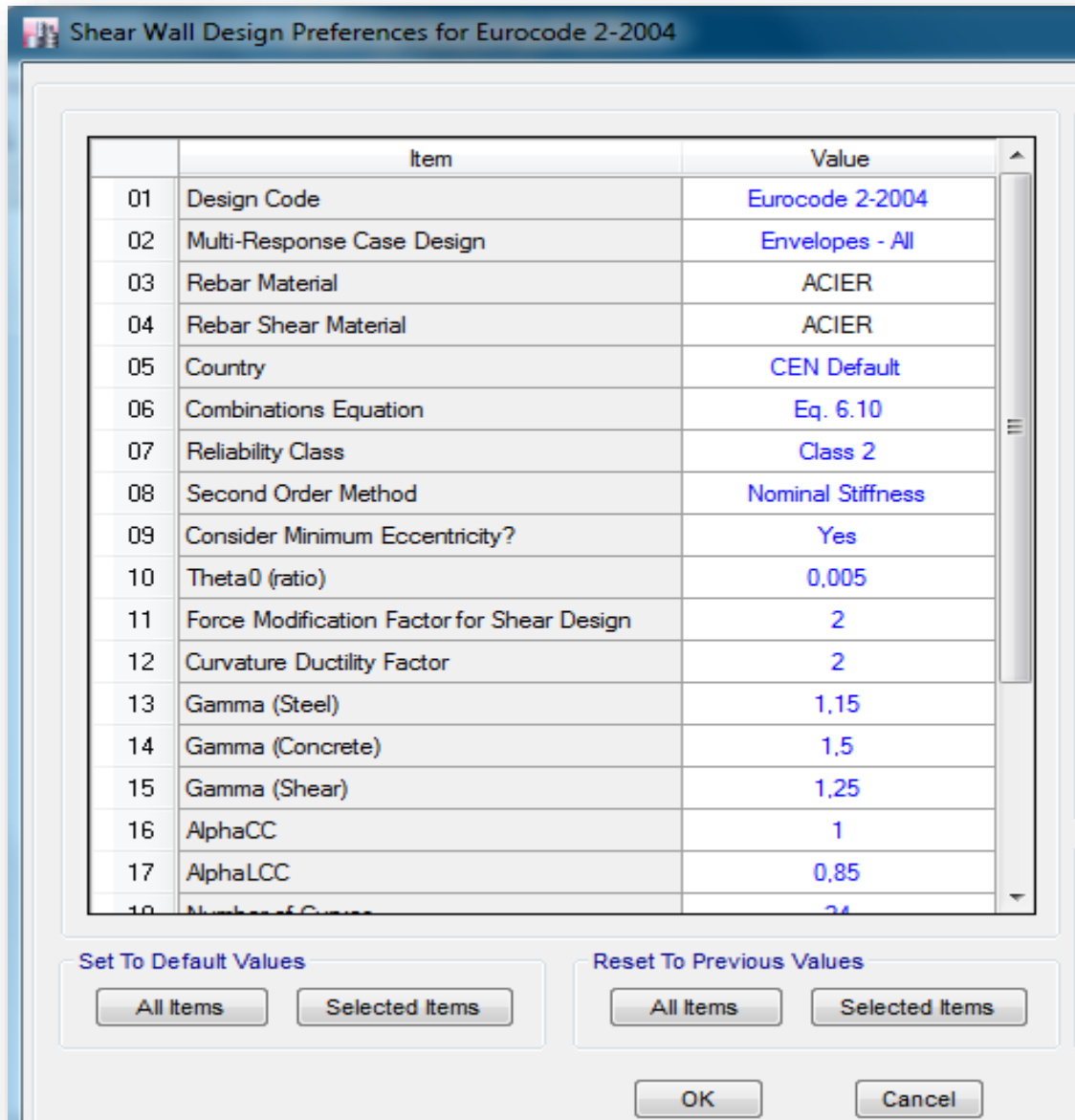


Figure 5. 1 : Définition du règlement et du matériau à utiliser pour le ferrailage des voiles

- c. Introduire la section des armatures transversaux et longitudinaux
 ☞ ; Design → Shear wall design → Rebar section rules for wall piers

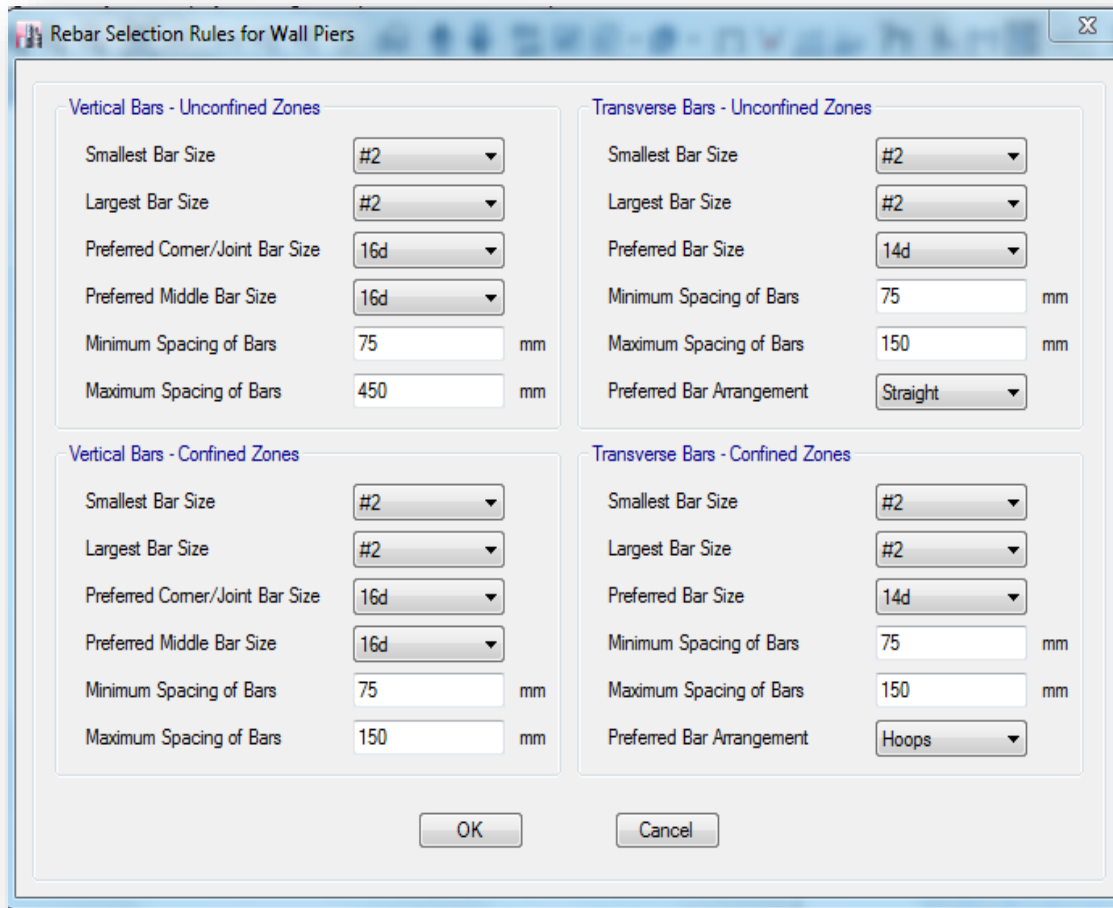


Figure 5. 2 : Section des armatures adopté pour le ferrailage des voiles.

- d. Introduire les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales
 ☞ ; **Design** → **Shear wall design** → **Select design combinations** (on sélectionne toutes les combinaison sauf la combinaison poids)
- e. **Vérification de la section d'armatures adopté**
 ☞ ; **Design** → **Shear wall design** → **Assign pier sections** → **Reinforcing** (dans cette étape on redéfinit les section d'armatures transversaux et longitudinaux ainsi que les espacements appropriées)**et on clique sur** → **to be cheked** comme le montre (la figure 5.3).

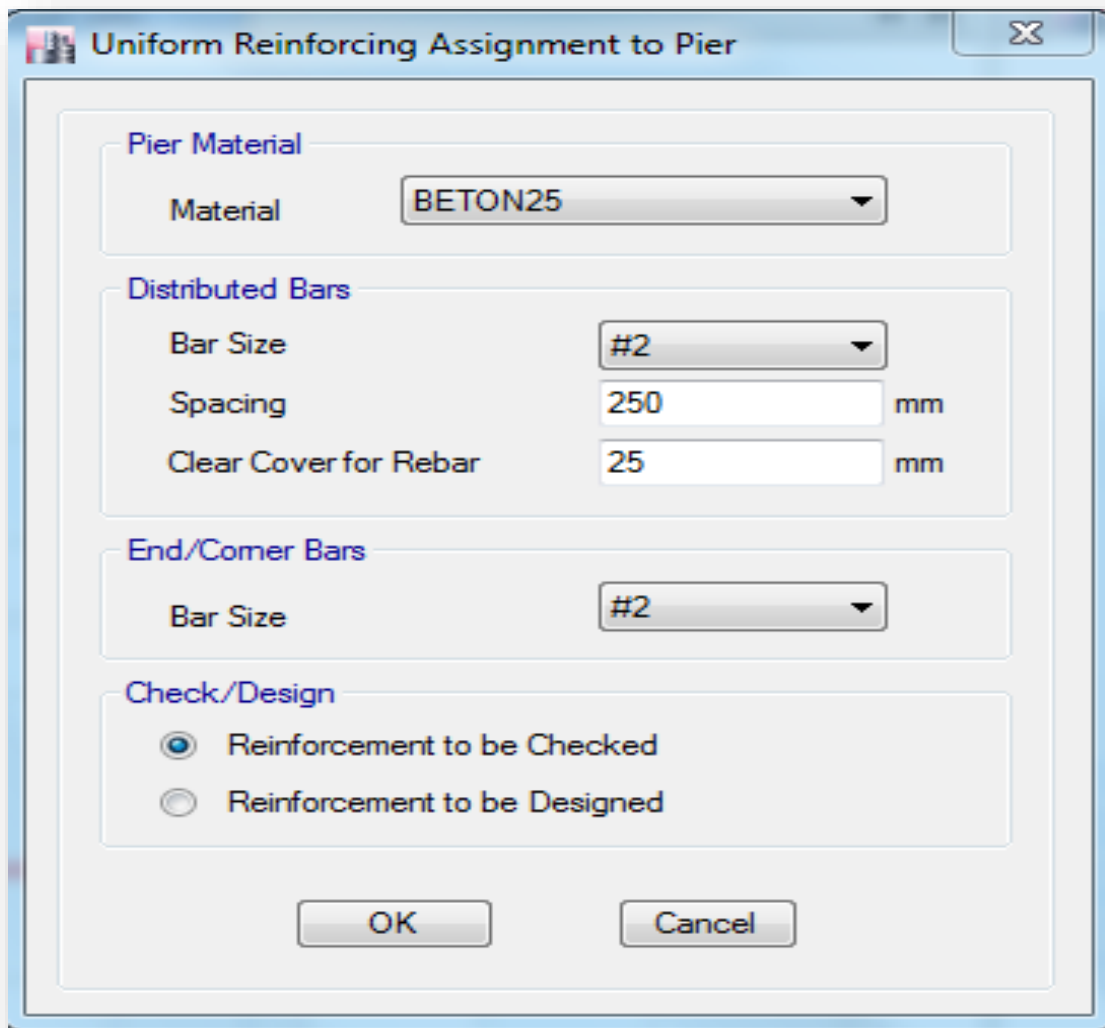


Figure 5. 3 : Vérification de la section d’armatures adopté.

