



MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ «ABBES LAGHROUR» DE KHENCHELA
FACULTÉ DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE



Département de Génie Civil

N° de série :.....

Mémoire de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme de Master (L.M.D)

Spécialité : Génie civil

Option : Structure

ÉVALUATION DE LA PERFORMANCE DES
STRUCTURES EN BETON ARMÉ
SOUMISE A UNE ACTION SISMIQUE

Réalisé par : - BOUGHOUGAL Amira
- BENACHI Soumia

Dirigé par : BEDLA WALID

Membres de jury :

M. BENADDI Hachemi *Président*
M. MASMUDI Mounira *Examineur*
M. TOUAM Lakhmissi *Examineur*

Présenté le 18/06/2018



REMERCIEMENTS

Je remercie d'abord le bon DIEU le tout puissant qui m'a guidé et m'a donné

la force et la volonté de réaliser cette modeste recherche.

Je remercie en second mes parents, qui ont sacrifiés leur vie pour notre bien. En

fin, mes sincères reconnaissances et gratitude à tous mes enseignants, et en

Particulier l'encadreur de ce mémoire M^r W.BADLA Professeur à

L'université de KHENCHELA

Monsieur le président. Messieurs les membres du jury, permettez-moi

D'exprimer mes chaleureux remerciements et à tous ceux qui ont participé à la

Réalisation de ce modeste travail.

DEDICACE

Je dédie ce travail à :

Mes parents

Surtout pour ma mère nouvellement morte. La miséricorde de
Dieu sur eux

Mes frères et sœurs

Mon collègue et Mes amis

Soumia

DEDICACE

Je dédie ce travail à :

Mes parents

Mes frères et sœurs

Les enfants: TAKWA, HOUDAIFA, TAKI, NAZIM, KOUSAI.

Mes collègues et Mes amis.

AMIRA

Sommaire

N°	Notation	page
	CHAPITRE II : Introduction et recherche bibliographique	
	Introduction .	
I.1.	Recherche Bibliographique .	1
I.2.	Méthodes d'analyse utilisables .	2
I.2.1.	Méthodes élastiques linéaires.	2
I.2.1.1	méthodes d'analyse dynamiques.	2
I.2.1.1.1.	Concept de base.	2
a)	Méthode dynamique modale spectrale.	2
b)	❖ Principe.	2
	❖ Modélisation.	2
	Analyse modale.	3
c)	Nombre de modes à considérer.	3
1.	Résultante des forces sismiques de calcul.	3
2.	Justification de l'interaction voile-portique.	3
3.	Réponse à un séisme.	3
4.	Méthode d'analyse temporelle.	3
d)	Méthode statique équivalente .	4
e)	Principe .	4
1.	Modélisation	4
2.	Non linéaires et inélastiques non linéaires ;	5
I.2.1.2.	Analyse plastique: (Plastic analysis)	5
I1.2.1.2.1.	Analyse modal pushover : (Multimodel Pushover Analysis,MPA)	5
I.2.1.2.2.	Analyse Pushover (Push-over analysis)	5
I.2.1.2.3	Utilisation du spectre	6
I.2.2 .	Amortissement de la structure	7
I.2.3.	CHAPITRE II : Concepts Généraux	7
	Concepts généraux ;	
II.1.	Concept général de stabilité des bâtiments sous action sismique .	8
II.1.1 .	Objectif global du projet d'ossature parasismique ;	8
II.1.2.	Signification des « principes de conception parasismique » .	10
II.1.3 .	Principes de conception parasismique des bâtiments	11
II.2.	Principe 1 : .Simplicité .	11

II.2.1.	Principe 2 .Continuité .	11
II.2.2.	Principe 3 .Régularité en plan .	12
II.2.3.	Principe 4 .Régularité en élévation .	13
II.2.4 .	Principe 5 .Raideur et résistance à la torsion .	14
II.2.5.	Principe 6. Diaphragmes efficaces .	15
II.2.6 .	Principe 7. Des éléments structuraux verticaux sur dimensionnés .	15
II.2.7.	Principe 8.Créer les conditions d'un mécanisme plastique global .	16
II.2.8.	Principe 9 .Choix rationnels relatifs aux masses.	17
II.2.9.	Principe 10. Largeur des contreventements .	18
II.2.10.	Principe 11 :Largeur des fondations.	18
II.2.11.	Principe 12. Partition en sous structures .	18
II.2.12.	Principe 13. Fixation des éléments non structurels.	19
II.2.13.	Options de conception.	19
II.3.	Particularités de la structure peu dissipative DCL ;	20
1.	Structure peu dissipatives ou « sur-résistantes » .	20
2.	Structures dissipatives .	20
3.	Structure très hyperstatique ou peu hyperstatique ?	21
II.3.2	Structure flexible ou structure raide ?	21
II.3.3	Ossatures en acier ou en béton armé ?	22
II.3.4.	Est-ce le vent ou le séisme qui conditionne le dimensionnement ?	22
II.3.5.	Critères de l'Eurocode 8 correspondant aux principes de conception .	24
II.4	Régularité en plan.	24
II.4.1	Régularité en élévation .	25
II.4.2	Approche de conception multi niveaux de performance.	25
II.5	Critère de rigidité.	25
II.5.1	Critère de résistance.	26
II.5.2	Critère de ductilité.	26
II.5.3	CHAPITRE III : Analyse Pushover	27
	Introduction.	
III.1.	Définition de l'analyse pushover .	28
III.2.	Origine de l'analyse Pushover.	28
III.2.1.	But de l'analyse Pushover.	29
III.2.2.	Hypothèses d'élaboration de la méthode (Pushover).	29
III.3.	.Étapes de l'analyse pushover..	29
III.4.	Détermination du déplacement cible pour l'analyse statique non	30
III.5.	linéaire Pushover (en poussée progressive selon Eurocode8) .	30
	Détermination d'une relation idéalisée force/déplacement élasto-	
III.5.1.	plastique parfait .	31
	Détermination de la période du système équivalent à un seul degré de liberté	
III.5.2.	Détermination du déplacement cible pour le système équivalent à un	32

III.5.3.	seul degré de liberté .	32
	Courbe de capacité.	
III.6.	Point de performance.	33
III.7.	Conclusion.	33
III.8.	CHAPITRE IV : Pré dimensionnement	35
	Introduction.	
IV.1.	Pré dimensionnement .	36
IV.2.	Les poutres.	36
IV.2.1.	Les poutres transversales .	36
IV.2.1.1.	les planchers .	36
IV.2.2.	Planchers à corps creux .	37
IV.2.2.1	Dimensionnement de la nervure .	37
IV.2.2.2.	les dalles pleines .	37
IV.2.2.3.	Isolation phonique.	38
a.	Condition de résistance au feu.	38
b.	Condition de résistance a la flexion.	38
c.	Les poteaux .	38
IV.2.3.	condition de non flambement (B.A.E.L 91) .	38
IV.2.3.1.	Condition de RPA.99.V2003 A7.4.1.	38
IV.2.3.2.	La descente des charges.	42
IV.2.4.	Introduction.	43
IV.2.4.1.	Poids volumiques des matériaux .	43
IV.2.4.2.	Evaluation des charges et surcharges.	43
IV.2.4.3.	Plancher terrasse .	43
a.	Plancher étage courant .	43
b.	Modélisation Numérique .	44
IV.3.	Modélisation par SeismoStruct .	45
IV.3.1.	CHAPITRE V : Mise en œuvre numérique & exemples étudiés	45
	Introduction.	
V.1.	Caractéristiques des matériaux.	47
V.2..	Loi de comportement du béton .	47
V.2.1 .	Loi de comportement de l'acier	47
V.2.2.	SEISMOSTRUCT-Modèle en acier bilinéaire – stl-bl .	47
V .2.3 .	SEISMOSTRUCT-Modèle en acier bilinéaire – con-ma .	48
V .2.4 .	Sections d'un matériel .	49
V.3.	Section rectangulaire de béton armé RCRS .	50
V.3.1.	Section rectangulaire asymétrique de béton armé RCARS .	50
V.3.2.	Modèle des bâtiments testés.	50
V.4.	Application.	51
V.5.	Charges du poids propre et d'exploitation .	52

V.5.1.	Analyse modale linéaire (méthode spectrale).	52
V.5.2.	Distribution des charges latérales .	52
V.5.3.	Idéalisation de la courbe Pushover .	53
V.5.4.	Interprétation des résultats .	55
V.6.	Conclusion.	58
	Recommandations.	59
		60

Liste des figures

N°	Figures	page
Figure I.1 :	Spécification d'analyse temporelle et modale spectrale	4
Figure I.2 :	méthodes d'analyse structurelle	6
Figure I.3 :	Allure d'un spectre réglementaire caractéristique d'un séisme	7
Figure I.4 :	Model de faible et fort amortissement	7
Figure II.1.	Schéma général de fonctionnement en «boite» pour la reprise de section horizontales de séisme ou de vent (d'après ZACEK, 1996)	8
Figure II.2 :	Comportement d'ossatures de même période T soumises à poussée progressive jusqu'au déplacement de projet $S_{De}(T)$: a) projet à réponse purement élastique DCL,b) projet modérément dissipatif DCM et c) projet très dissipatif DCH	9
Figure II.3 :	Distinction entre structure primaire et structure secondaire du bâtiment	11
Figure II.4:	Formes favorables : plans simples à 2 axes de symétrie (AFPS, 2002).	13
Figure II.5 :	Vues en plan de bâtiments. A gauche : symétriques et compacts en plan. A droite effets néfastes de l'asymétrie ou du caractère non compact.	13
Figure II.6 :	Influence de la forme du bâtiment sur les effets dus à la torsion : concentration de contraintes dans les angles rentrants (en haut) ; rotation permanente (en bas)	13
Figure II.5 :	Principe de la régularité en élévation	14
Figure II.6 :	Une grande distance entre les éléments parallèles favorise la résistance de la structure à la torsion grâce à un bras de levier important dans le plan horizontal	14
Figure II.7 :	Effet d'un séisme sur une construction en maçonnerie sans (à gauche.) et avec (à droite.)	15
Figure II.7:	Liège, 1983. Effet de la faiblesse des diaphragmes (fissuration à l'angle des murs) ou de la faiblesse de leur connections aux murs (effondrement de façade)	15
Figure II.8 :	Courbe d'interaction moment M – effort axial N de poteaux acier (a et b) et béton (c)	16
Figure II.9 :	a)L'objectif de projet "poutres faibles – poteaux forts";b) Les rotules plastiques dans les poteaux entraînent des effets du second ordre plus importants	17
Figure II.10 :	Mécanisme global plastique d'une ossature avec triangulations à barres centrées	17
Figure II.11 :	La redondance et une assise large assurent une meilleure distribution des réactions d'appui ; a)-Petit bras de levier des réactions d'appui. A éviter. b)-Grand bras de levier .a préférer	18
Figure II.12 :	Un radier général raidi par les murs de sous-sol base réduit les contraintes à la fondation	19
Figure II.13 :	Fractionnement des bâtiments par des joints sismiques ou partition en sous structures	19
Figure II.14 :	Chute de cheminée et destruction d'une voiture (Renault R5, Liège, 1983)	20
Figure II.15 :	Le fronton de gauche a basculé voir l'effet à la figure suivante situation inchangée à ce jour	20
Figure II.15 :	Le fronton de gauche a basculé voir l'effet à la figure suivante situation inchangée à ce jour	20
Figure II.16 :	Différence entre projet peu "dissipatif" – concept a) et projet dissipatif – concept b)	21
Figure II.17 :	Influence du sol sur le spectre de réponse en accélération $(T_e)S_{De}$ sol A (roche raffleurant) à sol D (sans cohésion)	23
Figure II.18 :	Ossature en portique de béton armé en construction et effondrée (Boumerdes,2003)	24
Figure III.1 :	Signification physique de la courbe de capacité	28

Figure III.2 : Endommagement correspondant	28
Figure III.3 : système équivalent d'une structure à plusieurs degrés de libertés	30
Figure III.4 : Forme du spectre de réponse élastique	31
Figure III.5 : Détermination de la relation idéalisée force / déplacement élasto-plastique parfaite	31
Figure III.6 : Domaine des périodes courtes	32
Figure III.7 : Domaine des périodes moyennes et longues	33
Figure. III.8 P: Courbe de Capacité	33
Figure III.9 : Point de performance et principe d'évaluation de la courbe de capacité	34
Figure III.10 : Point de performance – principe de réduction du spectre	34
Figure IV.1 : La section courante de la poutre dans les bâtiments testés	37
Figure IV.2 : Les sections courantes des poteaux dans le bâtiment de 5 étages	39
Figure IV.3 : Les sections courantes des poteaux dans le bâtiment de 9 étages	40
Figure IV.4 : Les sections courantes des poteaux dans le bâtiment de 13 étages	41
Figure IV.5:plancher terrasse inaccessible	43
Figure IV.6:plancher étage courant	44
Figure IV.7: système local de membrure [SeismoStruct, 2016]	45
Figure IV.8: modèle de l'élément fibre model [Seismo Struct, 2011]	46
Figure V.1 : Loi de comportement du béton	47
Figure V.2 : Loi de comportement de l'acier	47
Figure V.3 : Modèle en acier bilinéaire – stl-bl	48
Figure V.4 : Modèle en acier bilinéaire – con-ma	49
Figure V.5 : Section rectangulaire de béton armé RCRS	50
Figure V.6 : Section rectangulaire asymétrique de béton armé RCARS	51
Figure V.7 : Différentes perspectives du bâtiment vu en plan	52
Figure V.9 : Modèle de distribution des charges	55
Figure V.10 : Idéalement de la courbe Pushover	55
Figure V.11 : Courbe de capacité-Seismo Struct (R+5)	56
Figure V.12: Idéalement de la courbe Pushover (R+8)	56
Figure V.13 : Courbe de capacité-Seismo Struct (R+8)	56
Figure V.14: Idéalement de la courbe Pushover (R+12)	57
FigureV.15 : Courbe de capacité SeismoStruct(R+12)	57

Liste des tableaux

<i>N°</i>	<i>Tableaux</i>	<i>Page</i>
	<i>Tableau II.1 : Principes de dimensionnement, classes de ductilité des structures et limites Supérieures des valeurs de référence des coefficients de comportement.....</i>	<i>9</i>
	<i>Tableau II.2 : Classes du sol en fonction de la période et la hauteur.....</i>	<i>23</i>
	<i>Tableau II.3 : Paramètres de vent et de séisme.</i>	<i>25</i>
	<i>Tableau IV.1 : Charges et surcharges plancher terrasse.....</i>	<i>44</i>
	<i>Tableau IV.2 : Charges et surcharges plancher étage courant.....</i>	<i>44</i>
	<i>Tableau V.1 : périodes et masses modales des quatre premiers modes par SeismoStruct.</i>	<i>53</i>
	<i>Tableau V.2 : Distribution des charges pour le bâtiment de 5 étages.....</i>	<i>54</i>
	<i>Tableau V.3 : Distribution des charges pour le bâtiment de 9 étages.....</i>	<i>54</i>
	<i>Tableau V.4 : Distribution des charges pour le bâtiment de 13 étages.....</i>	<i>54</i>
	<i>Tableau V.5 : La rigidité, coefficient de sécurité et coefficient de correction.....</i>	<i>55</i>
	<i>Tableau V.6 : Les rigidités initiale et effective et l'effort tranchant et le déplacement.....</i>	<i>55</i>

CHAPITRE I :

Introduction & Recherche Bibliographique

I.1. Introduction :

L'analyse statique non linéaire, ou la méthode d'analyse Pushover, a été développée au cours des vingt cinq dernières années et qui est devenue la procédure d'analyse privilégiée pour la conception et l'évaluation des performances sismiques puisque cette procédure est relativement simple en prenant en considération le comportement poste-élastique. Toutefois, la procédure implique certaines approximations et simplifications ainsi que certaines variations dans la prévision de la demande sismique de l'analyse Pushover.

Or, dans la littérature, l'analyse Pushover a été démontrée pour identifier les caractéristiques essentielles du comportement des structures sous l'action sismique. L'exactitude et la fiabilité de l'analyse Pushover a prédit les demandes sismiques globales et locales de l'ensemble des structures qui ont fait l'objet de discussion des procédures améliorées par Pushover proposées pour surmonter certaines de leurs limitations. Toutefois, Ces procédures d'amélioration exigent en grande partie un traitement informatique et conceptuel complexe.

La méthode d'analyse Pushover est largement utilisée pour la conception et l'évaluation des performances sismiques ; ses limites, ses faiblesses et la précision de ses prévisions en application courante, qui doit être identifiées par l'étude des facteurs qui influent sur les prévisions de Pushover. En d'autres termes, l'applicabilité de la méthode d'analyse Pushover dans la prévision des demandes sismiques devrait être étudié pour les structures à petites, moyennes et grandes hauteurs en identifiant certaines questions telles que le comportement des éléments de modélisation non linéaire.

Le schéma de calcul de la procédure, les variations des prévisions de divers modèles des charges latéraux utilisés dans la méthode d'analyse Pushover, l'efficacité des modèles de charge latérale dans la représentation des effets des modes supérieurs et l'évaluation précisent le déplacement cible à laquelle la prévision de la demande sismique est effectuée selon la même procédure.

Après cette introduction, Le travail a été structuré comme suit :

Le chapitre I est consacré à une recherche bibliographique présentera une théorie sur les deux méthodes d'analyse dynamique, spectral et temporelle.

Le **chapitre II** est présenté une conception parasismique des bâtiments.

Le chapitre III une méthodologie sur la méthode d'analyse statique non linéaire Pushover.

Le chapitre VI consiste à faire un pré dimensionnement des éléments de la structure et à calculer les différents charges auxquelles la structure est soumise.

Le chapitre V portera sur l'étude dynamique des bâtiments et la détermination de l'action sismique avec la méthode d'analyse statique non linéaire Pushover. L'étude des bâtiments sera faite par l'analyse des modèles des structures en 2D sur le logiciel de calcul Seismo Struct 2016, puis une discussion des résultats.

Enfin, une conclusion générale terminera la présente étude.

I.2. Recherche Bibliographique :

I.2.1. Méthodes d'analyse utilisables :

Les critères de calcul structurel sont définis par les contraintes limites et forces évaluées dans les éléments structuraux à partir des niveaux prescrits sur l'effort tranchant latéral appliqué. Des modèles élastiques linéaires, non linéaires ou inélastiques non linéaires sont utilisés fonction du niveau de la réponse structurelle.

I.2.1.1.Méthodes élastiques linéaires:

L'analyse non-linéaire consiste à appliquer les charges de façon incrémentielle. Cela signifie que les charges ne sont pas prises en compte dans les calculs dans leur totalité, mais elles sont incrémentées et les états d'équilibre successifs sont résolus.

Le comportement non-linéaire de la structure peut être lié à un simple élément de la structure (non-linéarité structurelle ou matérielle) ou peut être due au rapport non-linéaire entre les efforts et la déformation de la structure entière (non-linéarité géométrique).

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.
- par la méthode d'analyse modale spectrale.
- par la méthode statique équivalente.

I.2.1.1.1.méthodes d'analyse dynamiques :

a) Concept de base :

C'est le calcul de la réponse sismique et la répartition des efforts dans les différents éléments de la structure.

On distingue essentiellement deux méthodes d'analyse dynamique :

- La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.
- La méthode d'analyse dynamique par accélorgramme peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

b) Méthode dynamique modale spectrale :

❖ Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure. Elle est reconnue comme méthode de référence pour étudier le comportement d'une structure soumise à une action sismique.

❖ Modélisation :

Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

c) Analyse modale :**1. Nombre de modes à considérer :**

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- ✓ la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- ✓ ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.
- ✓ les deux premières modes doit vérifier la translation selon les deux axe orthogonale (x, y), et la torsion pour le troisième mode.

2. Résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Si $V_t < 0.80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8 V/V_t$.

3. Justification de l'interaction voile-portique :

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

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux. Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

4. Réponse à un séisme :

La réponse de la structure à un séisme dépend de ses modes propres de vibration. Ces modes propres de vibrations ne dépendent pas du séisme et peuvent être visualisées lorsque la structure est en oscillations libres

Dans une première approximation, on suppose :

- un problème plan de structure symétrique du point de vue des masses et des raideurs.
- le plancher indéformable dans son plan.
- les masses concentrées dans les planchers.

On obtient une équation différentielle :

$$F(\text{inertie}) + F(\text{rappel}) + F(\text{amortissement}) = F(\text{séisme})$$

$$m\ddot{x} + kx + c\dot{x} = -m\ddot{x}_{\text{sol}}$$

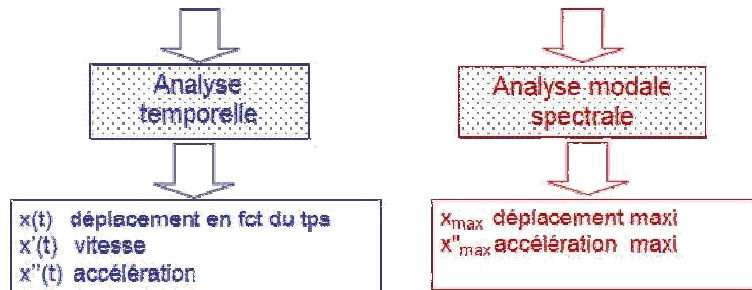


Figure I.1 : Spécification d'analyse temporelle et modale spectrale.

Dans le cadre d'un dimensionnement parasismique, on peut, dans un premier temps, éviter de résoudre l'équation car on sait que les valeurs qui nous « intéressent » se trouvent sur le spectre. On effectue donc une analyse modale (recherche du mode propre de vibration (T, f, ω)) qu'on applique sur le spectre réglementaire.

d) Méthode d'analyse temporelle :

C'est l'analyse de la réponse dynamique linéaire faite par intégration directe dans le temps des équations du mouvement. L'un des principaux avantages de cette procédure c'est de conserver les réponses avec leurs signes respectifs. Néanmoins elle ne donne qu'un aperçu limité sur la réponse structurelle inélastique sous un séisme sévère.

e) Méthode statique équivalente :

1. Principe :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

Il faut souligner toutefois que les forces et les déformations obtenues pour l'élément à partir des méthodes d'analyse statiques pour les charges de conception recommandées sont inférieures aux forces et aux déformations qui seraient observées sur la structure sous les effets d'un séisme majeur pour lequel les charges ont été spécifiées. Ce dépassement des forces est équilibré par le comportement ductile qui est fourni par les détails de construction de l'élément.

C'est pourquoi l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure:

- Une ductilité suffisante

- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par de secousses sismiques majeures.

2. Modélisation :

- a) Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.
- b) La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- c) Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

V : La force sismique totale, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

- A : coefficient d'accélération de zone ;
- D : facteur d'amplification dynamique moyen ;
- R : coefficient de comportement global de la structure ;
- Q : facteur de qualité ;
- W : poids total de la structure.

I.2.1.2. Non linéaires et inélastiques non linéaires:

I1.2.1.2.1. Analyse plastique: (Plastic analysis) :

Cette procédure a été initialement développée pour les portiques métalliques afin de tirer profit de la redistribution des contraintes dans des systèmes redondants ductiles au delà des charges élastiques limites. Elle est généralement utilisée pour établir le mécanisme de ruine afin de comprendre le comportement ultime de la structure.

I.2.1.2.2. Analyse modal pushover :(Multimodel Pushover Analysis, MPA) :

Récemment développée, cette méthode est considérée comme une amélioration significative de l'analyse statique pushover couramment utilisée (POA), Il a été par ailleurs constaté que cette méthode :

- * produise de très bons résultats pour des structures faiblement étagées (jusqu'à 5 niveaux) pour les déplacements d'étages ainsi que pour les rotations des rotules plastiques.
- * surestime légèrement la réponse non linéaire pour les niveaux inférieurs et surestime celle des Niveaux supérieurs des structures moyennement élevées (jusqu'à 10 niveaux); mêmes Constatation que pour la méthode statique pushover avec chargement linéaire triangulaire (TLPOA).
- * prédit les déplacements d'étage d'une manière excellente des niveaux supérieurs d'une structure élevée (entre 20 et 30 niveaux), mais elle reste à l'instar de la procédure (TLP) dans l'incapacité de prédire d'une manière exacte la rotation des rotules plastiques.

I.2.1.2.3. Analyse Pushover (Push-over analysis) :

La structure est soumise à un chargement incrémental distribué le long de la hauteur et la courbe inélastique charge - déplacement est obtenue en contrôlant le déplacement en tête de structure (figure I.1). La méthode est relativement simple et fournit l'information concernant la résistance, la déformation, la ductilité et la distribution de la demande statique non linéaire; ce qui permet d'identifier les éléments critiques pouvant atteindre les états limites lors d'un séisme. Malgré quelques limitations qui lui sont inhérentes telle que la négligence de la variation des allures de chargement ainsi que l'influence des modes supérieurs, cette méthode donne une estimation raisonnable de la capacité de déformation globale spécialement pour les structures où le premier mode est prépondérant. Elle est plus appropriée pour des périodes courtes et structures faiblement élevées.

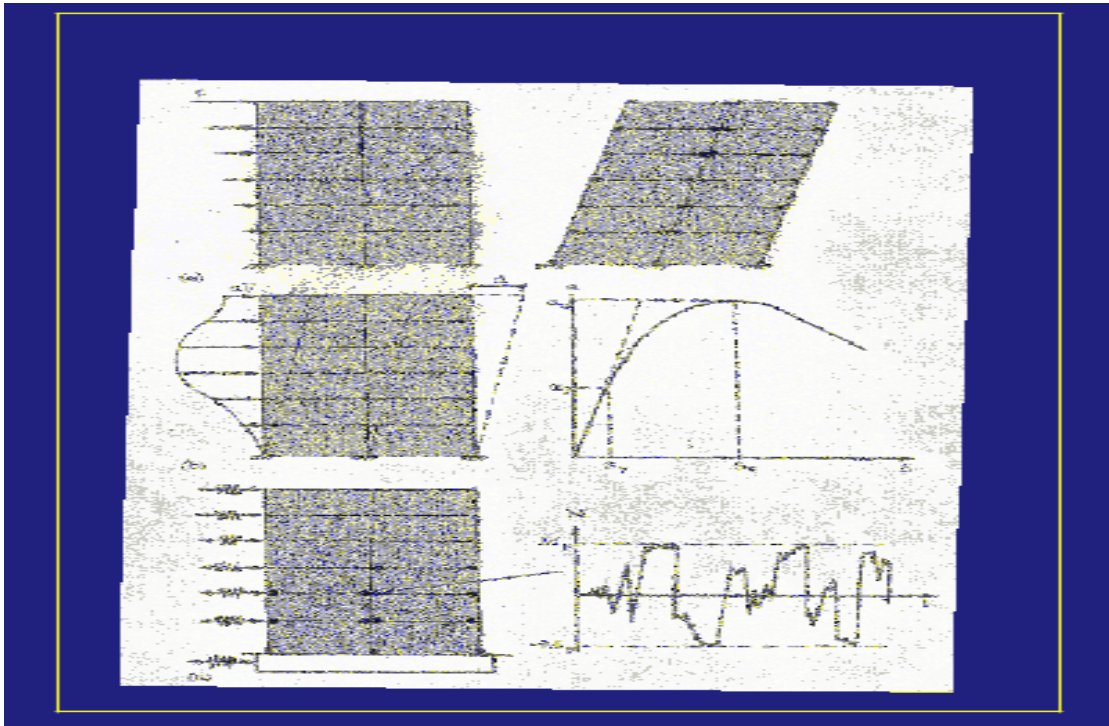


Figure I.2 : méthodes d'analyse structurelle. [1]

I.2.2. Utilisation du spectre :

Chaque séisme est caractérisé par un spectre de réponse en accélération et chaque structure est caractérisée par une période propre T et un facteur d'amortissement ζ en fonction de son mode de vibration une structure sera soumise à une accélération maximale a_{max} .

Pour un même séisme et donc pour un même spectre réglementaire, chaque structure subie une accélération maximale fonction de sa période propre.

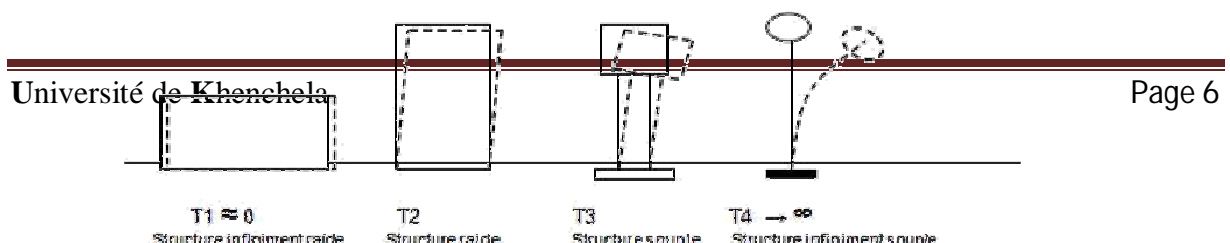


Figure I.3 : Allure d'un spectre réglementaire caractéristique d'un séisme.

I.2.3. Amortissement de la structure :

L'amortissement d'une structure, caractérise son aptitude à revenir à sa position initiale après un déplacement. Il caractérise aussi la structure à « dissiper » l'énergie sismique.

L'amortissement est principalement fonction de la forme de la structure, de la nature des matériaux employés. Le facteur d'amortissement ζ permet d'évaluer l'évolution de l'oscillation dans le temps.

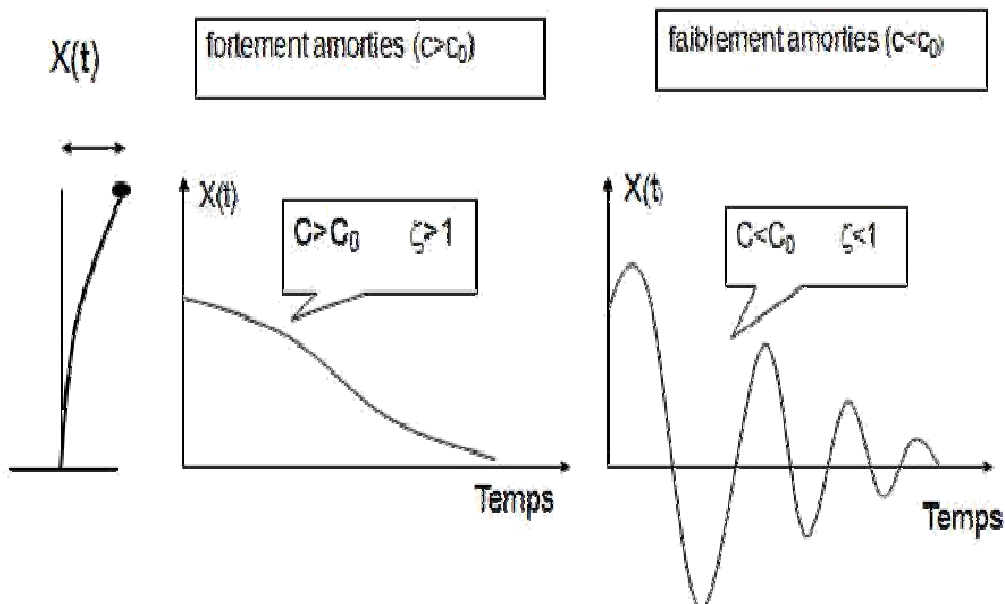


Figure I.4 : Model de faible et forte amortissement.