- f. On lance l’analyse en cliquant sur → **Run analysis**
- g. Appliquer le ferrailage adopté
 - ☞ ; **Select** → **Labels** → **Pier labels** et on sélectionne nos voiles → **Close**.
 - ☞ ; **Design** → **Shear wall design** → **View\Revise overwrites for Euro code 2-2004** et on choisit **design** comme le montre (la figure 5.4) .

	Item	Value
01	Design this Pier?	Yes
02	LL Reduction Factor	1
03	Design is Seismic?	Yes
04	Pier Section Type	Uniform Reinforcing
05	End/Corner Bar Name	14d
06	Edge Bar Name	16d
07	Edge Bar Spacing	250
08	Clear Cover	25
09	Material	BETON25
10	Check/Design Reinforcing	Design

Set To Default Values

Reset To Previous Values

Figure 5. 4 : Confirmation du ferrailage des voiles.

5.5 Définition du comportement non linéaire de la structure

5.5.1 Définition de comportement non linéaire des poutres et des poteaux

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments ayant des propriétés élastiques linéaires, le comportement non linéaire des éléments est traduit par l'introduction de rotule plastique aux niveaux des sections susceptibles de se plastifier [53-54].

- ✓ Pour les poutres on introduit des rotules de Flexion **M3** aux niveau des zones nodales des poutres
- ✓ Pour les poteaux on introduit des rotules de cisaillement **P-M2-M3** qui tiennent compte de l'interaction (effort normal-moment de flexion).
- ✓ Pour les voiles on introduit des rotules de type de flexion **M3** aux extrémités, et une rotule de type **P** au milieu du voile qui traduit le comportement en cisaillement du voile

Pour ce faire, on suit les étapes suivantes :

a. Poutres :

Sélectionner les poutres → Assign → Frame → Hinges → Add, une fenêtre s'affiche et elle sera compléter comme indiqué sur (la figure 5.5).

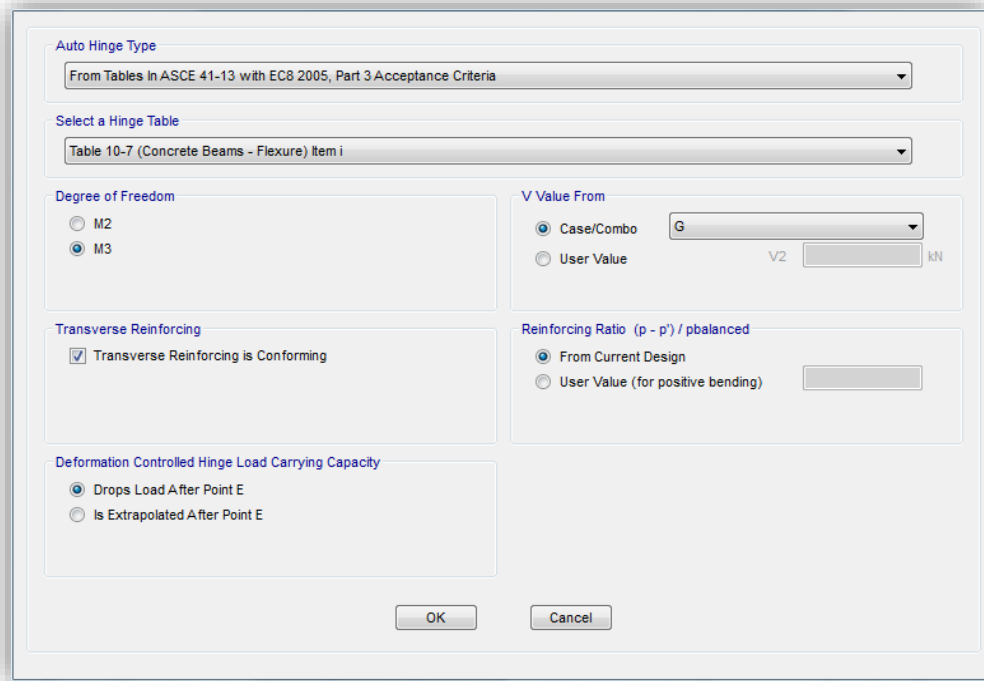


Figure 5. 5 : Définition de type des rotules dans les poutres.

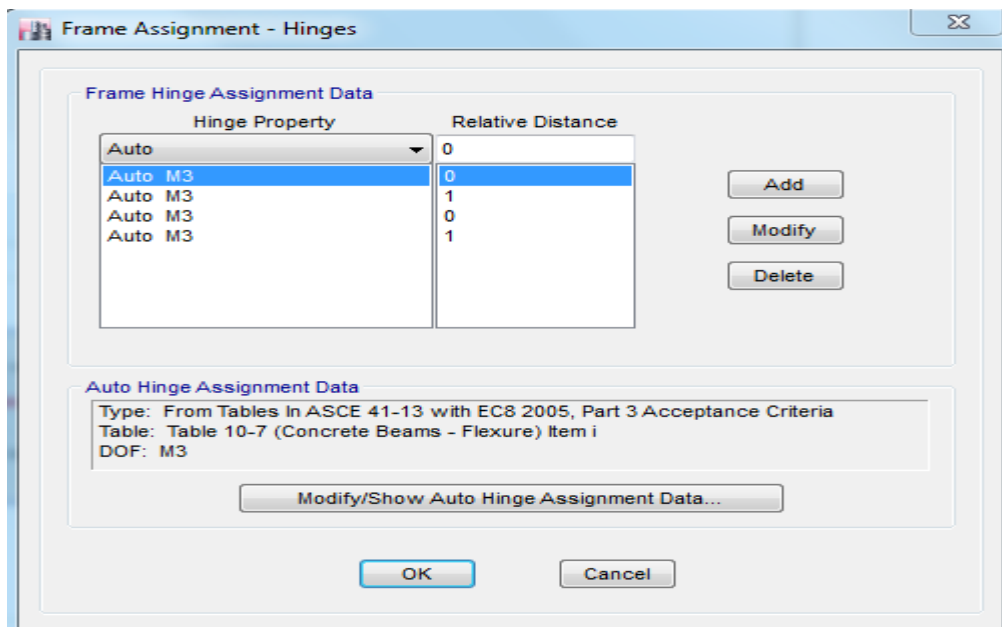


Figure 5. 6 : Introduction des rotules dans les poutres.

b. Les poteaux :

Sélectionner les poteaux → Assign → Frame → Hinges → Add, une fenêtre s'affiche et elle sera compléter comme indiqué sur (la figure 5.6).

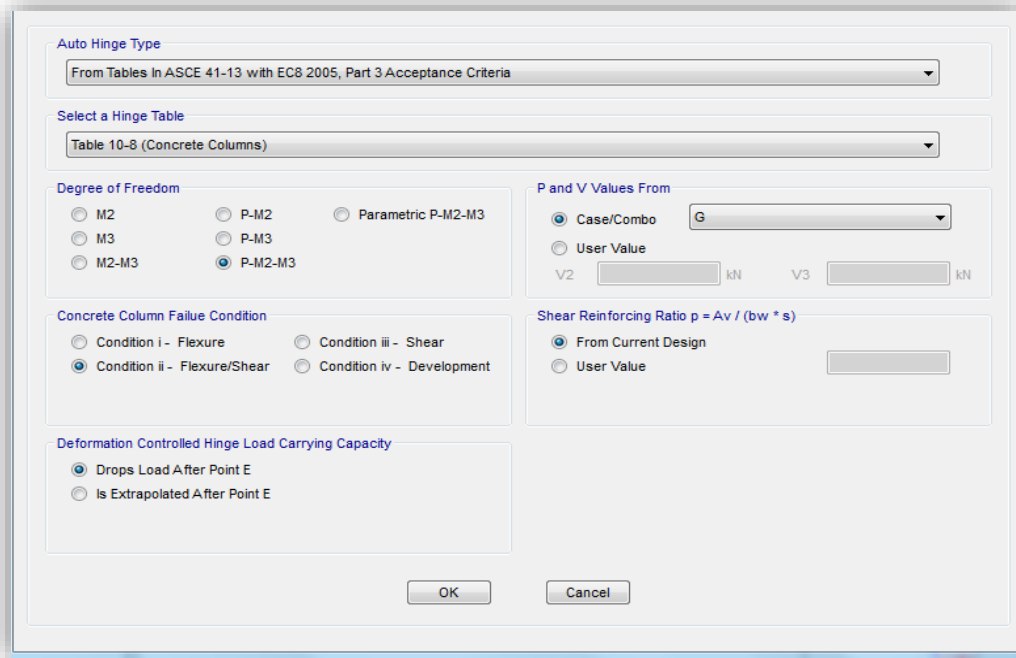


Figure 5. 7 : Définition de type des rotules dans les poteaux.

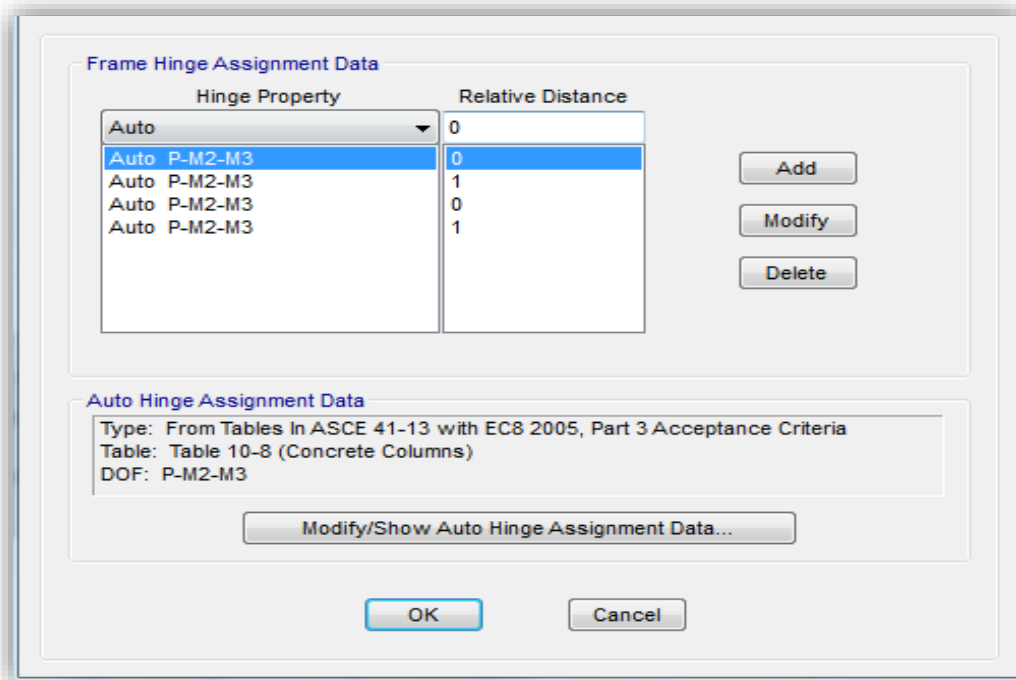


Figure 5. 8 : Introduction des rotules dans les poteaux.