CHAPITRE II :

Concepts Généraux

II.1. Concepts généraux :

II.1.1. Concept général de stabilité des bâtiments sous action sismique:

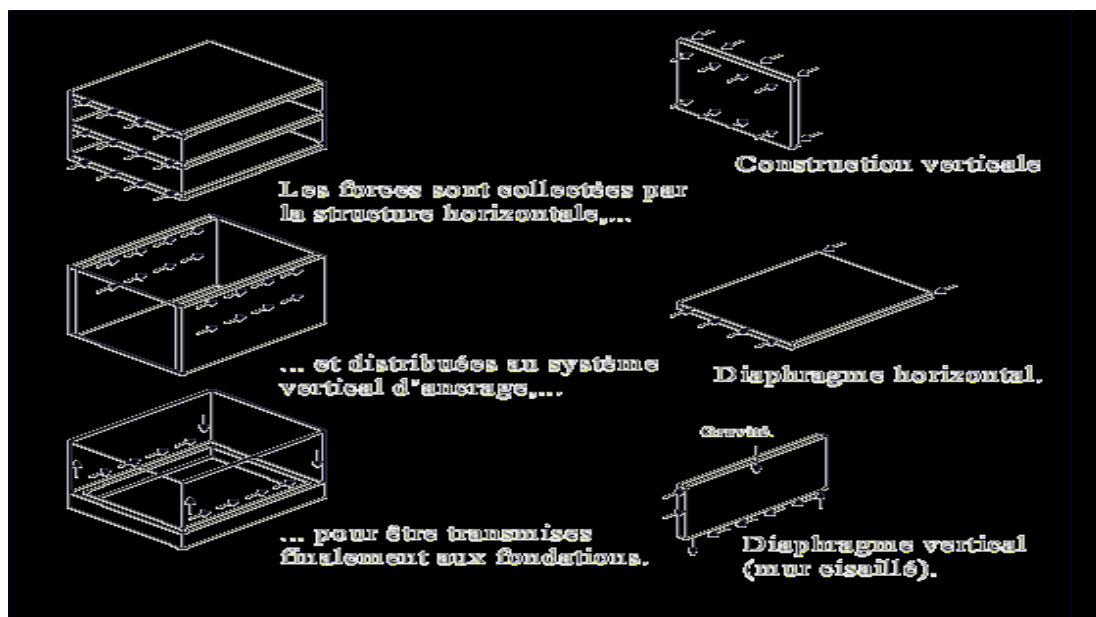


Figure II.1. Schéma général de fonctionnement en «boite» pour la reprise des actions horizontales de séisme ou de vent (d'après ZACEK, 1996).[2]

Tous les bâtiments constituent des « boîtes », dont le fonctionnement général est schématisé laàFigure II.1 et dont la stabilité implique le respectdes 3 conditions suivantes:

► **une résistance adéquate des plans** constituant la boîte :

- contreventements verticaux: murs, triangulations, portiques.
- contreventements ou diaphragmes horizontaux ou subhorizontaux: planchers, toitures, poutres « au vent », etc.

► **un choix convenable de ces plans**, tel que la géométrie globale de la boîte reste inchangée lors desmouvements sismiques : limitation des mouvements hors plan, gauchissement,... ; ceci demande :

- un nombre convenable de plans de contreventement verticaux et horizontaux
- une bonne disposition relative de ces plans

► **des liaisons adéquates entre ces plans.**

II.1.2. Objectif global du projet d'ossature parasismique :

L'objectif global du projet d'une ossature parasismique est de **définir une structure capable desubir, sans s'effondrer, les déformations engendrées par l'action sismique.**

Cet objectif peut être atteint avec succès par des projets d'ossatures de divers types et de divers degrés de capacité de dissipation d'énergie par déformations plastiques (Figure II.2) en particulier :

- ▶ des ossatures où les déformations sont essentiellement élastiques
 - ▶ des ossatures qui forment une seule zone plastique significative, généralement en base.
- Exemple : structure à noyau en béton armées ossatures où sont formées de nombreuses zones dissipatives

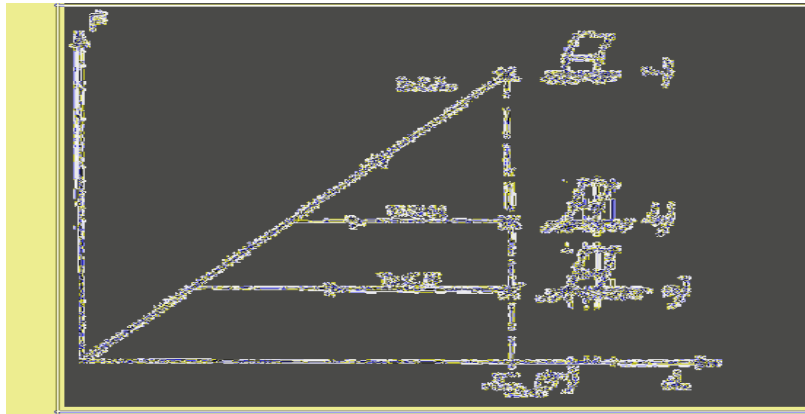


Figure II.2 : Comportement d'ossatures de même période T soumises à poussée progressive jusqu'au déplacement de projet $S_{De}(T)$: a) projet à réponse purement élastique DCL, b) projet modérément dissipatif DCM et c) projet très dissipatif DCH.[2]

Ces 3 niveaux possibles de dissipativité des projets sont distingués dans l'Eurocode 8 par :

- des Classes de Ductilité de 3 niveaux, distinguées par les symboles DCL, DCM et DCH et par les valeurs du coefficient de comportement q associé à ces classes (voir Tableaux II.1).
- des exigences de dimensionnement associées au niveau visé de ductilité locale et globale

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

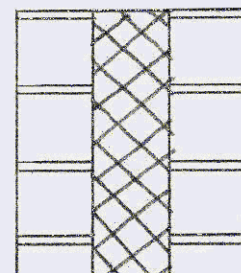
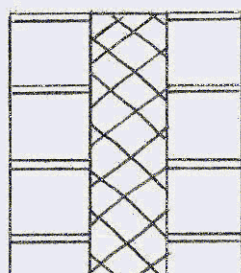
Tableau II.1 : Principes de dimensionnement, classes de ductilité des structures et limites supérieures des valeurs de référence des coefficients de comportement

II.1.3. Signification des « principes de conception parasismique » :

Dans le contexte sismique, les meilleurs projets en termes de sécurité sont obtenus en respectant les « principes de conception » qui sont présentés en II.2.

Il convient de préciser trois choses à propos de ces « principes » :

- a) On peut parfaitement concevoir des structures qui ne respectent pas les « principes » de conception et sont cependant aptes à subir avec succès l'action sismique de calcul. **Le respect des principes de conception a pour résultat principal de minimiser le supplément de prix nécessaire pour passer d'une structure normale à une structure parasismique.** En outre, la sécurité est en général mieux assurée dans une structure bien conçue et calculée de manière approchée que dans une structure mal conçue pour laquelle des calculs compliqués sont effectués. Car plus les calculs sont compliqués, plus il y a d'incertitudes sur la qualité de la représentation que l'on fait, dans un modèle, de la structure et de son comportement.
- b) Les principes énoncés s'appliquent à ce qui est réellement la structure des bâtiments, pas à ce qui en fait l'apparence. Lorsqu'on esquisse des silhouettes pour exprimer certains principes, c'est pour en donner une image parlante, mais la liberté de l'architecte reste bien plus grande que ces silhouettes ne semblent l'indiquer, car les principes énoncés portent sur la **structure primaire** du bâtiment. Des éléments structuraux (poutres, poteaux) peuvent être choisis pour constituer une **structure secondaire**, ne faisant pas partie du système résistant aux actions sismiques. Ainsi, un bâtiment à noyaux de béton peut avoir pour structure primaire ces noyaux et pour structure secondaire toute l'ossature, poutres et poteaux, disposée autour des noyaux (Figure II.3). La résistance et la rigidité des éléments secondaires vis-à-vis des actions sismiques doivent être faibles devant la résistance et la rigidité des éléments de la structure primaire. On fixe dans l'Eurocode 8 la limite de la contribution des éléments sismiques secondaires à la raideur latérale K à 15 % de la contribution à la raideur latérale des éléments sismiques primaires K_{prim} : $K_{sec} \leq 15 \% K_{prim}$. La structure secondaire doit toutefois être conçue pour continuer à reprendre les charges gravitaires lorsque le bâtiment est soumis aux déplacements causés par le séisme.
- c) Le respect des principes de conception laisse encore l'auteur de projet devant plusieurs choix à effectuer au départ du projet, car plusieurs solutions sont possibles qui respectent toutes les principes de conception parasismique.



-a-

-b-

Figure II.3 : Distinction entre structure primaire et structure secondaire du bâtiment.

Distinction entre régularité structurale et régularité apparente.[2]

- a) La structure primaire est un mur ou voile. La structure secondaire (portiques périphériques) contribue peu à la reprise de l'action sismique et suit les déformations de la structure primaire. La structure primaire est régulière, même si l'aspect extérieur du bâtiment est irrégulier.
- b) Structure primaire irrégulière, car le voile est interrompu au 1^{er} étage et le rez est un portique. Aspect extérieur régulier.

II.2. Principes de conception parasismique des bâtiments :

II.2.1 .Principe 1 .Simplicité :

Le comportement d'une structure simple est plus facile. À comprendre et à calculer; le risque d'omettre un phénomène particulier, comme une interaction entre parties de raideur différentes ou un cumul d'effets différents entre ces parties est faible.

La simplicité d'ensemble concourt à la simplicité des détails.

II.2.2. Principe 2 .Continuité :

Toute discontinuité dans le dessin d'une structure conduit à une concentration de contraintes et de déformations. Une structure discontinue est toujours mauvaise, car le mécanisme de ruine qu'elle fait intervenir est local. Or la dissipation d'énergie dans la structure devrait être maximale, ce qui est obtenu en faisant intervenir le maximum d'éléments, de manière à constituer un mécanisme de ruine global et non local. Le comportement non homogène d'une structure présentant des discontinuités majeures est toujours source de problème, car il rend délicat le calcul de la structure, dans son ensemble, et difficile le dessin correct des nœuds cruciaux où doivent se produire les grandes déformations.

Le principe de continuité a un impact sur le dessin d'ensemble des structures, qui est explicité dans les principes 3 et 4.

Le principe de continuité se traduit aussi dans les détails de structure et dans la surveillance de chantier.

Dans les détails de la structure, il faut:

- éviter les affaiblissements de section (âmes évidées)
- réaliser des poutres et colonnes d'axes concourants;
- éviter les changements brutaux de directions des éléments porteurs
- éviter les changements brutaux de largeurs des éléments porteurs; d'où il découle que les largeurs des poutres et colonnes concourantes doivent être peu différentes
- soigner la conception des assemblages des éléments préfabriqués
- positionner les joints de montage (acier, système industrialisés en béton) ou les reprises (béton armé) en dehors des zones fortement contraintes.

Surveillance du chantier :

Il s'agit d'un aspect particulièrement important pour garantir la qualité réelle du travail effectué, en particulier :

- le positionnement des éléments préfabriqués en béton
- le bétonnage de leurs joints d'assemblage
- la mise en place correcte des armatures, l'exécution soignée des reprises, en béton armé
- la qualité des matériaux mis en œuvre.

Enfin, même si l'hyperstaticité élevée n'est pas toujours possible, il convient en tout cas d'éviter l'absence de toute liaison positive. Ainsi, des éléments simplement posés ne sont tenus en place que par le frottement et une fois celui-ci vaincu, des déplacements majeurs peuvent se produire. On peut résoudre ce problème par des liaisons souples ou des butées, qui entrent en action seulement en cas de séisme.

II.2.3. Principe 3 .Régularité en plan :

Le mouvement sismique horizontal est un phénomène bidirectionnel. La structure du bâtiment doit être capable de résister à des actions horizontales suivant toutes les directions et les éléments structuraux doivent des caractéristiques de résistance et de rigidité similaires dans les deux directions principales, ce qui se traduit par le choix de formes symétriques. La forme idéale n'est pas seulement symétrique suivant deux axes, mais se rapproche de l'axisymétrie - Figures II.4 et II.5 – car des dégâts importants ont souvent été observés à la jonction des pans dans des structures composées de plusieurs pans perpendiculaires.

Des considérations purement flexionnelles expliquent ce phénomène : les raideurs flexionnelles suivant les directions principales sont très différentes dans un bâtiment rectangulaire. Il en résulte des périodes propres différentes de 2 ailes perpendiculaires soumises à une action sismique d'orientation donnée, d'où une réponse (fonction du temps) différente et une concentration de problèmes à la jonction des ailes perpendiculaires. Ce fait était particulièrement remarquable à Bucarest après le séisme de 1977 où tous les immeubles formant coin de rue étaient effondrés ou nettement plus dégradés que les autres. Cette observation s'applique aussi aux bâtiments en H, pourtant deux fois symétriques.

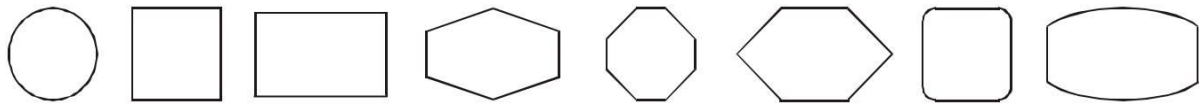


Figure II.4: Formes favorables : plans simples à 2 axes de symétrie (AFPS, 2002).

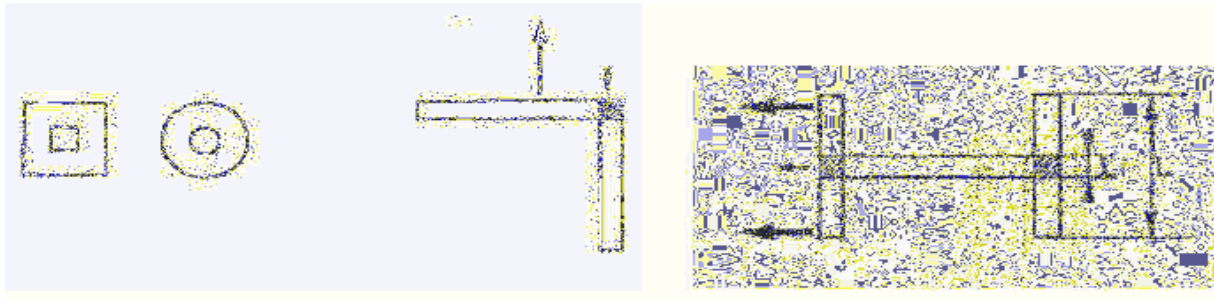


Figure II.5 : Vues en plan de bâtiments. A gauche : symétriques et compacts en plan. A droite : effets néfastes de l'asymétrie ou du caractère non compact.[2]

Ce qui est vrai pour la flexion d'ensemble l'est aussi pour la torsion: les éléments reprenant la torsion doivent être distribués assez symétriquement. Le non respect de ce principe peut conduire à une déformation permanente gauchie de la structure (voir le cas réel de la Figure II.6).