c. Les voiles :

Sélectionner les voiles → Assign → Shell → Wall Hinges → Add

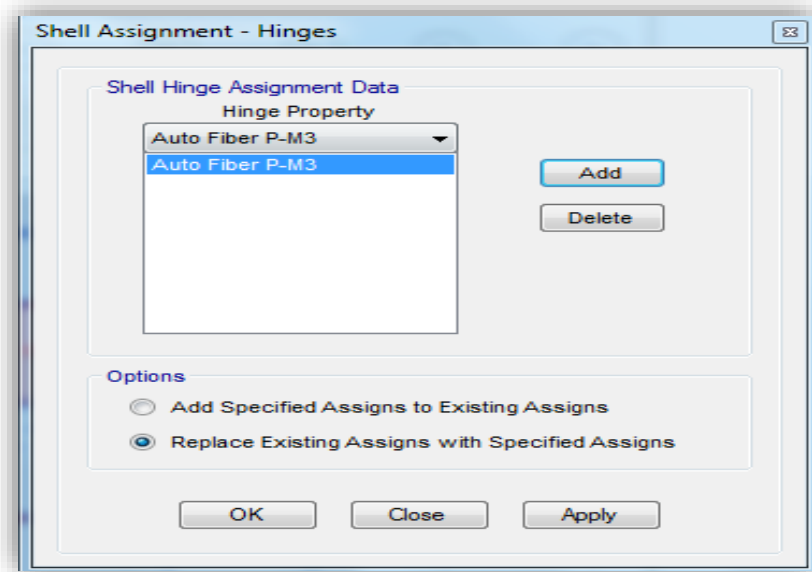


Figure 5. 9 : Introduction des rotules au niveau des voiles.

5.6 Définition du chargement de l'analyse Push over

Après avoir défini le comportement non linéaire des éléments de la structure, on peut à présent passer à la prochaine étape qui consiste à définir le chargement de l'analyse Push over.

Pour définir la charge push over on suit les étapes suivantes :

Define → Load patterns → Add (on rajoute le chargement push over tout comme indiqué dans (la figure 5.10).

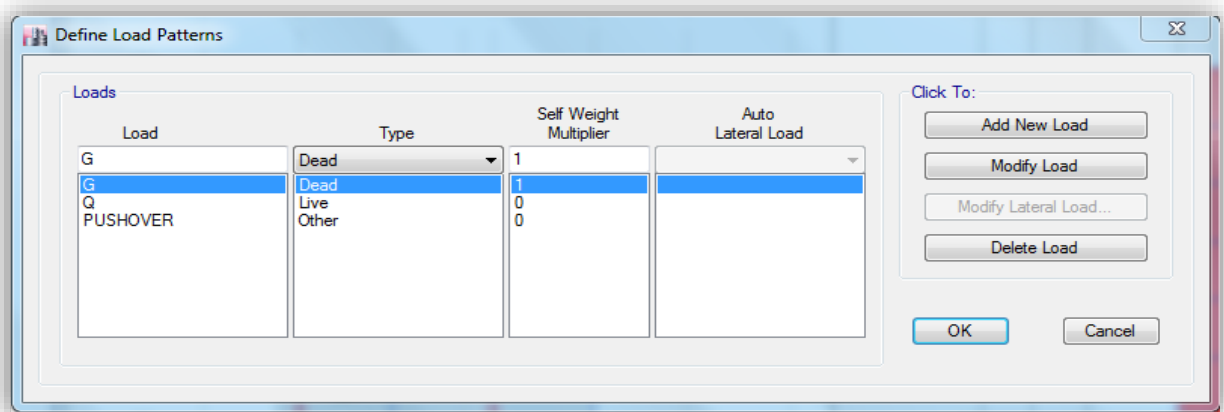


Figure 5. 10 : Définition du chargement push over dans le logiciel.

5.6.1 Définition du chargement poids

Define → Load cases → Add new comb (Poids)

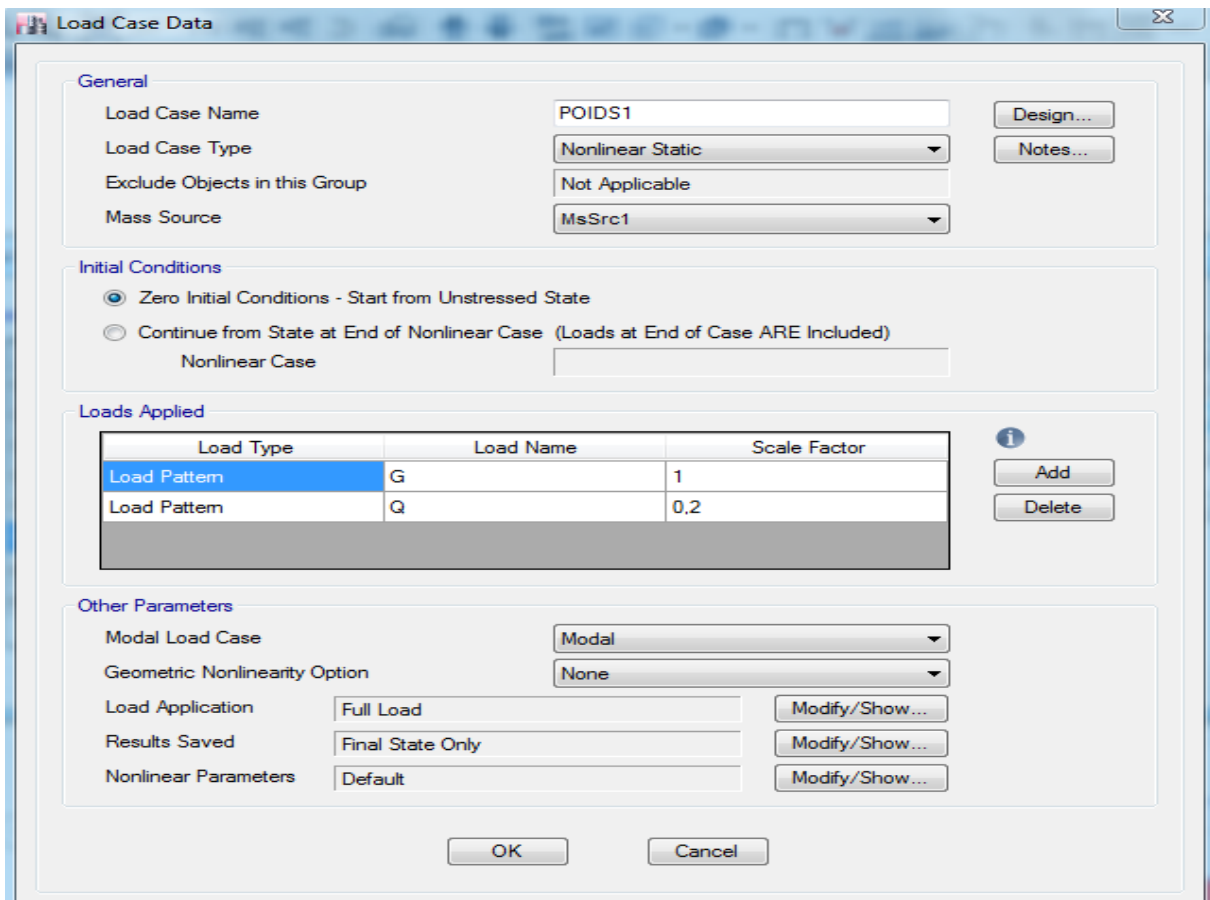


Figure 5. 11 : Définition du chargement poids.

5.6.2 Définition du chargement gravitaire (push yy)

Define → Load cases → Add new comb (push yy)

Le chargement push over introduit sera déterminé à partir des charges définis dans la boîte de dialogue « Load Pattern ».

General

Load Case Name: push yy [Design...]

Load Case Type: Nonlinear Static [Notes...]

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: MsSrc1

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: POIDS1

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Acceleration	UY	1000

[Add] [Delete]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Displacement Control [Modify/Show...]

Results Saved: Final State Only [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Figure 5. 12 : Définition du chargement gravitaire.

5.6.3 Définition du chargement horizontal (Push xx)

Define → load cases → add new comb (Push xx)

General

Load Case Name: pushxx [Design...]

Load Case Type: Nonlinear Static [Notes...]

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: MsSrc1

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: POIDS1

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Acceleration	UX	1000

[Add] [Delete]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: P-Delta

Load Application: Displacement Control [Modify/Show...]

Results Saved: Multiple States [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Figure 5. 13 : Définition du chargement horizontal.

5.7 Résultats de l'analyse push over pour les deux systèmes de contreventement

5.7.1 Système auto stable (poteaux /poutres)

5.7.1.1 La courbe de capacité de la structure

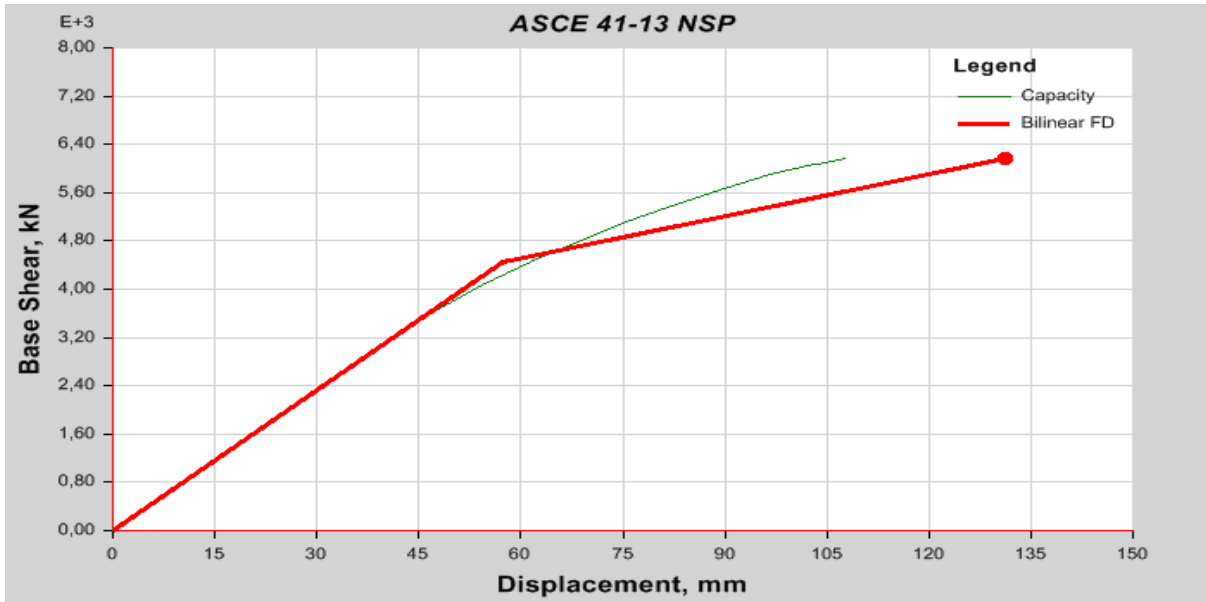


Figure 5. 14 : Courbe de capacité de la structure auto stable sous chargement horizontal.

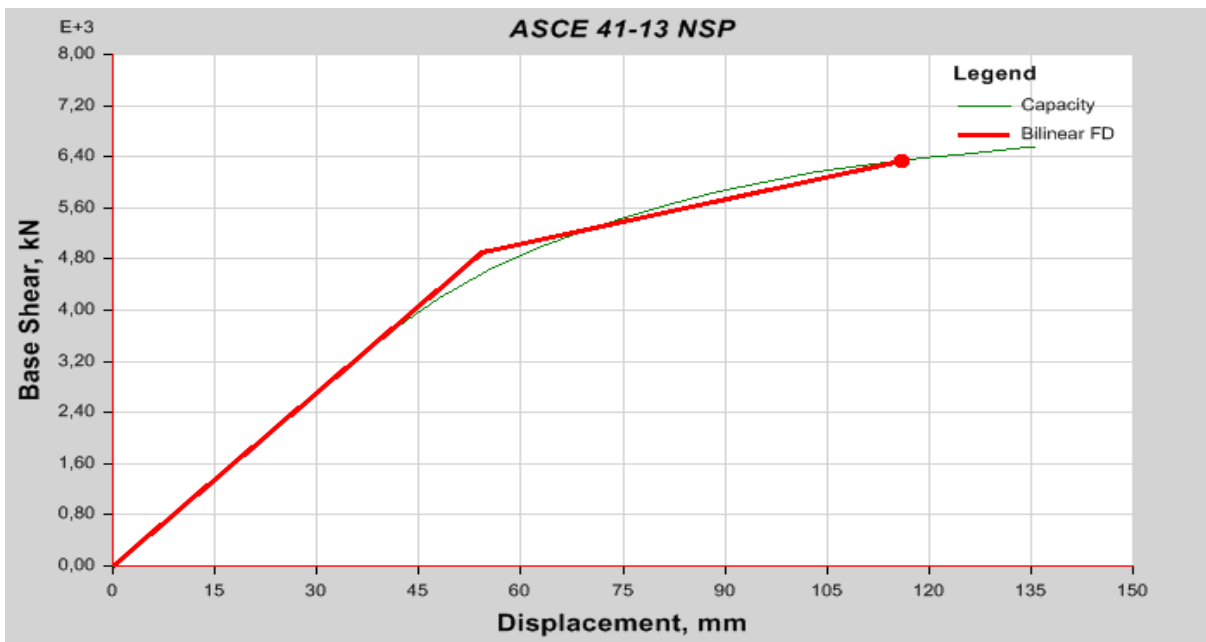


Figure 5. 15 : Courbe de capacité de la structure auto stable sous chargement vertical.

5.7.1.2 Détermination du point de performance de la structure

Selon x-x :

- Le déplacement au point de performance $D_p = 13,1124$ cm
- Le déplacement à l'état élastique limite de la structure $D_e = 5,7293$ cm
- L'effort tranchant au point de performance $V_p = 6166,4688$ kN
- L'effort tranchant élastique limite $V_y = 4446,2784$ kN
- La raideur initial élastique $K_e = 77605,4$ kN/m

Selon y-y :

- Le déplacement au point de performance $D_p = 11,6102$ cm
- Le déplacement à l'état élastique limite de la structure $D_e = 5,4337$ cm
- L'effort tranchant au point de performance $V_p = 6331,3019$ kN
- L'effort tranchant élastique limite $V_y = 4908,032$ kN
- La raideur initial élastique $K_e = 90325,64$ kN/m

5.7.1.3 Demande en ductilité μ_D

La demande en ductilité est un critère qui situe le degré de pénétration de la structure dans le domaine Post élastique. Elle peut être estimée par le rapport [55].

$$\mu_D = \frac{D_p}{D_e}$$

NB : A mesure que le facteur μ_D est grand, le degré de pénétration de la structure dans le domaine plastique est important. [55]

Selon xx :

$$\mu_D = \frac{13,1124}{5,7293} = 2,2886$$

Selon y-y :

$$\mu_D = \frac{11,6102}{5,4337} = 2,1367$$

Raideur de la structure au point de performance K_p

A mesure que les éléments de la structure se plastifient, la structure subit des dommages qui se traduisent par une diminution de sa résistance initiale (K_e).

Au point de performance, la raideur de la structure est donnée par :

$$K_p = \frac{V_p}{D_p}$$

Sens x-x :

$$K_P = \frac{6166,4688}{13,1124 \times 10^{-2}} = 47027,7661 \text{ KN/m.}$$

Sens-y-y :

$$K_P = \frac{6331,3019}{11,6102 \times 10^{-2}} = 54532,238 \text{ KN/m.}$$

5.7.1.4 Indicateur de dégradation global de la structure I_d

C'est un indice qui peut nous montrer le niveau de perte de raideur de la structure au niveau du point de performance. Il est donné par la relation suivante :

$$I_d = 1 - \frac{K_P}{K_e}$$

Sens x-x :

$$I_d = 1 - \frac{47027,7661}{77605,4} = 0,394$$

→ Au point de performance, la plastification de la structure engendre une diminution de la raideur initiale de 39,4%.

Sens-y-y :

$$I_d = 1 - \frac{54532,238}{90325,64} = 0,396$$

→ Au point de performance, la plastification de la structure engendre une diminution de la raideur initiale de 39,6%.

5.7.2 Système mixte (à voiles porteurs)

5.7.2.1 La courbe de capacité de la structure

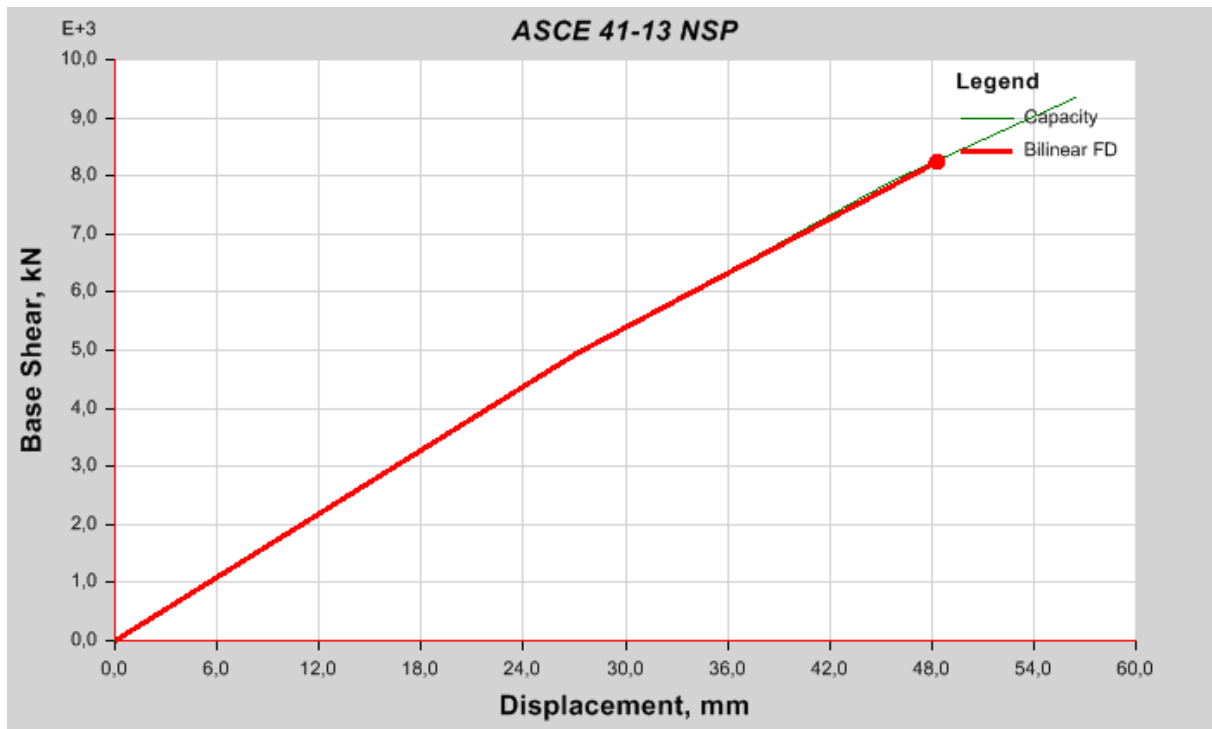


Figure 5. 16 : Courbe de capacité de la structure mixte sous chargement horizontal.

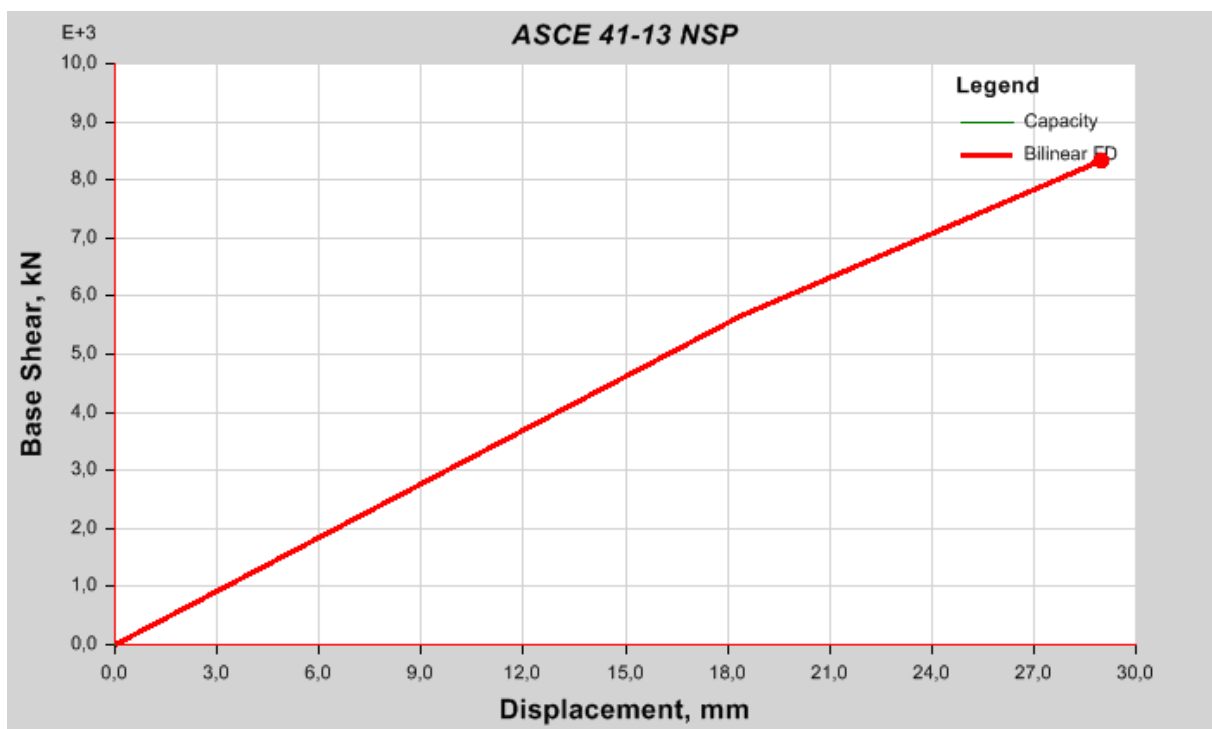


Figure 5. 17 : Courbe de capacité de la structure mixte sous chargement vertical.