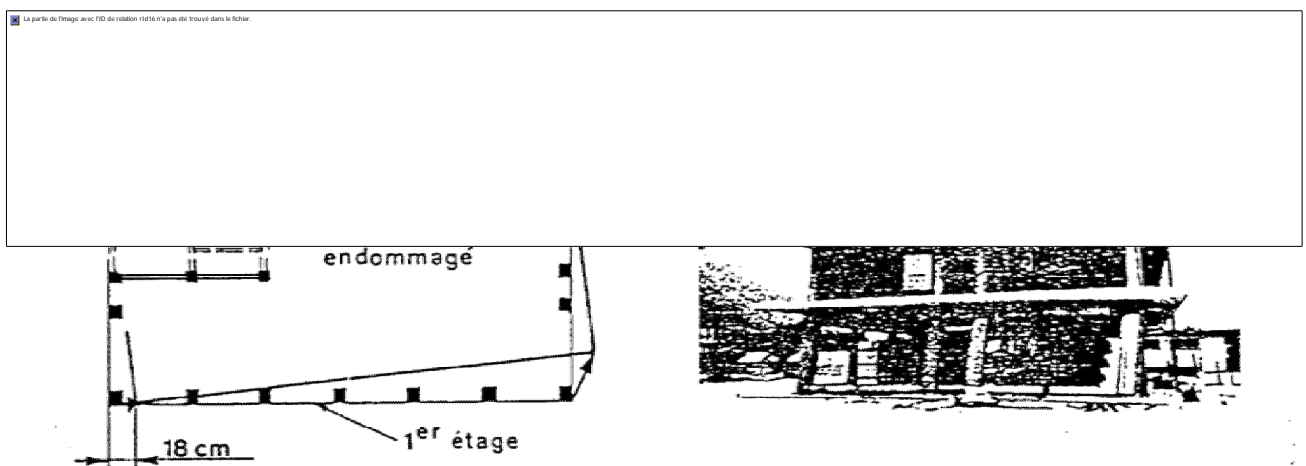
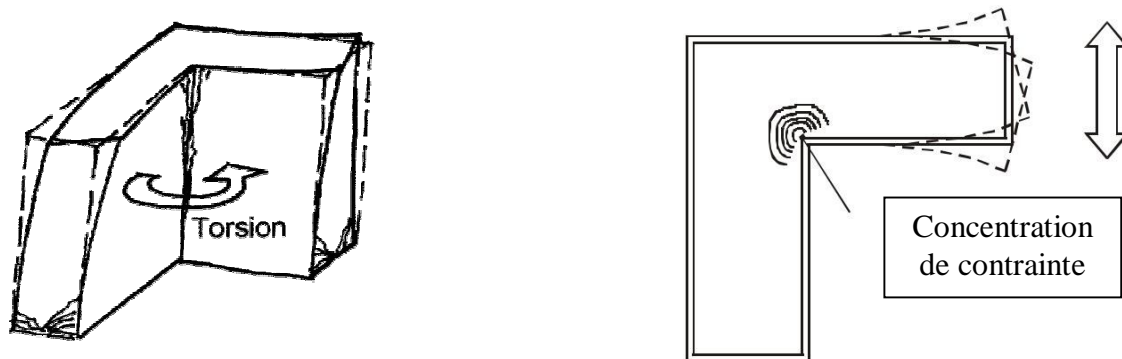


Figure II.6 : Influence de la forme du bâtiment sur les effets dus à la torsion : concentration de contraintes dans les angles rentrants (en haut) ; rotation permanente (en bas).[2]

II.2.4. Principe 4 .Régularité en élévation :

Dans la vue en élévation, les principes de simplicité et de continuité se traduisent par un aspect régulier de la structure primaire, sans variation brutale de raideur. De telles variations entraînent des sollicitations locales élevées.

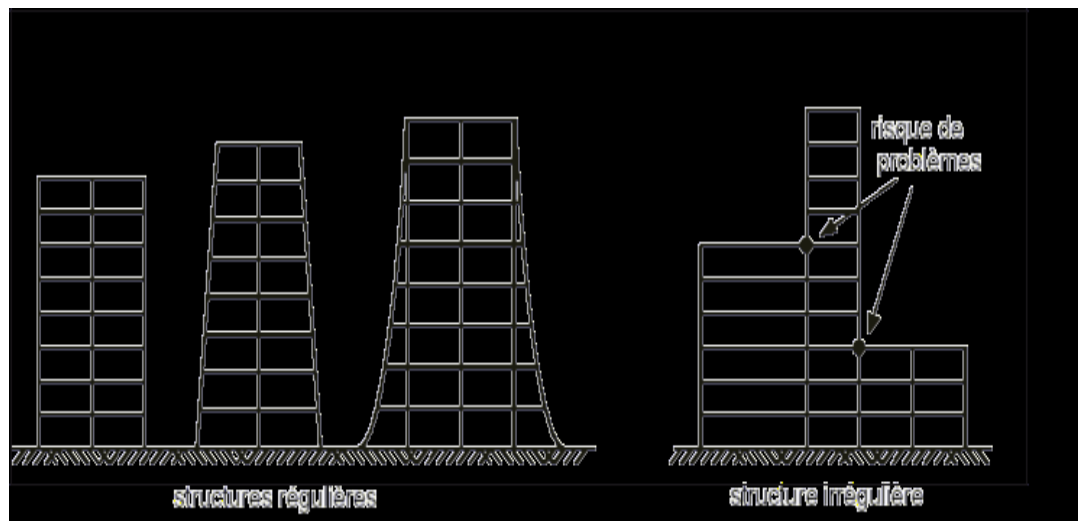


Figure II.5 : Principe de la régularité en élévation.[2]

II.2.5 .Principe 5 .Raideur et résistance à la torsion :

Une résistance et une rigidité appropriées à la torsion sont nécessaires pour limiter les mouvements du bâtiment et les sollicitations des éléments structuraux dus à la torsion.

La disposition constructive, classique en zone non sismique, où un seul noyau central (cage d'escalier et ascenseur) constitue le seul contreventement, offre peu de raideur torsionnelle et peut conduire à des sollicitations élevées des portiques périphériques.

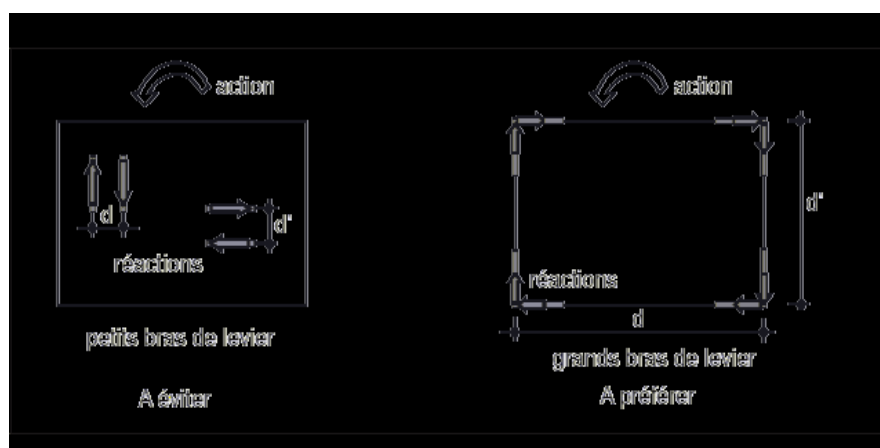


Figure II.6 : Une grande distance entre les éléments parallèles favorise la résistance de la structure à la torsion grâce à un bras de levier important dans le plan horizontal.[2]

II.2.6 .Principe 6.Diaphragmes efficaces :

Les diaphragmes d'un bâtiment sont les structures horizontales qui reportent l'action horizontale, résultant de la mise en mouvement des masses des planchers et de leurs charges, vers les structures verticales de contreventement.

L'absence de diaphragme effectif dans les constructions traditionnelles en maçonnerie explique les séparations de murs qu'on observe après séisme. En particulier, les planchers en bois sans chaînage n'empêchent pas l'écartement relatif des murs. 80 % des 75 millions d'Euro de dégâts causés par le séisme de Liège (1983, *magnitude 4,7...*) résultent de ce défaut de structure horizontale. Des planchers en béton, plus lourds, mobilisent à leurs appuis une résistance par frottement et par engrènement des matériaux qui peut constituer une liaison suffisante pour les séismes faibles.

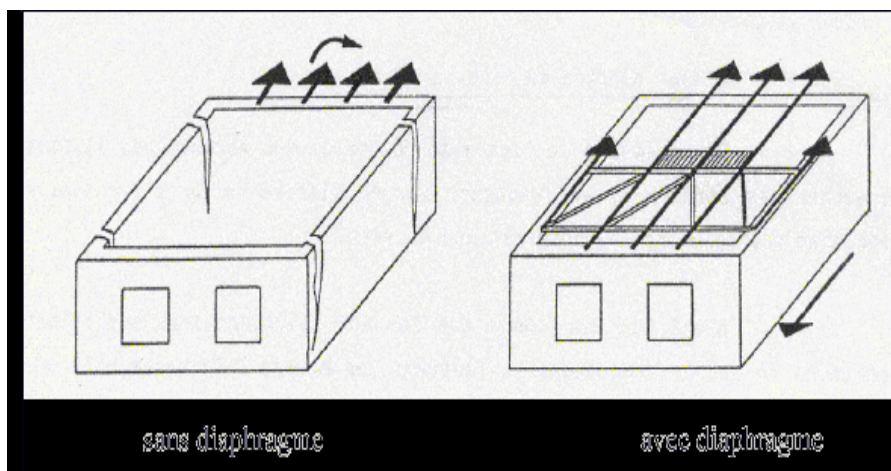


Figure II.7 : Effet d'un séisme sur une construction en maçonnerie sans (à gauche.) et avec (à droite.).[2]



Figure II.7: Liège, 1983. Effet de la faiblesse des diaphragmes (fissuration à l'angle des murs) ou de la faiblesse de leur connections aux murs (effondrement de façade).[2]

II.2.7 .Principe 7. Des éléments structuraux verticaux surdimensionnés :

La ruine des éléments structuraux verticaux d'un bâtiment a un impact nécessairement catastrophique, car elle entraîne la chute d'un étage, qui entraîne à son tour souvent l'effondrement total de la structure.

Il est donc fondamental pour la sécurité d'éviter tout à prix la ruine des éléments structuraux verticaux.

Ceux-ci sont hélas potentiellement le siège de plusieurs modes de ruine sans guère de ductilité

- flambement ;
- écrasement (peu ductile en béton armé) ;
- cisaillement alterné (fragile en béton armé, ductile en acier) ;

De plus, si les éléments structuraux verticaux sont le siège de flexions M combinées à de la traction ou de la compression N , leur moment de flexion résistant:

- peut perdre tout caractère de moment « plastique » ductile, en particulier en béton armé car la capacité de raccourcissement de ce matériau dans le domaine plastique est très faible et sa ruine en compression fragile.
- peut être fortement réduit par rapport à une situation de pure flexion.
- le moment résistant maximum est atteint en présence d'une compression $N/N_{pl,Rd}$ de l'ordre de **0,3**.
- le moment plastique chute en présence d'une compression supérieure ou inférieure à cette valeur de $N/N_{pl,Rd}$.
- l'influence sur la résistance en flexion dépend fortement du signe de l'effort axial : traction ou compression et le diagramme est fortement dissymétrique suivant le signe de N .

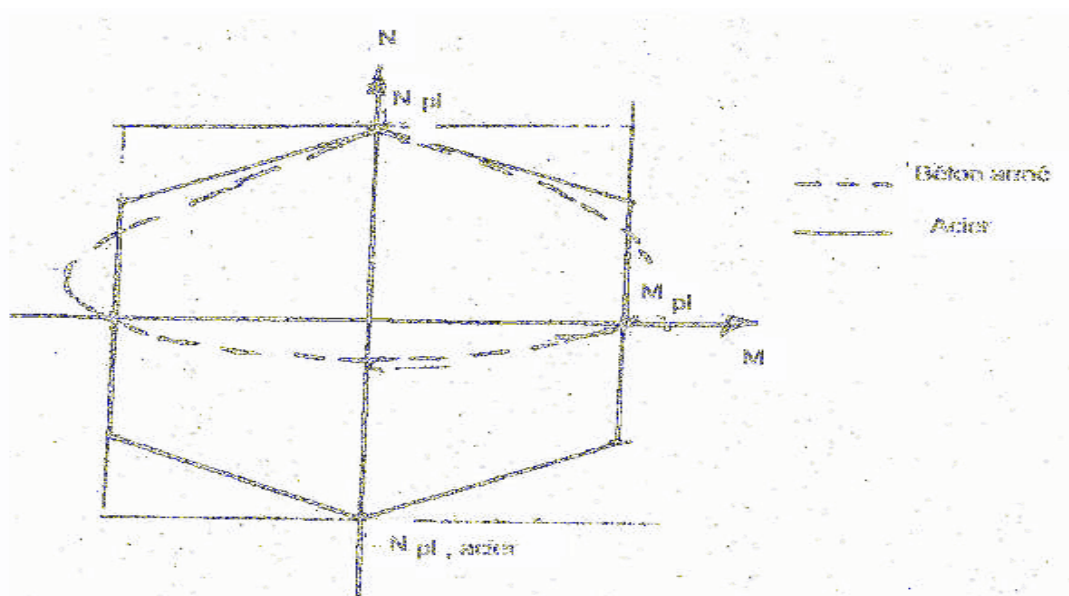


Figure II.8 : Courbe d'interaction moment M – effort axial N de poteaux acier (a et b) et béton (c).[2]

II.2.8 .Principe 8.Créer les conditions d'un mécanisme plastique global :

Exemple 1 : le principe « poteaux forts – poutres faibles » pour la formation des rotules plastiques dans les poutres plutôt que dans les colonnes des ossatures en portique.

Dans les bâtiments dont l'ossature primaire est faite de portiques qu'on souhaite faire travailler dans le domaine plastique sous séisme de projet (projets DCM ou DCH), il est fondamental pour la sécurité de développer les déformations plastiques dans les poutres et non dans les poteaux.

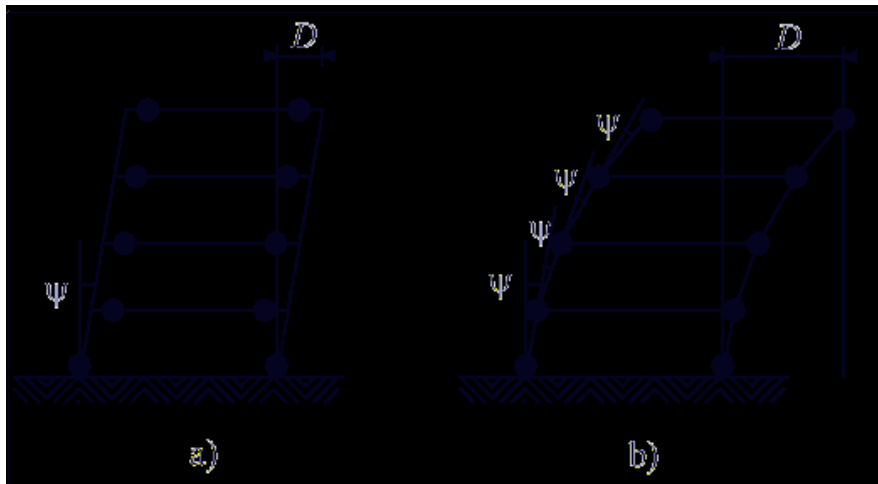


Figure II.9 : a) L'objectif de projet "poutres faibles – poteaux forts"

b) Les rotules plastiques dans les poteaux entraînent des effets du second ordre plus importants. [2]

Autre exemple de recherche du mécanisme plastique global : la plastification des diagonales et non des poutres ou poteaux dans les ossatures avec triangulations à barres centrées.

Le flambement des poteaux ou poutres dans une ossature avec triangulations à barres centrées est une situation de ruine. Le seul mécanisme plastique global et stable envisageable si les diagonales sont élancées est celui où les diagonales plastifient en traction (Figure II.10), cependant que la contribution des diagonales comprimées (et flambées) est négligeable.

Le dimensionnement des barres de l'ossature doit créer les conditions de hiérarchie de sections aboutissant au mécanisme global plastique souhaité, qui n'implique que la plastification de diagonales et si possible de nombreuses diagonales.