Selon x-x :

- Le déplacement au point de performance $D_p = 4,8316$ cm
- Le déplacement à l'état élastique limite de la structure $D_e = 2,7069$ cm
- L'effort tranchant au point de performance $V_p = 8252,0972$ KN
- L'effort tranchant élastique limite $V_y = 4943,0065$ KN
- La raideur initial élastique $K_e = 182607,03$ KN/m

Selon y-y :

- Le déplacement au point de performance $D_p = 2,9004$ cm
- Le déplacement à l'état élastique limite de la structure $D_e = 1,8338$ cm
- L'effort tranchant au point de performance $V_p = 8332,684$ KN
- L'effort tranchant élastique limite $V_y = 5658,5216$ KN
- La raideur initial élastique $K_e = 307736,197$ KN/m

5.7.2.2 Demande en ductilité μ_D

La demande en ductilité est donnée par le rapport

$$\mu_D = \frac{D_p}{D_e}$$

Selon xx :

$$\mu_D = \frac{4,8316}{2,7069} = 1,7849$$

Selon y-y :

$$\mu_D = \frac{2,9004}{1,8338} = 1,5816$$

5.7.2.3 Raideur de la structure au point de performance K_p

La raideur de la structure est donnée par :

$$K_p = \frac{V_p}{D_p}$$

Sens x-x :

$$K_p = \frac{8252,0972}{4,8316 \times 10^{-2}} = 170794,296 \text{ KN/m.}$$

Sens-y-y :

$$K_p = \frac{8332,684}{2,9004 \times 10^{-2}} = 287294,304 \text{ KN/m.}$$

5.7.2.4 Indicateur de dégradation global de la structure I_d

Il est donné par la relation suivante :

$$I_d = 1 - \frac{K_p}{K_e}$$

Sens x-x :

$$I_d = 1 - \frac{170794,296}{182607,03} = 0,064689$$

→ Au point de performance, la plastification de la structure engendre une diminution de la raideur initiale de 6,4689%.

Sens-y-y :

$$I_d = 1 - \frac{287294,304}{307736,197} = 0,066426$$

→ Au point de performance, la plastification de la structure engendre une diminution de la raideur initiale de 6,6426%.

5.8 Interprétation des résultats trouvés avec les deux systèmes

5.8.1 Les déplacements au point de performance

Tableau 5. 3 : Le déplacement au point de performance des deux systèmes.

Système	D_p (cm)	
	Push xx	Push yy
Auto stable	13,1124	13,1124
Mixte (à voiles porteurs)	4,8316	4,8316

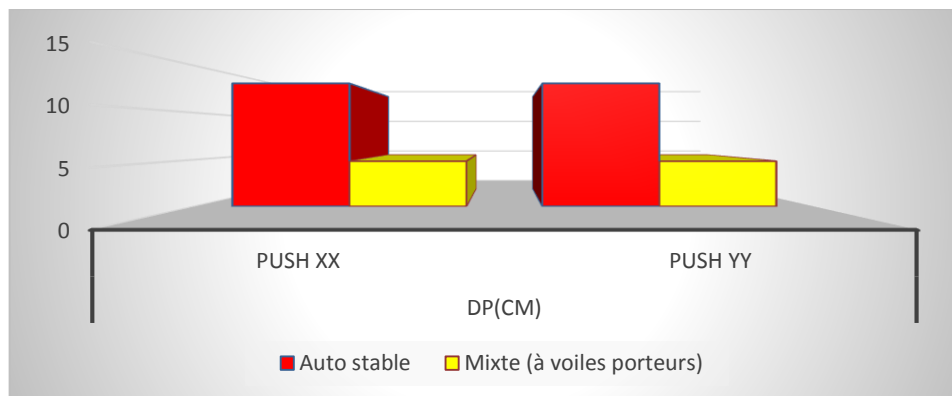


Figure 5. 18 : déplacement au point de performance des deux systèmes sous chargement horizontal.

⇒ On voit bien que les déplacements au point de performance maximums sous chargement horizontal et vertical sont enregistrés au niveau du système auto stable

5.8.2 La demande en ductilité μ_D de la structure

Tableau 5. 4 : La demande en ductilité des deux structures.

Système	μ_D	
	Push xx	Push yy
Auto stable	2,2886	2,1367
Mixte (à voiles porteurs)	1,7849	1,5816

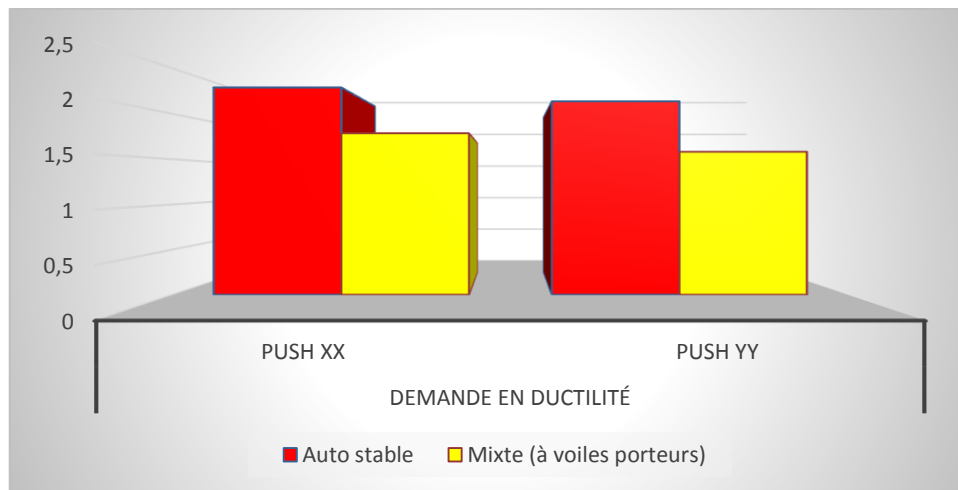


Figure 5. 19 : demande en ductilité des deux systèmes.

⇒ D’après les histogrammes donnés dans les (figures 5.19), on conclue que la structure à portiques (poteaux/poutres) est dans un état de plastification plus avancé que la structure à voiles.

5.8.3 Raideur (initiale/point de performance) de la structure

Sens x-x :

Tableau 5. 5 : Raideurs des deux structures dans le sens x-x.

Système	K_e (KN/m)	K_p (KN/m)
Auto stable	77605,41	47027,7661
Mixte (à voiles porteurs)	182607,03	170794,296

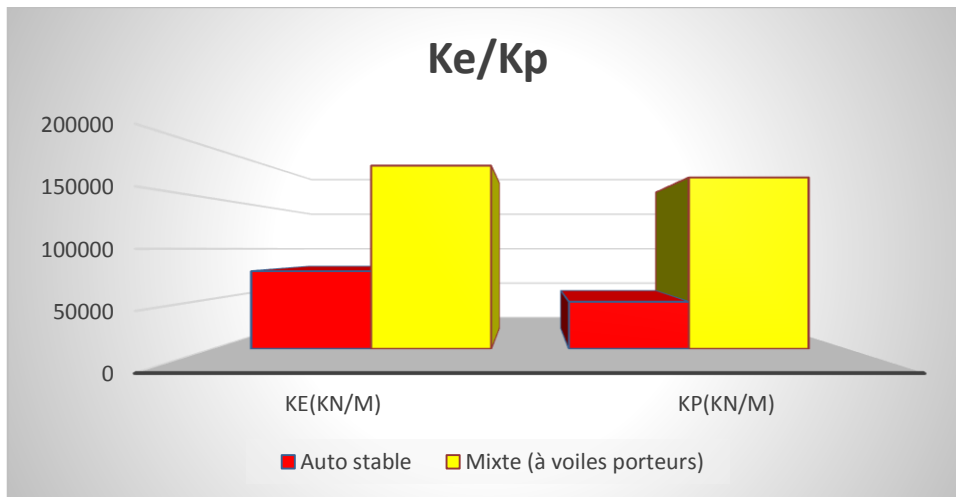


Figure 5. 20 : raideurs des deux structures sous chargement horizontal.

Sens y-y :

Tableau 5. 6 : Raideurs des deux structures dans le sens y-y.

Système	K_e (KN/m)	K_p (KN/m)
Auto stable	90325,64	54532,238
Mixte (à voiles porteurs)	307736,197	287294,304

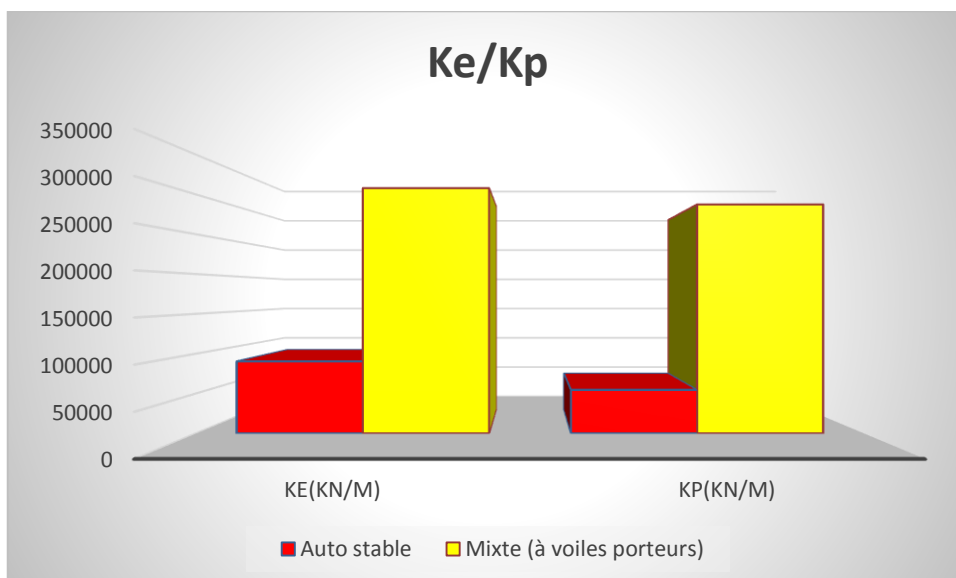


Figure 5. 21 : raideurs des deux structures sous chargement vertical.

5.8.4 L'indice de dégradation I_d des deux systèmes

Tableau 5. 7 : Indice de dégradation des deux structures.

Système	Indice de dégradation	
	Push xx	Push yy
Auto stable	0,394	0,396
Mixte (à voiles porteurs)	0,064689	0,066426

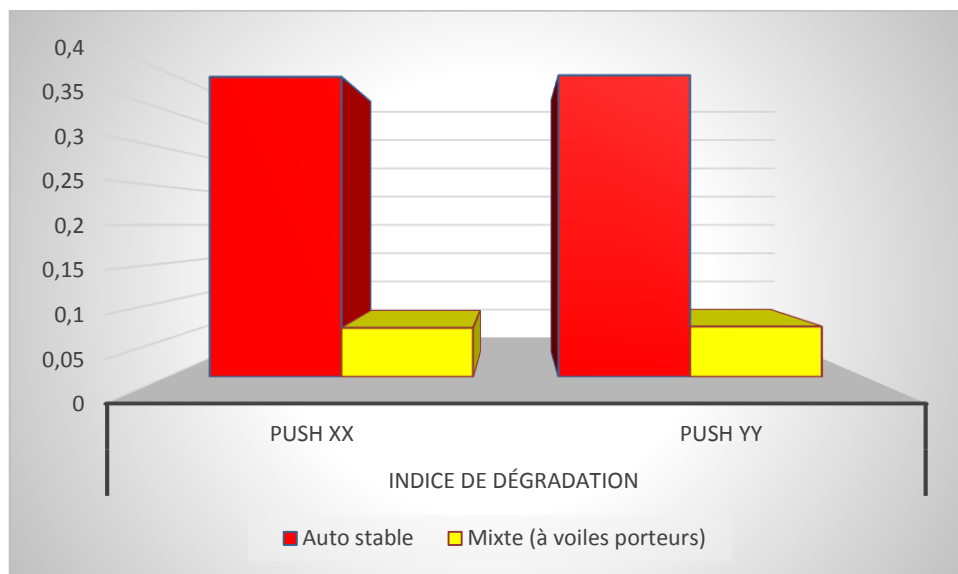


Figure 5. 22 : indice de dégradation de la structure.

⇒ Les histogrammes montrés dans (la figure 5.22) nous confirme que la structure à contreventement auto stable subit des pertes de résistance plus importantes que la structure à voiles porteurs.

Mécanisme de ruine et état de dégradation des éléments

Après avoir comparé les résultats obtenus au niveau des différents paramètres de comparaison entre les deux systèmes de contreventement, on a constaté que le système de contreventement mixte (à voiles porteurs) présente un meilleur comportement dans le domaine non-linéaire. L'évaluation de ce système par rapport au mécanisme de ruine nous a donné les résultats montrés sur les figures ci-après :

5.8.5 Mécanisme de ruine et état de dégradation des éléments sous chargement horizontal (Push xx)

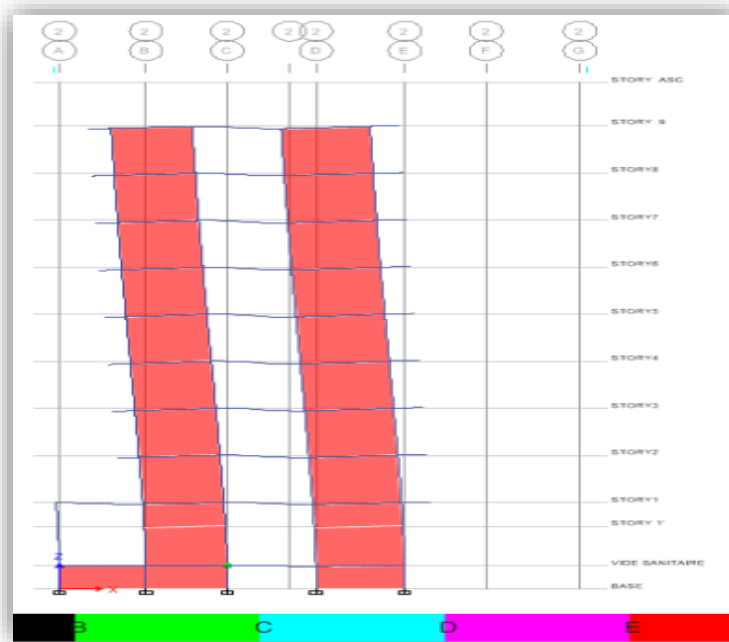


Figure 5. 23 : début de formation des rotules plastiques sous chargement x-x.

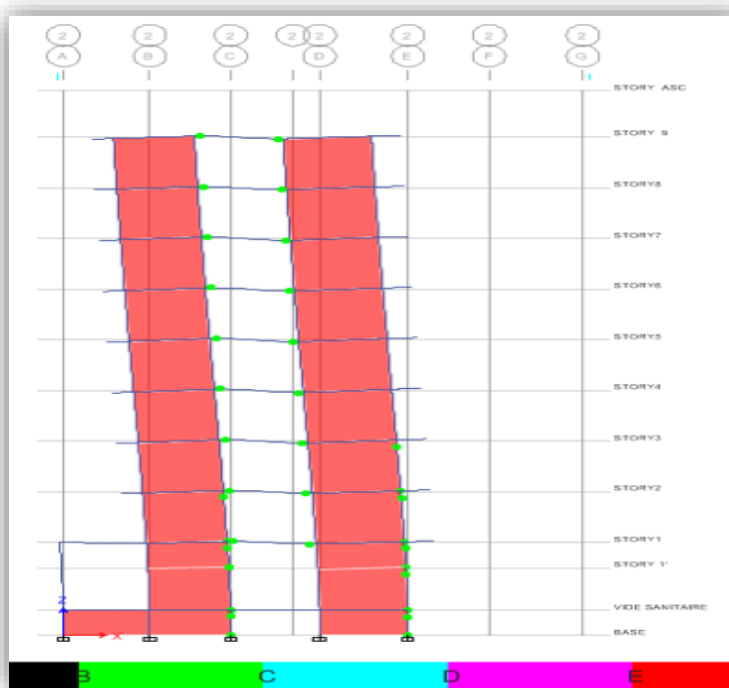


Figure 5. 24 : formations des rotules plastiques au point de performance sous chargement x-x.

5.8.6 Mécanisme de ruine et état de dégradation des éléments sous chargement vertical (Push yy)

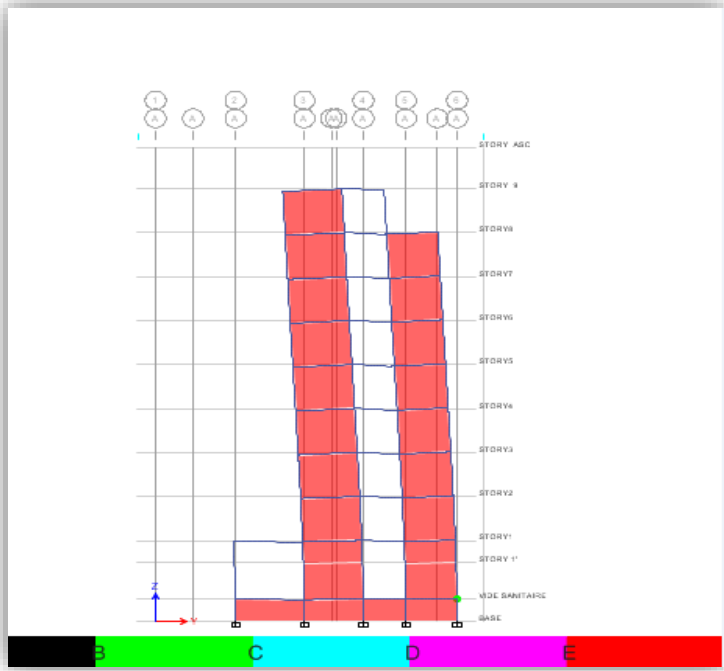


Figure 5. 25 : début de formation des rotules plastiques sous chargement y-y.

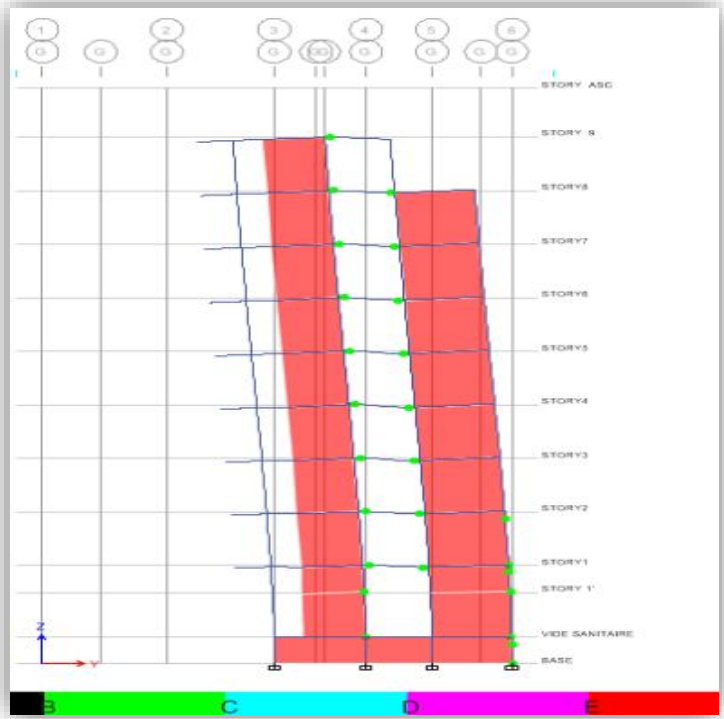


Figure 5. 26 : formations des rotules plastiques au point de performance sous chargement y-y.

⇒ Après visualisation de la distribution des rotules plastiques dans la structure comme indiqué sur les figures ci-dessus, on a constaté que les premières rotules de type (B) se forment au niveau d'un poteau du vide sanitaire.

⇒ En augmentant la force sismique et au point de performance, des rotules de même type apparaissent au niveau des poutres adjacentes aux voiles ainsi qu'aux certains poteaux des niveaux inférieurs.

5.9 Conclusion

Les résultats d'analyse non linéaire « Push over » des deux systèmes de contreventement étudiés nous montre que :

➤ Le système mixte (à voiles porteurs) présente un meilleur comportement des systèmes structuraux étudiés au-delà du domaine élastique linéaire, avec un déplacement au point de performance minimal et une excellente demande en ductilité.

➤ Le système mixte présente aussi un bon comportement dans le domaine plastique qui présente la meilleure raideur post-élastique et un indice de dégradation peu élevé par rapport au système auto stable.

➤ Les rotules plastiques qui apparaissent dans les éléments de la structure contreventée par des voiles porteurs sont de type (B), ce qui signifie qu'après introduction des voiles, la rigidité de la structure augmente considérablement au point de performance et la structure garde une grande partie de sa raideur initiale (70-77 % selon x et y respectivement), ceci est justifié par la valeur de l'indicateur de dégradation global ($I_d = 6,4689-6,6426$ % selon x et y respectivement).

Conclusion générale

CONCLUSION ΓΕΝΕΡΑΛΕ

Conclusion générale

Après le tremblement de terre dévastateur qui a frappé la ville de Boumerdès (en mai 2003) il a été constaté que les systèmes constructifs constitué de portiques auto stables étaient les plus touchés, contrairement aux systèmes mixtes (portiques/voiles) qui ont été les plus résistants. Cette différence de comportement nous a incités à faire cette étude, qui est une étude comparative des deux systèmes dans le but de connaître l'effet de l'intégration des voiles dans nos nouvelles constructions.

Les résultats de l'analyse linéaire (par éléments finis) effectuée sur les deux systèmes constructifs à l'aide de logiciel de modélisation et de calcul des structures (ETABS/Version 9.7.0) nous ont permis de constater que système de contreventement mixte (à voiles porteurs) est nettement plus approprié en zone sismique que le contreventement auto-stable grâce aux particularités suivantes :

- Améliore le comportement des structures sous séisme (diminution de la période propre et meilleure résistance à la torsion d'axe vertical).
- Les voiles reprendre la majeure partie des charges horizontales engendrées par le séisme, ce qui permet de diminuer les efforts internes dans les éléments structuraux (poteaux et poutres).
- Des efforts tranchants à la base plus importants.