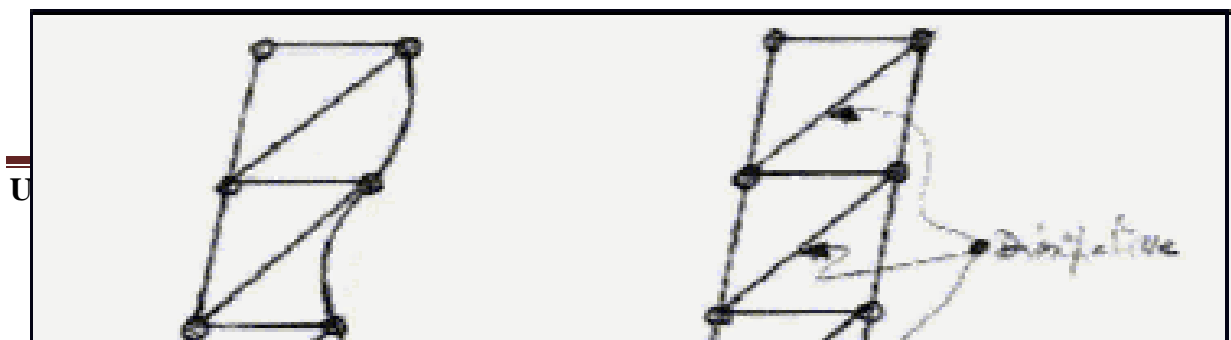


Figure II.10 : Mécanisme global plastique d'une ossature avec triangulations à barres centrées :
a) à éviter b) souhaité.[2]

II.2.9 .Principe 9 .Choix rationnels relatifs aux masses :

Le choix de planchers légers plus performants peut ainsi entraîner une réduction des quantités et coûts d'ossature et de fondation, car les planchers représentent environ 80% de la masse d'un bâtiment. Cette réduction de prix de l'ossature peut compenser le surcoût des planchers plus performants. Dans les structures flexibles dont la période $T > TC$ correspond.

La branche descendante du spectre de réponse en accélération, il est difficile de donner une recommandation simple. En effet, si la masse m est plus importante, la période T est plus élevée, l'accélération $S_d(T)$ plus faible.

II.2.10 .Principe 10. Largeur des contreventements :

Les structures de contreventement primaires à large base réduisent les sollicitations des barres du contreventement grâce à un bras de levier des efforts internes plus grand,

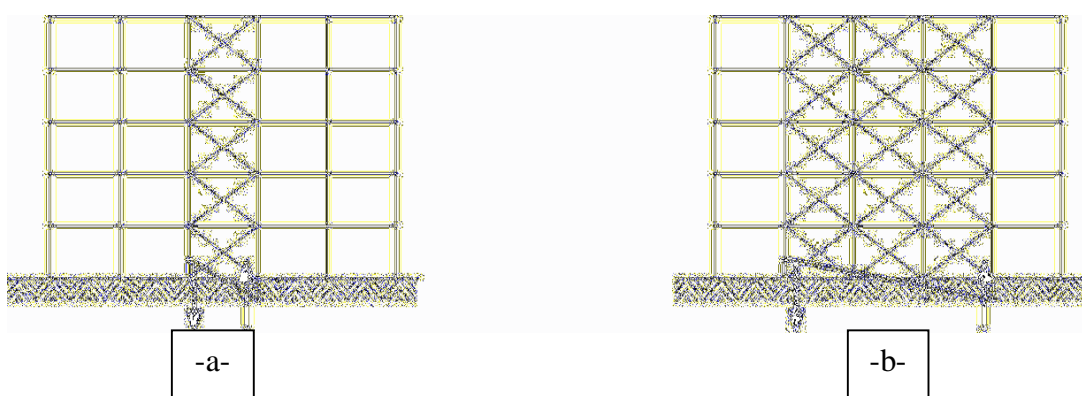


Figure II.11 : La redondance et une assise large assurent une meilleure distribution des réactions d'appui ; a)-Petit bras de levier des réactions d'appui. A éviter.
b)-Grand bras de levier .A préférer.[2]

II.2.11.Largeur des fondations :

Il est bien évident que les contraintes à la fondation diminuent avec la largeur de cette dernière donc, opter pour le choix d'un radier général peut être solution en cas de semelles isolées peuvent être critiques.

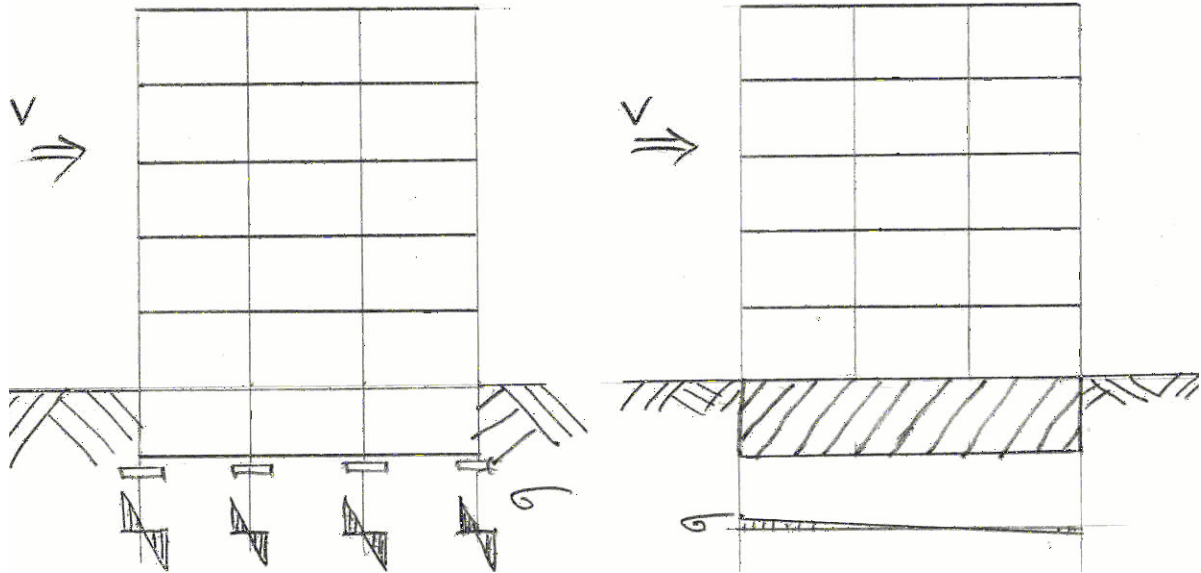


Figure II.12 : Un radier général raidi par les murs de sous-sol base réduit les contraintes à la fondation.[2]

II.2.12.Principe 12. Partition en sous structures :

Lorsque pour une raison quelconque (usage, esthétique), les principes de régularité en plan et de symétrie ne peuvent être respectés, on peut penser à effectuer une partition du bâtiment en plusieurs (blocs) ou sous structures ; celles-ci sont séparées pour leur comportement structural, mais jointives pour leur utilisation. Figure(II.13).

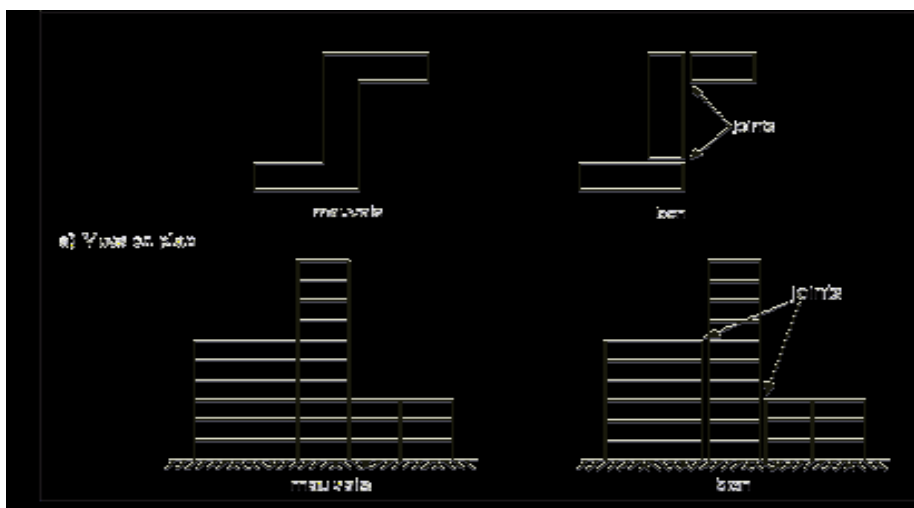


Figure II.13 : Fractionnement des bâtiments par des joints sismiques ou partition en sous structures.

II.2.13. Principe 13. Fixation des éléments non structurels :

L'ors d'un séisme,et même avec une bonne conception structurelle le désintérêt souvent accorder aux éléments non structurels(décoratifs) peut avoir de très graves résultats. Comme le montre :



Figure II.14 : Chute de cheminée et destruction d'unevoiture (Renault R5, Liège, 1983).[2]



Figure II.15 : Le fronton de gauche a basculé...voir l'effet à la figure suivante...situation inchangée à ce jour...)[2]

II.3.Options de conception :

On peut projeter des structures très dissipatives (DCH, DCM) ou peu dissipatives (DCL). Les aspects positifs de la capacité de dissipation d'énergie des éléments structuraux par déformation dans le domaine plastique ont mené à l'idée que cette « dissipativité » est pratiquement un synonyme de « bonne conception », au point de retenir cette caractéristique comme un « principe » à respecter.

1- Particularités de la structure peu dissipative DCL :

- un faible coefficient de comportement ($q = 1,5$ dans). [2]
- donc des forces sismiques de calcul et des sollicitations sismiques plus importantes qu'avec, par exemple, $q = 4$.

- des vérifications classiques des éléments structuraux, similaires à celles du cas de charge gravitaire : les Eurocode 2, 3, 4 et 5 sont seuls d'application, pas l'Eurocode 8.

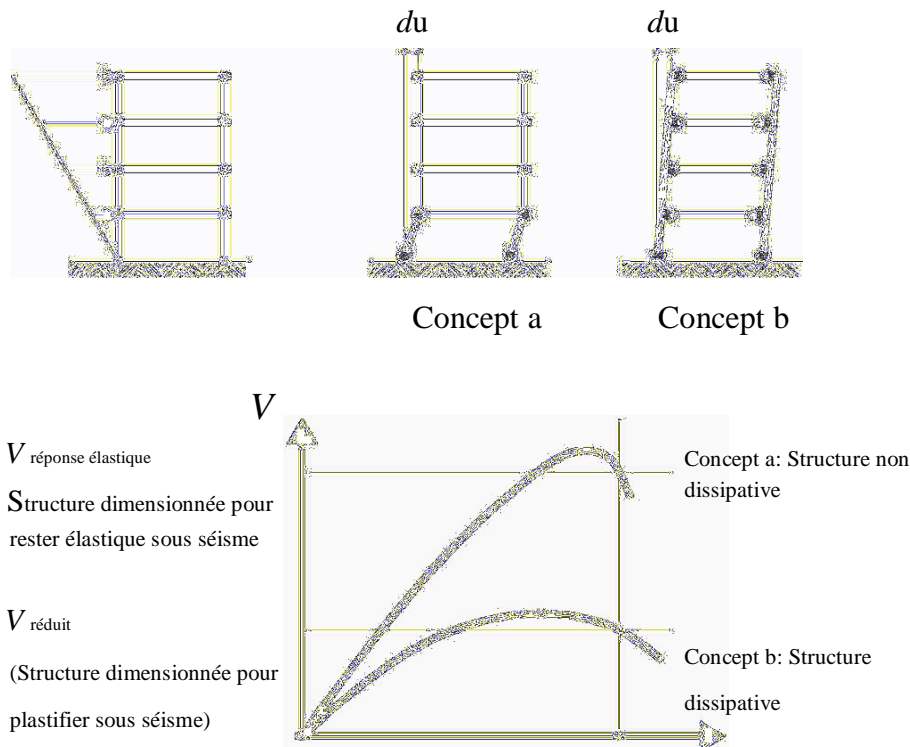


Figure II.16 : Différence entre projet peu "dissipatif" – concept a) et projet dissipatif – concept b).[2]

2- Structure peu dissipatives ou « sur-résistantes » :

Les projets de structures peu dissipatives sont logiques pour :

1. des structures où l'action du vent est égale ou supérieure à l'action sismique, telles que des halles de faible masse, car le vent doit de toute façon être repris élastiquement.
2. des systèmes constructifs non dissipatifs qu'on ne désire pas changer, car le coût du changement de système est supérieur au coût de l'accroissement de matière nécessaire à la reprise de l'action sismique dans le domaine élastique.
3. des ossatures dont les dimensions ne sont pas fixées par les vérifications relatives au non - effondrement sous séisme majeur (ELU), mais par d'autres conditions. Cette circonstance existe d'autant plus que la séismicité est faible.
4. Les situations où l'environnement technique est défavorable au respect de toutes les conditions requises pour constituer des ossatures où les zones dissipatives devraient être nombreuses et fiables.

1. Structures dissipatives :

Les structures dissipatives DCM ou DCH, qui correspondent au concept (b) de la Figure (II.16), présentent les particularités suivantes:

- des forces sismiques de calcul réduites par un facteur q élevé, jusqu'à 6 ou plus.
- des structures plus légères et une réduction des sollicitations à la fondation, si les vérifications du cas sismique déterminent les sections nécessaires.

- un travail d'étude plus important nécessaire pour effectuer les vérifications spécifiques de l'Eurocode 8.
- des contrôles plus exigeants des matériaux, en particulier des zones dissipatives, nécessaires pour vérifier que les bornes supérieures de résistance des éléments dissipatifs, imposées par le concept du projet capacitif, sont respectées.
- un contrôle plus exigeant de l'exécution pour assurer la conformité aux plans et cahier des charges.

II.3.2 .Structure très hyperstatique ou peu hyperstatique ?

Un degré élevé d'hyperstaticité plus élevé permet principe une plus large distribution de la dissipation d'énergie entre les zones dissipatives et une augmentation du potentiel total d'énergie dissipable. Comme l'énergie totale à dissiper est relativement indépendante du nombre de zones dissipatives, la demande de déformation plastique par zone dissipative est plus faible si les zones dissipatives sont plus nombreuses. En conséquence, des valeurs plus faibles des coefficients de comportement sont attribuées aux systèmes structuraux faiblement hyperstatiques.

Cependant, une hyperstaticité élevée n'est pas à elle seule le gage de l'existence de nombreuses zones dissipatives. Il faut encore que soit appliqué au dimensionnement :

- des critères de hiérarchie conduisant à la formation d'un mécanisme plastique global de la structure et empêchant, par exemple la formation d'un mécanisme d'étage, peu dissipatif et très catastrophique.
- des règles de ductilité locale garantissant que les zones plastiques premières formées soit capables de se déformer sans rupture jusqu'à la formation du mécanisme plastique global prévu de la structure.

II.3.3 Structure flexible ou structure raide ?

Les sollicitations sismiques d'un bâtiment sont fonction des périodes T de la structure, comme l'exprime le spectre de réponse en accélération $S_d(T)$.

Si la structure peut être assimilée à un oscillateur simple de période T , la résultante horizontale de cisaillement est égale à : $F = m S_d(T) \lambda$

Si l'économie du projet est conditionnée par le coût de l'ossature parasismique, un projet, pour être économique, devrait chercher à définir des structures de période T telles que les ordonnées $S(T)$ du spectre soient les plus faibles possibles.

La liberté du choix n'est pas totale, car, en moyenne, la période T d'une structure de plus grande hauteur est plus élevée, comme l'indique la relation statistique de l'Eurocode 8 entre la hauteur H et la période fondamentale T_1 d'un bâtiment : $T_1 = C_t * H^{3/4}$

Cependant, on peut infléchir le projet de manière à réaliser une structure plus flexible et ainsi réduire ses sollicitations. Cette démarche n'est utile que si la période T correspond à la branche descendante du spectre de réponse en accélération, c'est-à-dire si la période $T > T_C$, T_C étant la période de « coin » ou fin du palier horizontal du spectre.