Comme il a été aussi constaté que les systèmes à voiles porteurs présentent aussi un meilleur comportement dynamique ;

- Des déplacements inter-étages absolus et relatifs réduits et des effets $P-\Delta$ également réduits.

L'analyse statique non linéaire (Push over) des deux systèmes étudiés nous a permis de mieux définir leur comportement au-delà du domaine linéaire élastique, et de constater que le système à voiles porteurs présente le meilleur comportement sous chargement sismique qui présente :

- Un déplacement au point de performance minimum et une excellente demande en ductilité.
- La meilleure raideur post-élastique avec une raideur initiale et au point de performance plus importantes.

CONCLUSION GENERALE

- Un indice de dégradation peu élevé.
- Des mécanismes de ruine au point de performance pas assez importants.

En effet, cette analyse a permis de mieux comprendre le comportement post-élastique des deux systèmes étudiés et mettre en évidence l'effet des voiles dans la dissipation de la force sismique.



REFERENCES
BIBLIOGRAPHIQUES

BIBLIOGRAPHIE

- [01] : Règlement parasismique algérien (**RPA 99 modifier 2003**).
- [02]: **AMBRASSEYS.N** et **VOGT. J. MATERIAL** for the investigations of the seismicity of the region of Algiers. European earthquake engineering (3), pp. 16–29, (1988).
- [03] : **ROTHER, J.P.** Les séismes de Kerrata et la sismicité de l'Algérie, Pub. Serv., Cartes.Géol. Algérie, 40 pp, 1950.
- [04] : **BENHALLOU.H** ET **ROUSSEL.J.** Sur les séismes et la sismicité de l'Algérie de 1951 à 1970, note I.M.P.G.A., 4.1971.
- [05]: **YELLES-CHAOUICHE A.K.** RECENT seismic activity in Northern Algeria. Fourth International Conference of Earthquake Engineering and Seismology, Iran, 7p.m, 2003.
- [06] : Document d'information sur le risque sismique à destination des médias BRGM/RP - 55012-FR Décembre 2006.
- [07] : Constructions parasismiques par **JACQUES BETBEDER-MATIBE** ET **JEAN-LOUISDOURY**.
- [8] : **AGNES LEVRET**-Groupe APS, Les tremblements de terre : de l'origine à l'aléa, Séminaire : L'homme et la terre. Risques sismiques et comportements des communautés, 4 décembre 2003.
- [09] : **BADDARI KAMEL, DJEDDI MABROUK**, Les séismes et leur prévision, OPU, Alger, 2002.
- [10] : **MILAN ZACKEK** « construction parasismique, édition parenthèse, Maeseille1996».
- [11] : **LOUNAS BOUALEM** ; Analyse du comportement des structures élancées en plan mémoire de master génie civil ; Option : structure et matériaux ; UMMTO
- [12] : **VICTOR DAVIDIVIC** «Le rapport de séisme de Boumerdes le 21 mai 2003».
- [13] : **ABBAS SENOUCI**, Définition et évaluation des termes de références du risque sismique dans le POS, mémoire de Magister, USTO, Oran, Juin 2004, p 20.
- [14] : Documents pédagogiques, E.O.S.T Strasbourg, Évaluer le risque sismique <http://eost.ustrasbg.fr/pedago/fiche2/risques.html>, consulté en Janvier 2009.
- [15] : **PIERINO LESTUZZI** «Séisme et construction ».
- [16] : « La construction en zone sismique » par **VICTOR DAVIDOVICI** Editions LE MONITEUR.
- [17] : guide de conception parasismique des bâtiments publié par le soutien du ministère de l'Ecologie et du Développement Durable (**MEDD/DPPR/SDPRM**).
- [18] : LE SÉISME ET LES BÂTIMENTS, volume 3, conçu par **Mme PATRICIA BLANDIER**, 18 pages.

BIBLIOGRAPHIE

- [19] : **ABDELGHANI SEGHIR** Enseignant Chercheur, Chargé de Cours Département de Génie Civil, Université A. Mira de Bejaia. Séminaire organisé par SAVOIR PLUS, 26-27 juin 2007 à Bejaia Les journées techniques et scientifiques du bâtiment et de la construction Séisme de Boumerdès du 21 Mai 2003 Pathologie de construction et dommages sismiques
- [20] : **KACIMI NACERA**, Analyse numérique d'une structure auto stable et d'une structure mixte (portiques + voiles), magister en génie civil. Tizi-Ouzou : Université Mouloud Mammeri Tizi- Ouzou, 09/10/2013.
- [21] : **ABDENNOUR CHEKIRED**. Évaluation du facteur de comportement d'ossatures en portique en acier sur la base d'analyses statique et dynamique non-linéaires. Thèse de doctorat en génie civil, Tizi-Ouzou : Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou, 2016.
- [22] : **A. BOUZIANE, L. BOUBEGTITEN, O. KADA, A. SEGHIR**, COMPORTEMENT NON LINÉAIRE ET CAPACITÉ SISMIQUE DES VOILES DE CONTREVENTEMENT EN BÉTON ARME, Université A. Mira, Bejaia. Route de Targua Ouzemour.
- [23] : **MILAN ZACEK**. Conception parasismique : Niveau avant-projet. Villefontaine, les grands ateliers, septembre 2003.
- [24] : « Contribution à la compréhension du fonctionnement des voiles en béton arme sous sollicitation sismique : apport de l'expérimentation et de la modélisation a la conception » ; thèse doctorat ; NICOLAE ILE ; spécialité : génie civil – sols, matériaux, structures, physique du bâtiment, école doctorale MEGA (mécanique, énergétique, génie civil et acoustique).
- [25] : **KEZMAN ALI** « Etude d'un voile renforce avec des barres diagonales internes par Abacus », mémoire de master, option structure, spécialité : génie civil, université mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.
- [26] : **PROF. AMAR KASSOUL** « les murs Cours » : Ossatures Bâtiment (2013/2014) – MASTER Génie Civil – Option : Structures civiles et industrielles- -UHB Chlef
- [27] : **DAVIDOVICI. V**, "Séisme de BOUMERDES–21 mai 2003", Rapport préliminaire, Ministère de l'Habitat, république algérienne démocratique et populaire. 8 juin 2003.
- [28] : « BAEL 99 » ; Règles technique de conception et de calcul des ouvrages et de construction en Béton arme suivant la méthode des états limites -BAEL 91 revise99.
- [29] : « Prise en compte du comportement du béton » –cas particuliers des voiles en plan en béton arme ; FOURE. B ; génie parasismique, Presses de l'ENPC, 1985.
- [30] : « Conception parasismique des bâtiments – Principes de base à l'attention des ingénieurs, architectes, maitres d'ouvrages et autorités » ; **HUGO BACHMANN** Directives de l'OFEG – Richtlinien des BWG – Direttive dell'UFAEG, Berne, 2002.

BIBLIOGRAPHIE

- [31]: California Seismic Safety Commission. (1996). Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. **ATC40**, Applied Technology Council.
- [32] : **PIERRE MOUROUX, CATERINA NEGULESCU**, 2007, Comparaison pratique entre les méthodes en déplacement de l'ATC 40 (en amortissement) et de l'Eurocode 8 (en ductilité) ,7^{ème} Colloque National AFPS 2007-Ecole Centrale Paris.
- [33]: **SASAKI et AL; (1998)** « limits of applicability of conventional and advance push over analysis»
- [34]: **FAJFAR, P. (2000)**. A Nonlinear Analysis Method for Performance-Based Seismic Design. *Earthquake Spectra*, 16(3), 573–592.
- [34]: **FREEMAN, S. A. (1975)**. Evaluations of existing buildings for seismic risk-A case study of Puget Sound Naval Shipyard. In Proc. 1st US Nat. Conf. on Earthquake Engrg., Bremerton, Washington, 1975 (pp. 113-122).do).
- [35]: **FEMA, 1997**, NEHRP Commentary on the Guidelines for Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA 273 Report, prepared by the Building Seismic Safety Council and the Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- [36]: **A.S, ELNASHAI. (2001)**. “Advanced Inelastic Static (Pushover) Analysis for Earthquake Applications”, *Structural Engineering and Mechanics*, 12(1), 51-70.
- [37]: **H. KRAWINKLER AND G.D.P.K. SENEVIRATNA**, “Pros and Cons of a Pushover Analysis for Seismic Performance Evaluation”, *Engineering Structures*, 20, 1998, pp. 452-464.
- [38] : **PAPANIKOLAOU, V. K., ELANASHAI, A. S., & PARJA, J. F. (2006)**. Evaluation of conventional and adaptive Pushover analysis II: Comparative results. *Journal of Earthquake Engineering*, 10(1), 127–15.
- [39]: **MWAFY, A., & ELNASHAI, A. (2001)**. Static pushover versus dynamic collapse analysis of RC buildings. *Engineering Structures*, 23(5), 407–424.
- [40]: **KALKAN, E., 2006**, Prediction of Seismic Demands in Building Structures, PhD dissertation in Civil and Environmental Engineering, University of California, Davis.
- [41] : **TAUCER, F., SPACONE, E., & FILIPPOU, F. C. (1991)**. A fiber beam-column element for seismic response analysis of reinforced concrete structures (Vol. 91, No. 17). Berkeley, California: Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California.
- [42]: **CLOUGH, R. W., & BENUSKA, K. L. (1967)**. Nonlinear earthquake behavior of tall buildings. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 93(3), 129-146.

BIBLIOGRAPHIE

- [43]: **TAKEDA, T., SOZEN, M. A., & NIELSEN, N. N. (1970).** Reinforced concrete response to simulated earthquakes. *Journal of the Structural Division*, 96(12), 2557-2573.
- [44]: **BRANCALEONI, F., CIAMPI, V., & DI ANTONIO, R. (1983, OCTOBER).** Rate-type models for nonlinear hysteretic structural behavior. In *EUROMECH colloquium*.
- [45]: **BANON, H., IRVINE, H. M., & BIGGS, J. M. (1981).** Seismic damage in reinforced concrete frames. *Journal of the Structural Division*, 107(9), 1713-1729.
- [46]: **OTANI, S. (1974).** Inelastic analysis of R/C frame structures. *Journal of the Structural Division*, 100(Proc. Paper 10686).
- [47]: **FILIP, C., & AHMAD, I. (1988).** Nonlinear analysis of reinforced concrete frames under cyclic load reversals.
- [48]: **OZDEMIR, H., (1981).** "Nonlinear Transient Dynamic Analysis of Yielding Structures." Ph. D. Thesis, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley.
- [49]: **PARK, R. L., PARK, R., & PAULAY, T. (1975).** Reinforced concrete structures. John Wiley & Sons.
- [50]: California Department of Transportation (CALTRANS). (1999). Seismic design criteria. Version 1.4.
- [51] : **KAPPOS, A., & PENELIS, G. G. (2010).** Earthquake Resistant Concrete Structures. CRC Press.
- [52]: Code, P. (2005). Eurocode 8: Design of structures for earthquake Resistance-Part 3: Assessment and retrofitting of buildings.
- [53] Mohamed Nour El-Din Abd-Alla, 2007, Application of Recent technique of Pushover for Evaluating seismic performance of multistory building, Master of science in structural engineering, Cairo University.
- [54]: **Sermin Oguz, 2005,** Evaluation of Pushover Analysis Procedures for Frame Structures Phd Thesis, Natural and Applied Sciences of the Middle East Technical University, Turkey.
- [55]: **Thomas paulay, 1999,** A simple seismic design strategy based on displacement and ductility compatibility, *Earthquake engineering and engineering seismology*, Volume 1, Number1,September1999,PP51-67.

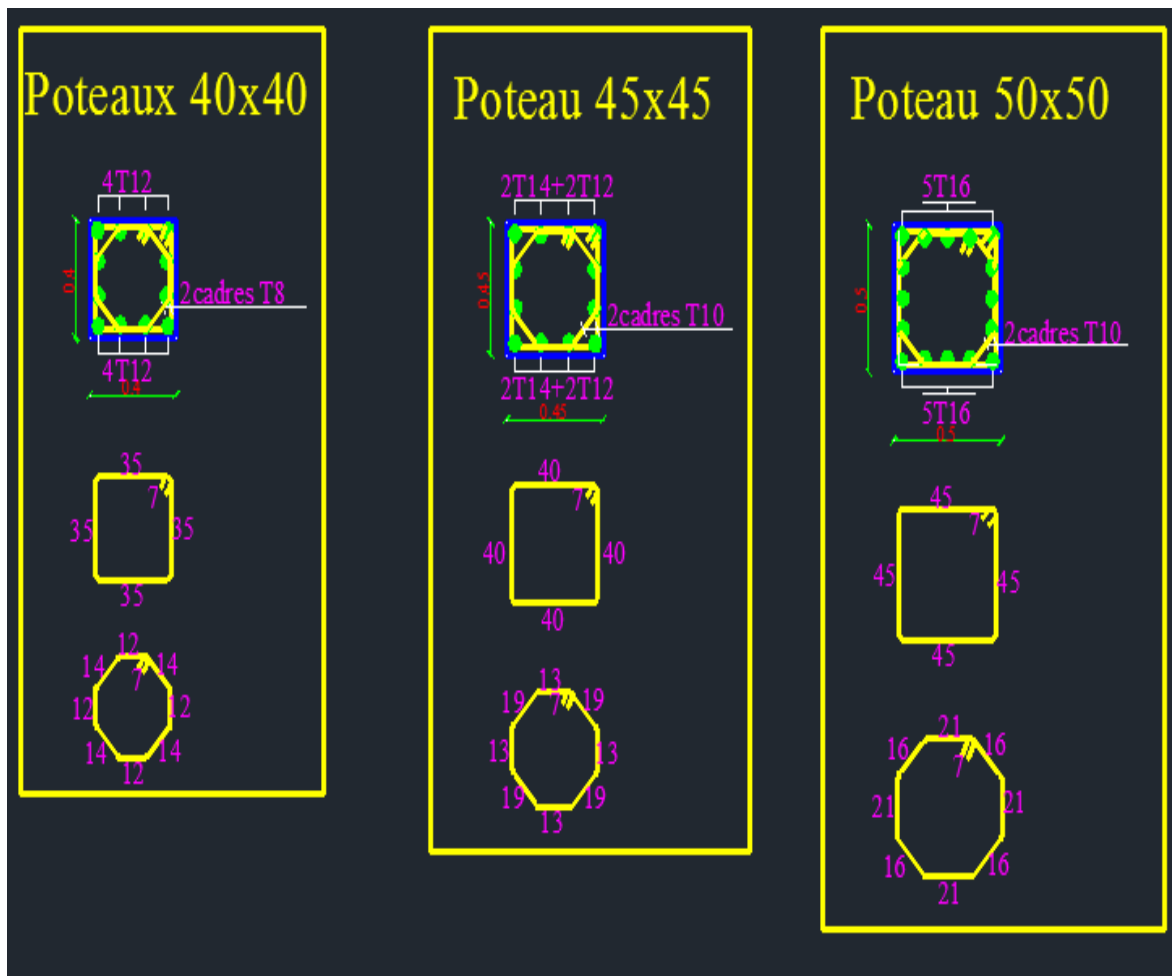


ANNEXES

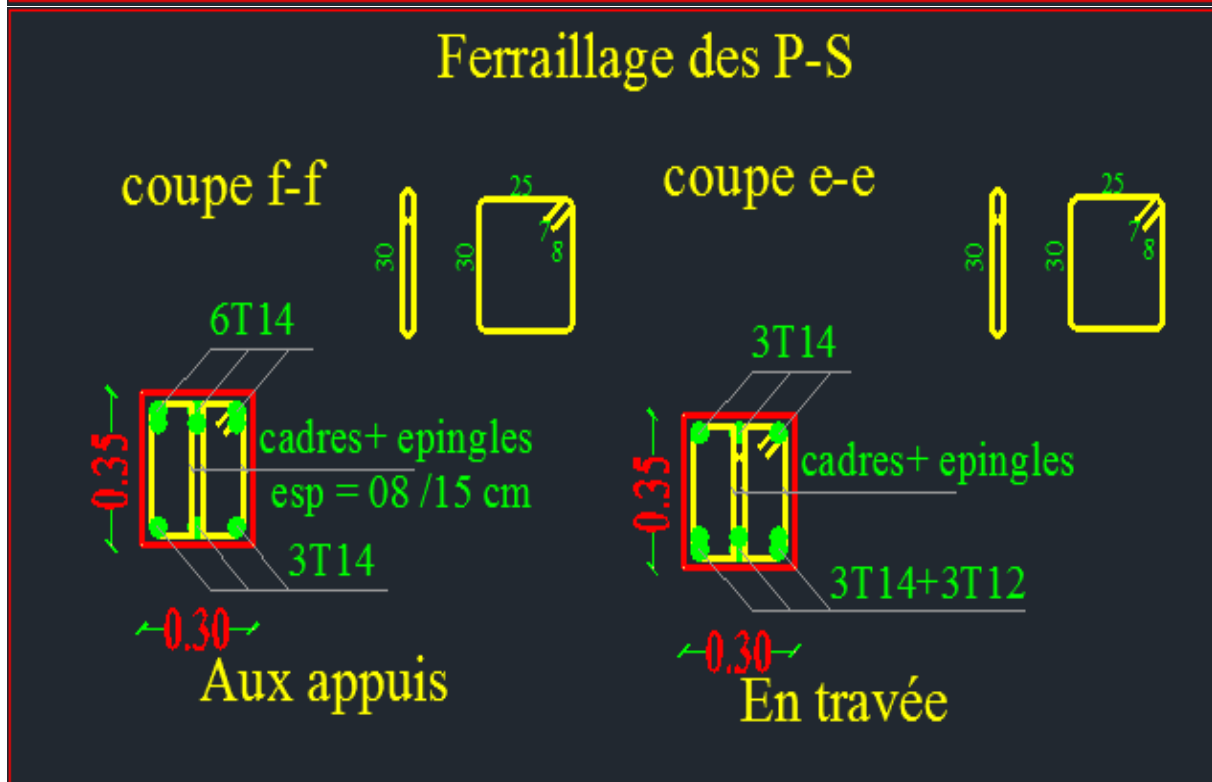
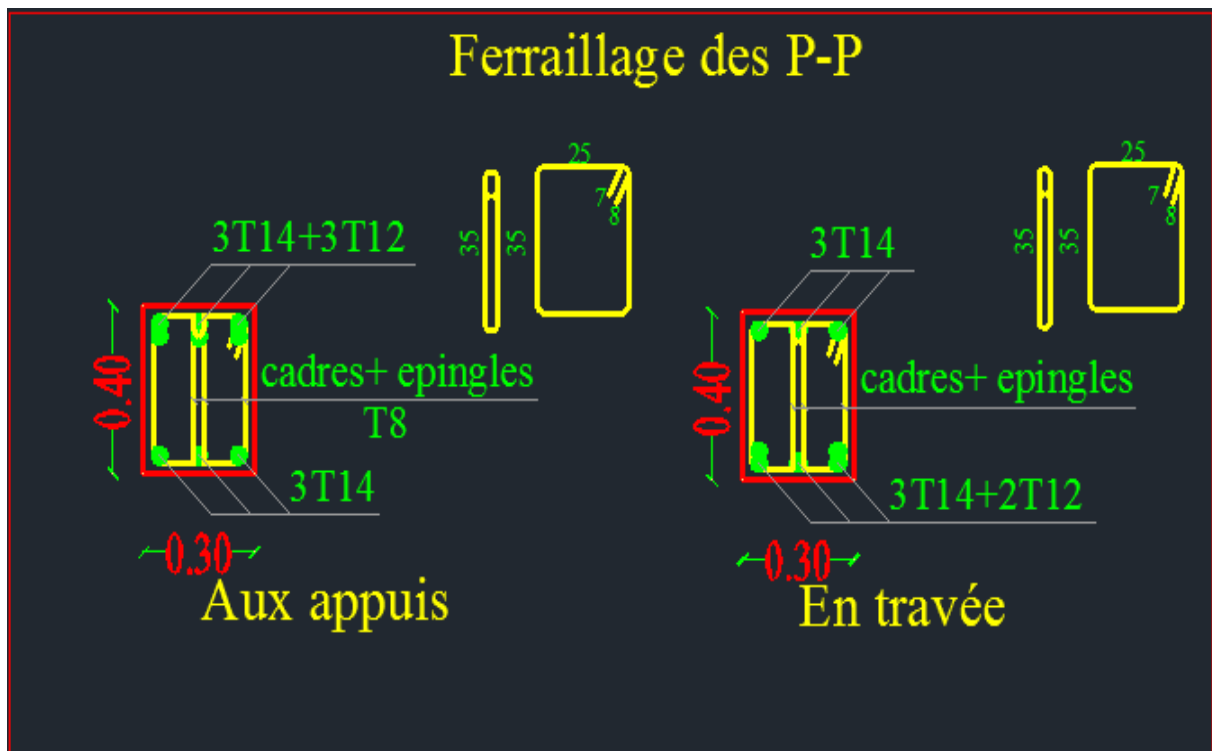
Ferraillage des poutres du système auto stable



Ferrailage des poteaux du système auto stable



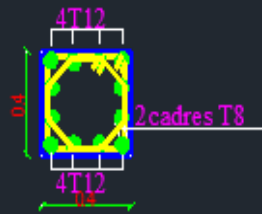
Ferraillage des poutres du système mixte



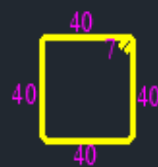
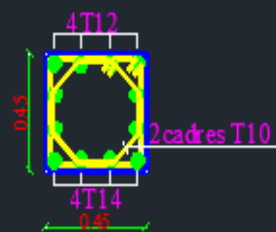
Ferrailage des poteaux du système mixte

Structure avec voiles

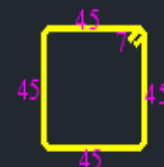
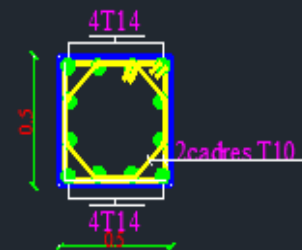
Poteaux 40x40



Poteau 45x45



Poteau 50x50



Ferrailage des VOILES