Le spectre de l'Eurocode 8 présenté à la Figure (II.17) montre que plus les conditions de sol et site sont mauvaises, plus T_C est grand et moins la recherche d'une structure flexible a de

chance d'être utile. On donne au Tableau suivant les hauteurs H de bâtiments correspondant à la période T_C caractérisant les types de sol de l'Eurocode 8, calculées en utilisant la relation $T_1 = C_t \times H^{3/4}$ avec $C_t = 0,075$ (portiques en béton armé) : dans un site donné, il n'est pas utile de chercher une structure flexible si la hauteur du bâtiment projeté est inférieure à la hauteur H donnée au Tableau ci dessous.

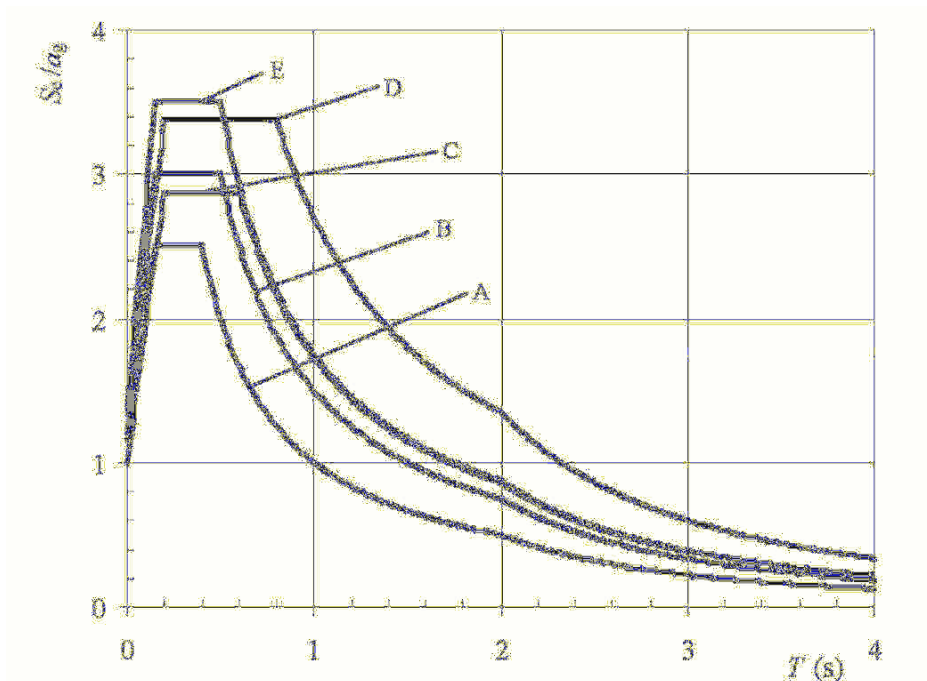


Figure II.17 : Influence du sol sur le spectre de réponse en accélération (T_e) S . De sol A (rocher affleurant) à sol D (sans cohésion).[3]

Classe de sol	T_c (s)	H_{min} , (m) Telle que $T = T_c$
A	0,4	9,2
B ou E	0,5	12,5
C	0,6	16,0
D	0,8	23,5

Tableau II.2 : Classes du sol en fonction de la période et la hauteur.

II.3.4. Ossatures en acier ou en béton armé ?

On peut construire parasismique en béton armé ou en acier, mais en béton armé plus qu'en acier il importe d'être rigoureux quant au respect des règles de projet et au contrôle lors de l'exécution.

Il appartient à l'auteur de projet de choisir le matériau et le type d'ossature à construire en fonction de la fiabilité de l'environnement technique.



Figure II.18 : Ossature en portique de béton armé en construction et effondrée (Boumerdes, 2003).

II.3.5. Est-ce le vent ou le séisme qui conditionne le dimensionnement ?

On peut chercher à voir si les sollicitations de séisme sont inférieures à celles du vent. Il n'y a pas de réponse directe, car les paramètres déterminant les résultantes de vent et de séisme sont nombreux – voir Tableau ci-dessous.

VENT	Domaine de variation approximatif
------	-----------------------------------

		à l'échelle mondiale
1)	Zone géographique : vitesse du vent	1 à 2
2)	Maître couple	
3)	Coefficient aérodynamique	1 à 1,5
SEISME		
1)	Zone géographique : a_{gR}	1 à 8
2)	Importance de la structure γ_I	0,9 à 1,4
3)	Sol et site : coefficient S	1 à 1,8
4)	Type de spectre : 1 ou 2 à T fixé	1 à 2
5)	Coefficient de comportement Type de structure Type de dimensionnement	1 à 6
5)	Masse de la structure	
6)	Pseudo accélération $S(T)_d$ Type de structure C_t Hauteur H Interaction sol – structure	0,2 à 2,5

Tableau II.3 : Paramètres de vent et de séisme. [3]

II.4.Critères de l'Eurocode 8 correspondant aux principes de conception :

II.4.1.Régularité en plan :

La structure d'un bâtiment classé comme régulier en plan doit être approximativement symétrique par rapport à deux directions orthogonales en ce qui concerne la raideur latérale et la distribution de la masse. La configuration en plan doit être compacte, c'est-à-dire délimitée pour chaque plancher par un contour polygonal curviligne ; les éventuels retraits par rapport à ce contour (angles rentrants ou retraits en rive) ne peuvent pas affecter la raideur en plan et doivent être tels que la surface comprise entre le contour du plancher et le contour polygonal convexe enveloppant le plancher ne dépasse pas 5 % de la surface du plancher. La raideur en plan des planchers doit être suffisamment importante, comparée à la raideur latérale des éléments verticaux de structure.

II.4.2.Régularité en élévation :

Dans un bâtiment régulier en élévation les éléments de contreventement, comme les noyaux centraux, les murs ou les portiques, doivent être continus depuis les fondations jusqu'au sommet du bâtiment. Lorsqu'il existe des retraits à différents niveaux, les éléments de contreventement doivent être continus jusqu'au sommet de la partie concernée du bâtiment.

La raideur latérale et la masse de chaque niveau doivent demeurer constantes ou sont réduites progressivement, sans changement brutal, entre la base et le sommet du bâtiment considéré.

Dans les bâtiments à ossature, le rapport entre la résistance effective de chaque niveau et la résistance exigée par le calcul ne doit pas varier pas de manière disproportionnée d'un niveau à l'autre.

II.5.Approche de conception multi niveaux de performance :

En fonction de la structure et les éléments non structuraux, trois (03) catégories de dommage apparaître durant l'histoire du comportement d'une structure. [4]

1-dommages du contenu, qui dépend de l'accélération de chaque étage et de l'intégrité des éléments non structurel et les composantes structurels de la construction.

2-dommage des éléments non structurels : comme résultante des déformations induites par le séisme, le déplacement entre étage (Drift) qui est le caractère dominant dans se type

3-dommage des éléments structurel dues au local et ou globale désordre des éléments, fracture brutale des joints, ...etc.

L'approche de conception en performance considère les critères suivants :

II.5.1.Critère de rigidité:

Pour des raisons économiques, le contrôle de l'endommagement à travers la vérification de la rigidité structurelle est devenu un critère incontournable.

Pour l'endommagement structurel le déplacement global (en tête) de la structure peut fournir une bonne indication, mais ne peut adéquatement refléter l'endommagement des éléments non structuraux, qui dépend essentiellement du déplacement relatif entre 2 étages, Larigidité requise dépend essentiellement du type de séisme (far-field et near-field regions) et du type de structure. La rigidité disponible (emmagasinée) dépend :

- a. des déformations limitent des éléments non structuraux.
 - un endommagement mineur où les fissures $0.2-1mm$, n'affectent significativement pas le service et la réparation est facilement exécutable.
 - un endommagement important où les fissures $1-2mm$, n'affecte pas la sécurité des éléments mais la réparation devient coûteuse.
 - un endommagement très important avec de larges fissures dépassant les $2mm$, conduisant à la ruine partielle ou totale des éléments.
- b. désolidarisation des éléments non structuraux de la structure porteuse. La conception parasismique moderne est favorable au fait de désolidariser les remplissages afin de les isoler vis-à-vis des déformations structurelles.[5]

II.5.2.Critère de résistance :

Le critère de résistance est traditionnellement introduit comme un but primordial dans le dimensionnement parasismique; la structure doit donc satisfaire ce critère à travers la relation suivante demande de Résistance ou capacité de Résistance les 2 termes de l'équation sont déterminés respectivement à partir de l'action sismique et la configuration structurelle. La demande de résistance peut être déterminée en utilisant plusieurs méthodes, et elle dépend du :

- type de séisme, se référant à son intensité, durée, périodeetc;
- type de structure ;

- spectre de dimensionnement, tiré du spectre élastique en utilisant le facteur de réduction de force R ;

Les étapes nécessaires pour déterminer la capacité de résistance sont comme suit:

- établir un mécanisme favorisant la rotulation au niveau des poutres reconnu comme le mécanisme le moins exigeant si la notion de ductilité est considérée en respectant l'approche poteau fort - poutre faible.
- identifier les sections critiques ou dissipatives d'énergie, leur fournir le ferrailage nécessaire de résistance et de confinement afin de leur conférer l'aptitude ductile requise.
- dimensionner les régions préalablement conçues comme élastiques de façon à éviter la migration accidentelle des déformations plastiques.[5]

II.5.3.Critère de ductilité:

On entend par ductilité dans la conception structurelle, la capacité d'une structure de supporter de larges déformations dans le domaine post-élastique sans jamais enregistrer une réduction substantielle de résistance. Plusieurs règlements exigent à ce que ces structures aient la capacité de résistance garantissant le niveau de demande de ductilité résultant.

Pour les portiques auto stables, la plastification préférée est celle causée par un comportement flexionnel que celles causées par l'action de l'effort tranchant ou d'adhérence qui sont à éviter, vu qu'elles conduisent à une réduction substantielle de la dissipation d'énergie.

Les récents développements dans la conception parasismique incluent le fait de doter la structure d'une ductilité suffisante comme il est recommandé pour la rigidité et la résistance. Pour ce, une méthodologie claire et cohérente pour le contrôle direct de ductilité doit être développée. [5]

CHAPITRE III :

Analyse Pushover

III.1.Introduction:

La détermination de la vulnérabilité sismique des structures existantes par la méthode statique linéaire cause généralement un éloignement de la réalité physique dans un sens défavorable. Pour approcher le plus du comportement réel, il faut prendre en compte le comportement des structures au-delà du domaine élastique linéaire, en étudiant leurs comportement dans le domaine plastique. Pour cette raison notre étude de vulnérabilité sera effectuée à l'aide d'une analyse statique non linéaire PUSHOVER.

III.2.Définition de l'analyse pushover :

L'analyse 'pushover' est une procédure statique non linéaire dans laquelle la structure subit des charges latérales suivant un certain modèle prédéfini en augmentant l'intensité des charges jusqu'à ce que les modes de ruine commencent à apparaître dans la structure.

Or, dans la littérature, l'analyse Pushover a été démontrée pour identifier les caractéristiques essentielles du comportement des structures sous l'action sismique. L'exactitude et la fiabilité de l'analyse Pushover a prédit les demandes sismiques globales et locales de l'ensemble des structures qui ont fait l'objet de discussion des procédures améliorées par Pushover proposées pour surmonter certaines de leurs limitations.

Les résultats de cette analyse sont représentés sous forme de courbe (figure II.1) qui relie l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement du sommet de la structure.

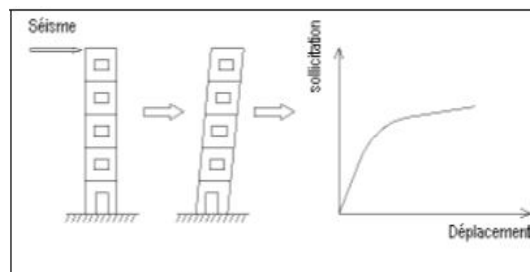


Figure III.1 : Signification physique de la courbe de capacité [6].

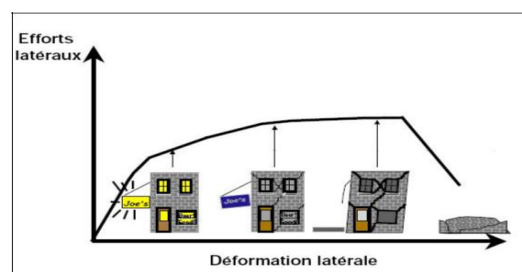


Figure III.2 : Endommagement correspondant [6].

- A / Premier niveau comportement élastique (non endommagement).
- B / Deuxième niveau un endommagement mineur est susceptible de se développer.
- C / Troisième niveau endommagement avancé (aucune capacité de résistance).
- D / Quatrième niveau effondrement de la structure.

III.2.1. Origine de l'analyse Pushover :

L'analyse statique pushover 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.

III.2.2. But de l'analyse Pushover:

Le but de l'analyse pushover 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 pushover 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.

III.3. Hypothèses d'élaboration de la méthode (Pushover) :

Comme toute théorie et méthode de calcul, l'analyse statique non linéaire de pushover est basée sur l'hypothèse que la réponse d'une structure à multi degrés de libertés MDOF (multi-degree of freedom) peut être assimilée à la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent(SDOF) (Figure III.3), 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 le séisme, les expérience ont montré que le premier mode de vibration qui domine le mouvement de la structure.

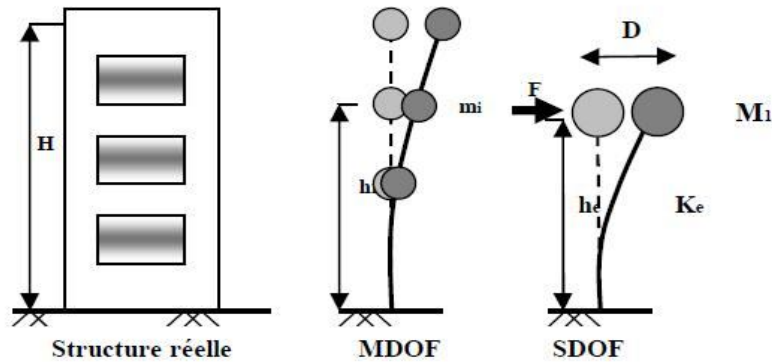


Figure III.3 : système équivalent d'une structure à plusieurs degrés de libertés.

III.4.Étapes de l'analyse pushover :

Étape 1 : la structure est supposée soumise aux charges gravitaires constantes, selon la réglementation marocaine ces charges incluent les charges permanentes et une portion des charges d'exploitations ils sont données par : $G+0,2Q$

Étape2 : elle subit un autre chargement latéral triangulaire déterminé en calculant les charges latérales équivalentes qui représentent les forces d'inerties dues à la composante horizontale des sollicitations sismiques.

Étape3 : On détermine un déplacement cible, déplacement est choisi arbitrairement, à condition qu'il soit représentatif de la déformation de la structure.

Étape4: En augmentant les forces latérales appliquées durant l'analyse, il y a apparition graduelle des rotules plastiques, l'évolution des mécanismes plastiques et l'endommagement progressif de la structure est fonction de l'intensité du chargement Latéral et des déplacements résultants.

III.5.Détermination du déplacement cible pour l'analyse statique non linéaire Pushover (en poussée progressive selon Eurocode8) :

Le déplacement cible est déterminé à partir du spectre de réponse élastique.

La courbe de capacité, qui représente la relation entre l'effort tranchant à la base et le déplacement du nœud de contrôle.

La relation suivante entre les forces latérales normalisées F_i et les déplacements normalisés.

$$\varphi_i, \text{ est posée : } F_i = m_i \times \varphi_i$$

Où :

m_i : est la masse de l'étage i.

Les déplacements sont normalisés de telle sorte que $\varphi_n = 1$, n étant le nœud de contrôle (généralement, n désigne le niveau du toit).

En conséquence, $F_n = m_n$

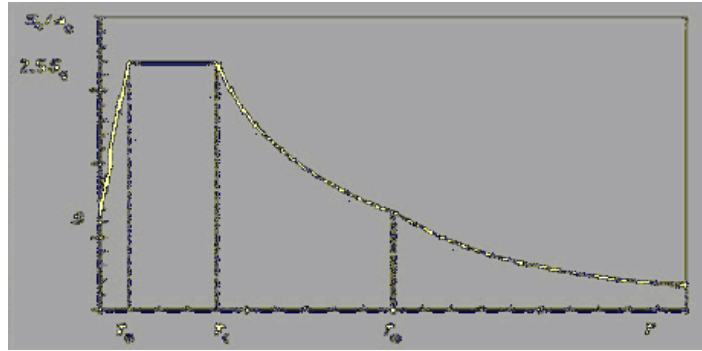


Figure III.4 : Forme du spectre de réponse élastique.

Transformation en un système équivalent à un seul degré de liberté :

$$m^* = \sum m_i \cdot \varphi_i^2$$

Et le coefficient de transformation est donné par :

$$\mathcal{T} = \frac{m^*}{\sum m_i \cdot \varphi_i^2}$$

La force F^* et le déplacement d^* d'un système équivalent à un seul degré de liberté sont :

$$F^* = \frac{Fb}{\mathcal{T}}$$

$$d^* = \frac{dn}{\mathcal{T}}$$

Où :

Fb et dn sont respectivement l'effort tranchant à la base et le déplacement du nœud de contrôle du système à plusieurs degrés de liberté.

III.5.1. Détermination d'une relation idéalisée force/déplacement élasto-plastique parfait :

Le déplacement à la limite d'élasticité du système équivalent à un seul degré de liberté:

$$d_m^* = 2 \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right)$$

Où :

E_m^* : est l'énergie de déformation réelle jusqu'à la formation du mécanisme plastique.

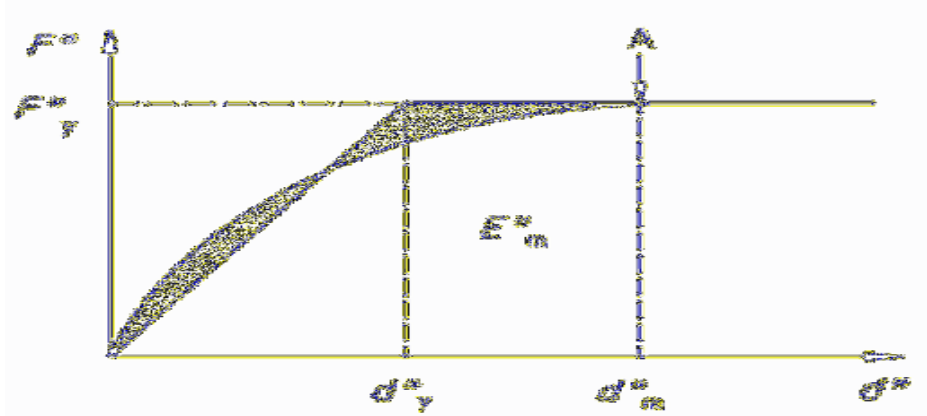


Figure III.5 : Détermination de la relation idéalisée force / déplacement élasto-plastique parfaite.

III.5.2. Détermination de la période du système équivalent à un seul degré de liberté idéalise :

La période T^* du système équivalent à un seul degré de liberté :

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* \cdot d_y^*}{F_y^*}}$$

III.5.3. Détermination du déplacement cible pour le système équivalent à un seul degré de liberté :

Le déplacement cible de la structure avec une période T^* et un comportement élastique illimité, est donné par :

$$d_{et}^* = Se(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]$$

Dans le domaine des périodes courtes et des structures dans les domaines des périodes moyennes et longues, il convient d'utiliser différentes expressions, comme indiqué ci-dessous. La période limite entre les domaines des périodes courtes et des périodes moyennes est T_C :

a) $T^* < T_C$ (domaine des périodes courtes)

Si $F^*/m^* \geq Se(T^*)$, la réponse est élastique et donc : $d_t^* = d_{et}^*$

$F^*/m^* < Se(T^*)$, la réponse est non linéaire, et donc :

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{qu} \left(1 + (qu - 1) \frac{T_C}{T^*} \right) \geq d_{et}^*$$

Où :

qu : est le rapport entre l'accélération $Se(T^*)$ dans la structure ayant un comportement élastique illimité et l'accélération ; F_y^*/m^* dans la structure avec une résistance limitée.

$$qu = \frac{Se(T^*) \cdot m^*}{F_y^*}$$

a) **Domaine des périodes courtes :**

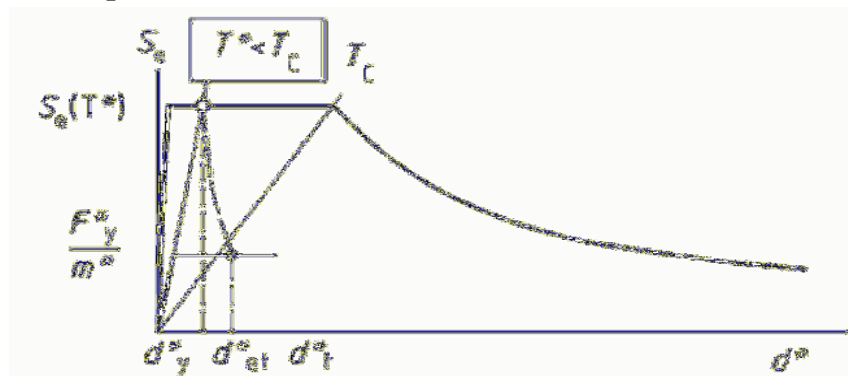


Figure III.6 : Domaine des périodes courtes.

b) Domaine des périodes moyennes et longues :

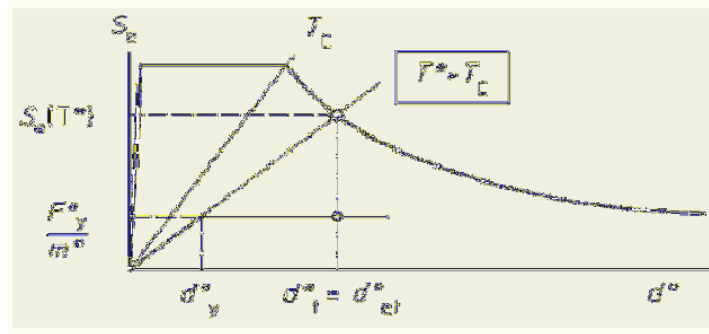


Figure III.7 : Domaine des périodes moyennes et longues.

- ❖ Le déplacement cible du système à plusieurs degrés de liberté est donné par :

$$d_t = \Gamma d^* t$$

III.6. Courbe de capacité :

Le calcul non linéaire permet d'obtenir une courbe de capacité de la structure. Cette courbe représente l'effort horizontal à la base du bâtiment en fonction du déplacement de celui-ci. La courbe de capacité est en général formée par une phase à caractère élastique linéaire suivie par une phase non linéaire correspondant à la formation des rotules de flexion et de cisaillement, jusqu'au moment de la rupture (défaut de résistance). La rupture est identifiable par une chute de l'effort à la base suite à un petit déplacement de la structure. Les stades de plastification, ainsi que les différents degrés d'endommagement, peuvent donc être introduits sur cette courbe».

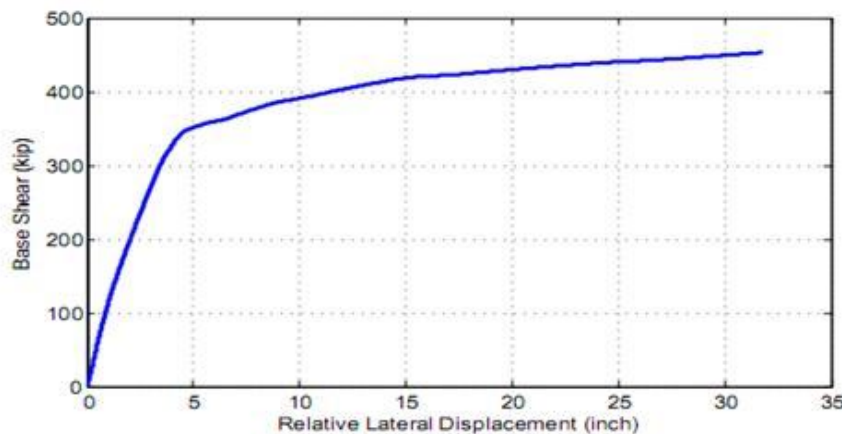


Figure. III.8 P: Courbe de Capacité. [7]

III.7. Point de performance :

A partir de la courbe de capacité, il devient alors intéressant de comparer celle-ci Avec la sollicitation d'un séisme. Pour considérer la demande d'un séisme, on utilise en général des courbes « Spectre d'accélération S_d – Spectre de déplacement S_u ».

Les axes de la courbe de capacité doivent donc être transformés afin d'avoir les mêmes unités :

- Réaction à la base / masse accélération

- Déplacement / Facteur de participation modale déplacement

Plusieurs méthodes d'assemblage des deux courbes sont applicables. L'Eurocode 8 par exemple, permet de trouver un point de performance sur la base de la règle des déplacements égaux. Les normes américaines, par contre, prévoient des itérations avec plusieurs spectres représentant différents coefficients d'amortissement visqueux.

Dans les deux cas on trouve ce que l'on appelle un « point de performance » qui permet de faire plusieurs considérations sur le comportement de la structure face au séisme. En principe, ce point devrait correspondre avec le déplacement maximal qu'on obtiendrait par la méthode non linéaire dynamique temporel.

Le déplacement d'une structure équivalente élastique est trouvé par le prolongement de la partie élastique de la courbe de capacité jusqu'au croisement avec le spectre (point A). Le déplacement inélastique de la structure réelle est celui qui lui correspond sur la courbe de capacité au point B.

Avec cette construction, on peut par exemple définir si la structure nécessite une augmentation de sa capacité de déformation ou bien une augmentation de sa rigidité. [8]

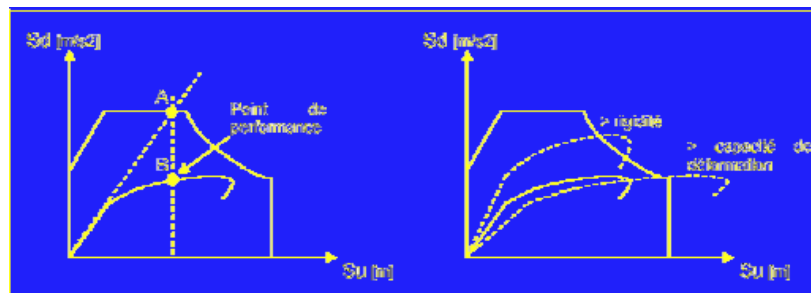


Figure III.9 : Point de performance et principe d'évaluation de la courbe de capacité. [8]

Les normes américaines FEMA [13], prévoient de croiser la courbe de capacité avec plusieurs spectres. Le comportement inélastique est approché par l'accroissement du coefficient d'amortissement visqueux. L'itération consiste en principe à trouver le point d'équilibre entre ductilité demandée et amortissement requis.

Le point de croisement de la courbe avec un spectre permet de définir la ductilité nécessaire à la structure (rapport entre point D et point C).

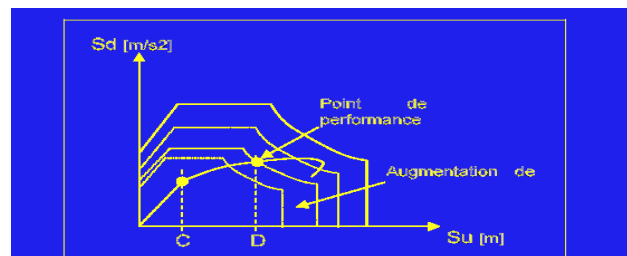


Figure III.10 : Point de performance – principe de réduction du spectre.

En plus de la courbe de capacité fournie par l'analyse push over, on peut aussi suivre l'histoire de formation des rotules plastiques à chaque pas et le déplacement correspondant de chaque nœud de la structure.

III.8. CONCLUSION :

L'analyse pushover 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.

Les résultats obtenus à partir d'une analyse pushover en termes de demande, de capacité et de rotules plastiques donne un aperçu sur le comportement de la structure.

CHAPITRE IV :**Pré dimensionnement****IV.1.Introduction:**

Le pré dimensionnement a pour but le pré calcul des différents éléments résistants en utilisant Les règlements *RPA99/version 2003* et les règlements de *BAEL 93*. Il est aussi très important pour la détermination des dimensions économiques afin d'éviter un surplus d'acier et de béton.

IV.2. Pré dimensionnement :

Les dimensions des éléments structuraux ainsi que les éléments secondaires doivent être comme suite :

IV.2.1. Les poutres :**IV.2.1.1. Les poutres transversales :**

Les poutres transversales transmettent les charges du quel aux différent éléments verticaux.

Selon les Règles de *BAEL93* :

La section de la poutre est déterminée par les formules suivantes :

- $L_{max}/15 \leq h \leq L_{max}/10$
- $0.4 h \leq b \leq 0.7 h$

Avec :

L_{max} : longueur libre entre nus d'appuis

h : hauteur totale de la poutre

b : largeur de la poutre.

a) La hauteur h :

$$L_{max}/15 \leq h \leq L_{max}/10 \text{ ou } L_{max} = 6.00 \text{ m}$$

$$600/15 \leq h \leq 600/10$$

$$40 \leq h \leq 60$$

On adopte $h=60 \text{ cm}$

b) La largeur b :

$$0.4 h \leq b \leq 0.7 h$$

$$0.4 * 60 \leq b \leq 0.7 * 60$$

$$24 \leq b \leq 42.0$$

On adopte $b =30 \text{ cm}$

Condition de RPA.99.V2003 A7.5.1 : il faut vérifier :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ h/b \leq 4 \end{array} \right\}$$

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots CV$$

$$h = 60\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots CV$$

$$h/b = 2 \leq 4 \dots\dots\dots CV$$

*** Donc la poutre principale à une section : (b × h) = (30 × 60) cm².**

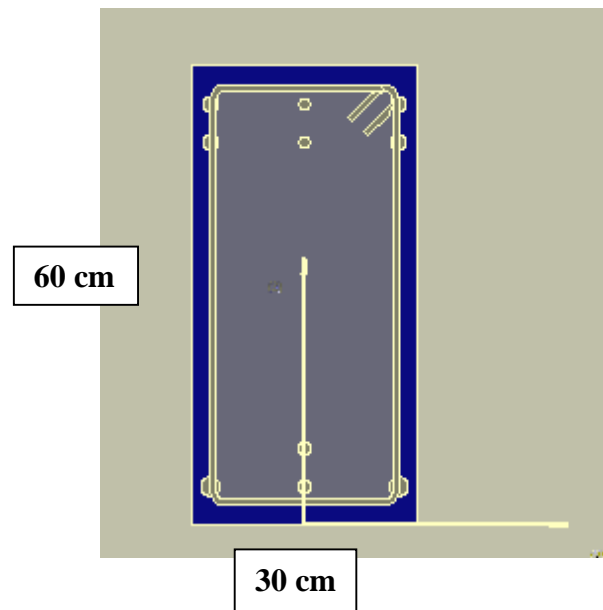


Figure IV.1 : La section courante de la poutre dans les bâtiments testés.[9]

IV.2.2.les planchers :

Les planchers rencontrés dans les bâtiments de destinations diverses ou dans les constructions industrielles se classent en général :

- Planchers avec dalles pleines.
 - Planchers à corps creux.
- On appelle :
- ✓ h : hauteur de plancher.
 - ✓ L : la distance max entre appuis.

IV.2.2.1. Planchers à corps creux :

Selon les Règles de **BAEL93** :

On doit vérifier $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$ (condition de la flèche).

$$h/L \geq 1/22.5 \Rightarrow h \geq L/22.5 = \frac{600}{22.5} = 26.67 \text{ cm}$$

$$h \geq 26.67 \text{ cm}$$

On adopte un plancher à corps creux (**16+4**).

16 cm : hauteur du corps creux.

4 cm : dalle de compression.

IV.2.2.2. Dimensionnement de la nervure :

L'hourdis choisie est normalisée de $h = 16 \text{ cm}$

Selon **B.A.E.L** :

$$b_0 = \left(\frac{h}{3}, \frac{h}{2} \right) = \left(\frac{20}{3}, \frac{20}{2} \right) = (6.66; 10)$$

On adopte $b_0 = 10 \text{ cm}$ et de largeur $L = 55 \text{ cm}$.

$$b_1 \geq \min \left[\frac{L_{max}}{10}, \frac{L}{2} \right] \Rightarrow \min \left[\frac{600}{10}, \frac{55}{2} \right] = \min[60; 27.5]$$

On adopte $b_1 = 27.5 \text{ cm}$

L_{max} = La plus grande portée de la poutrelle

L = la distance entre les faces voisines de deux nervures successives

$$B = 2b_1 + b_0 = 2(27.5) + 10 = 65 \text{ cm}$$

IV.2.2.3. les dalles pleines :

La dalle pleine est dimensionnée à partir du maximum tiré des conditions suivantes :

a. Isolation phonique :

La loi des masses exige pour un bon confort acoustique une épaisseur : $e \geq 16 \text{ cm}$

On adopte : $e_1 = 16 \text{ cm}$

b. Condition de résistance au feu :

Les normes imposent des épaisseurs de l'ordre :

$e < 7 \text{ cm}$ ----- 1 heure de coup feu.

$e < 11 \text{ cm}$ ----- 2 heure de coup feu.

On adopte : $e_2 = 11 \text{ cm}$.

c. Condition de résistance a la flexion :

Pour une dalle reposant sur 3 ou 4 appuis, la condition a vérifiée est :

$$\frac{L_{max}}{50} < e < \frac{L_{max}}{40} \Rightarrow \frac{600}{50} < e < \frac{600}{40} \Rightarrow 12.00 < e < 15.00$$

On adopte : $e_3 = 12 \text{ cm}$

L_{max} : est la plus grande dimension de la dalle.

$$e = \max (e_1, e_2, e_3) = \max (16, 11, 12) \Rightarrow e = 16 \text{ cm}.$$

Donc finalement on prend l'épaisseur de la dalle : $e = 16 \text{ cm}$.

IV.2.3. Les poteaux :

Ils seront dimensionnés par :

- La condition de non flambement.
- Les conditions **R.P.A 99.V. 2003**.
- La descente des charges.

IV.2.3.1 condition de non flambement (B.A.E.L 91) :

D'après la formule de l'élançement.

$$\lambda \leq 50$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50, \quad i = \sqrt{\frac{I}{A}}, \quad I = Et A = \frac{bh^3}{12} b * h$$

λ : Élançement.

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie.

A : Section de béton.

L_f : Longueur de flambement.

$L_f = 0.7 h_e$ (poteaux encastres à des poutres de plancher les deux cotés.)

h_e : la hauteur de l'étage.

❖ Pour une structure de 5 étages on a :

$$L_f = 0.7 h_e = 0.7 * 300 = 210 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{210}{h/\sqrt{12}} = \frac{210x\sqrt{12}}{h} \leq 50$$

$$h \geq \frac{210x\sqrt{12}}{50} = 14.55 \text{ cm}$$

On prend $h=40 \text{ cm}$ pour les étages RDC ,1 et 2.

On prend $h=50 \text{ cm}$ pour les étages 3 et 4.

Et pour adopter (b) même condition précédent sauf que (I) change :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50 \quad , \quad i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad , \quad I = \frac{hb^3}{12} \quad EtA = b * h$$

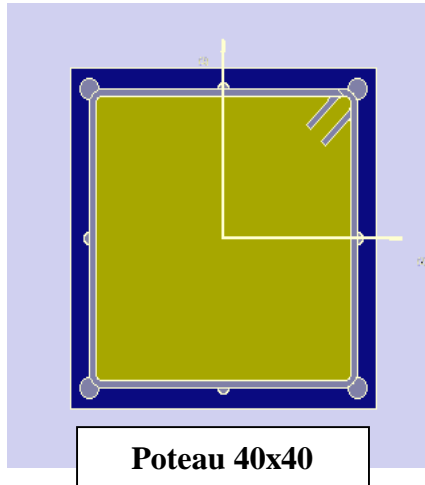
$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{245}{b/\sqrt{12}} = \frac{245x\sqrt{12}}{b} \leq 50$$

$$b \geq \frac{245x\sqrt{12}}{50} = 16.97 \text{ cm}$$

On prend $b=40 \text{ cm}$ pour les étages RDC ,1 et 2.

On prend $b=50 \text{ cm}$ pour les étages 3 et 4.

Les sections de poteau sont : $A = (40*40) \text{ cm}^2$



$$A = (50*50) \text{ cm}^2$$

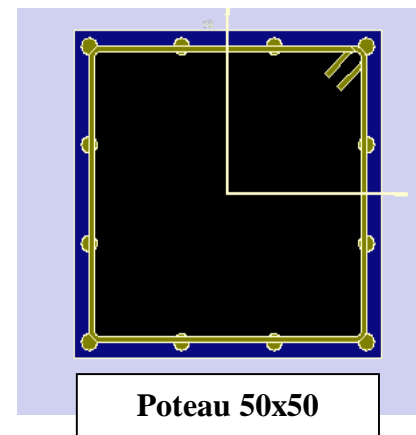


Figure IV.2 : Les sections courantes des poteaux dans le bâtiment de 5 étages.[9]

❖ Pour une structure de 9 étages on a :

$$L_f = 0.7 h_e = 0.7 * 306 = 214.2 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{214.2}{h/\sqrt{12}} = \frac{214.2x\sqrt{12}}{h} \leq 50$$

$$h \geq \frac{214.2x\sqrt{12}}{50} = 14.84 \text{ cm}$$

On prend $h=60 \text{ cm}$ pour les étages RDC ,1 et 2.

On prend $h=50 \text{ cm}$ pour les étages 3, 4, 5 et 6.

On prend $h=40 \text{ cm}$ pour les étages 7 et 8.

Et pour adopter (b) même condition précédent sauf que (I) change :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50 \quad , \quad i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad , \quad I = \frac{hb^3}{12} \quad \text{Et} \quad A = b * h$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{245}{b/\sqrt{12}} = \frac{245x\sqrt{12}}{b} \leq 50$$

$$b \geq \frac{245x\sqrt{12}}{50} = 16.97 \text{ cm}$$

On prend $b=60 \text{ cm}$ pour les étages RDC ,1 et 2.

On prend $b=50 \text{ cm}$ pour les étages 3, 4, 5 et 6.

On prend $b=40 \text{ cm}$ pour les étages 7 et 8.

Les sections de poteaux sont :

$$A = (40*40) \text{ cm}^2$$

$$A = (50*50) \text{ cm}^2$$

$$A = (60*60) \text{ cm}^2$$

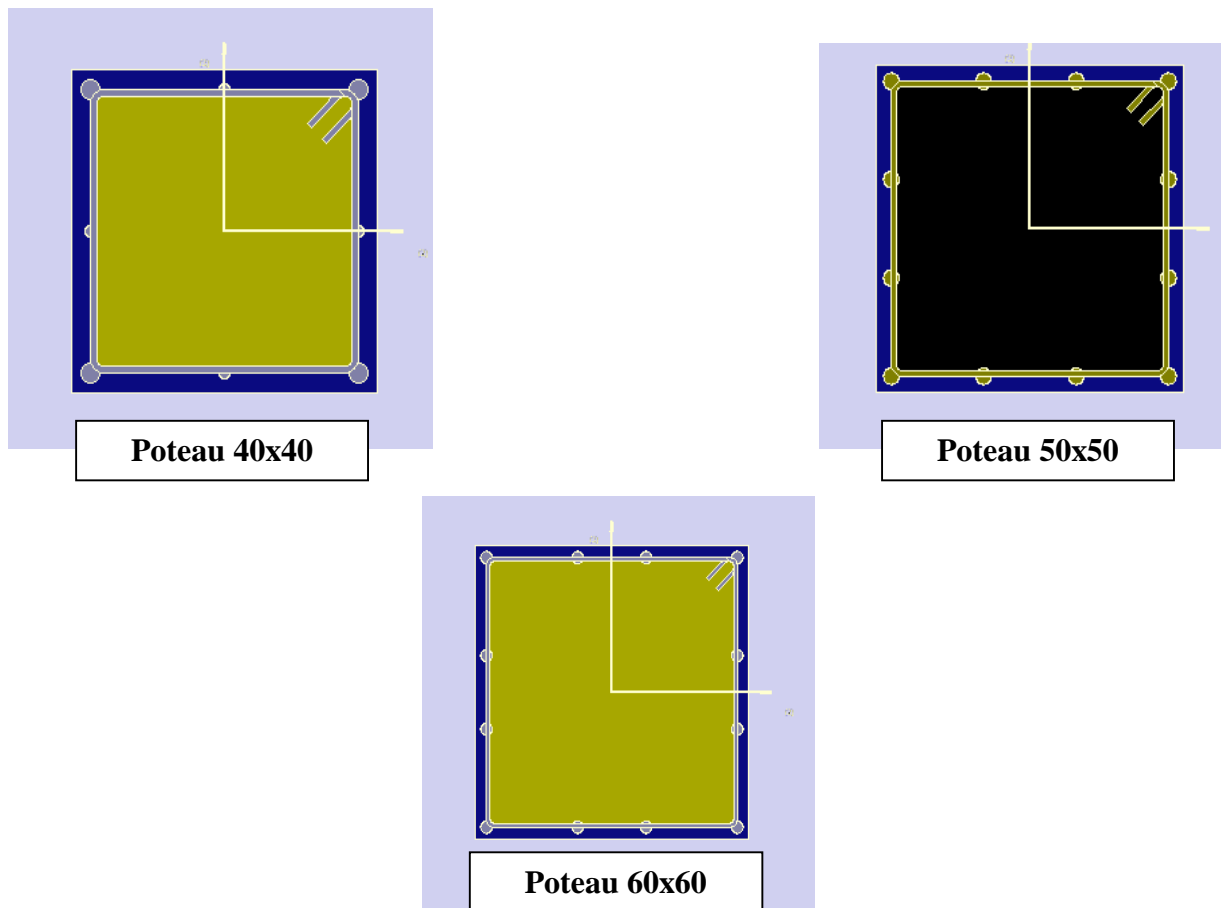


Figure IV.3 : Les sections courantes des poteaux dans le bâtiment de 9 étages.[9]

❖ Pour une structure de 13 étages on a :

$$L_f = 0.7 h_e = 0.7 * 306 = 214.2 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{214.2}{h/\sqrt{12}} = \frac{214.2x\sqrt{12}}{h} \leq 50$$

$$h \geq \frac{214.2x\sqrt{12}}{50} = 14.84 \text{ cm}$$

On prend $h=70 \text{ cm}$ pour les étages RDC, 1, 2, 3 et 4.

On prend $h=60 \text{ cm}$ pour les étages 5, 6, 7 et 8.

On prend $h=40 \text{ cm}$ pour les étages 9, 10, 11 et 12.

Et pour adopter (b) même condition précédent sauf que (I) change :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50, \quad i = \sqrt{\frac{I}{A}}, \quad I = \frac{hb^3}{12} \quad \text{Et} \quad A = b * h$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{245}{b/\sqrt{12}} = \frac{245x\sqrt{12}}{b} \leq 50$$

$$b \geq \frac{245x\sqrt{12}}{50} = 16.97 \text{ cm}$$

On prend $b=70 \text{ cm}$ pour les étages RDC, 1, 2, 3 et 4.

On prend $b=60 \text{ cm}$ pour les étages 5, 6, 7 et 8.

On prend $b=40 \text{ cm}$ pour les étages 9, 10, 11 et 12.

Les sections de poteaux sont :

$$A = (40*40) \text{ cm}^2$$

$$A = (60*60) \text{ cm}^2$$

$$A = (70*70) \text{ cm}^2$$

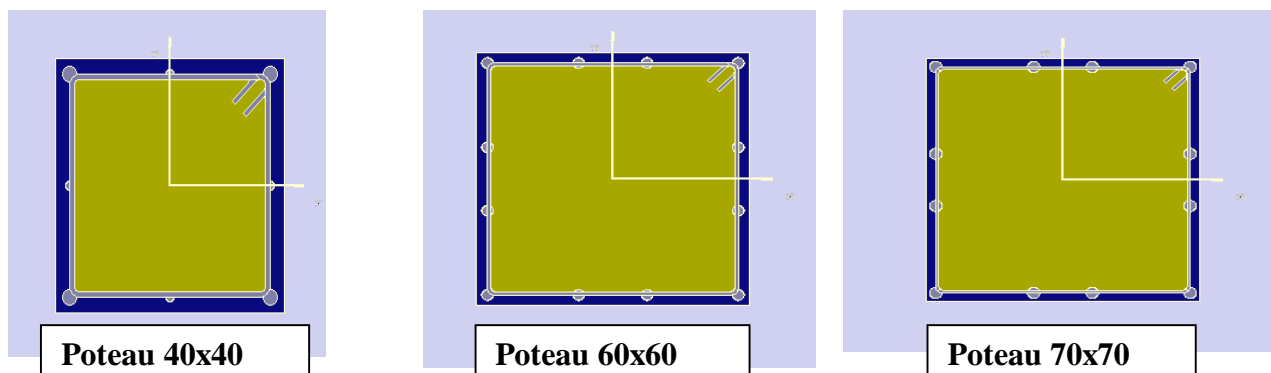


Figure IV.4 : Les sections courantes des poteaux dans le bâtiment de 13 étages.[9]

IV.2.3.2. Condition de RPA.99.V2003 A7.4.1 :

Il faut vérifier :

$$\begin{cases} \text{Min}(b \cdot h) \geq 25 \text{ cm} \\ \text{Min}(b \cdot h) \geq h_e/20 \\ 1/4 < b/h < 4 \end{cases}$$

❖ Pour une structure de 5 étages on a :

$$\text{Min}(b \cdot h) = \text{Min}(40; 40) = 40 > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$\text{Min}(b \cdot h) = \text{Min}(50; 50) = 50 > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$\text{Min}(40; 40) = 40 \text{ cm} \geq \frac{300}{20} = 15 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$\text{Min}(50; 50) = 50 \text{ cm} \geq \frac{300}{20} = 15 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$1/4 < 40/40 < 4 \Rightarrow 0.25 < 1 < 4 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$1/4 < 50/50 < 4 \Rightarrow 0.25 < 1 < 4 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

*** Donc sections de poteaux sont : $(b \times h) = (40 \times 40) \text{ cm}^2$
 $(b \times h) = (50 \times 50) \text{ cm}^2$**

❖ Pour une structure de 9 étages on a :

$$\text{Min}(b \cdot h) = \text{Min}(40; 40) = 40 > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$\text{Min}(b \cdot h) = \text{Min}(50; 50) = 50 > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$\text{Min}(b \cdot h) = \text{Min}(60; 60) = 60 > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$\text{Min}(40; 40) = 40 \text{ cm} \geq \frac{300}{20} = 15 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$\text{Min}(50; 50) = 50 \text{ cm} \geq \frac{300}{20} = 15 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$\text{Min}(60; 60) = 60 \text{ cm} \geq \frac{300}{20} = 15 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$1/4 < 40/40 < 4 \Rightarrow 0.25 < 1 < 4 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$1/4 < 50/50 < 4 \Rightarrow 0.25 < 1 < 4 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$1/4 < 60/60 < 4 \Rightarrow 0.25 < 1 < 4 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

*** Donc sections de poteaux sont : $(b \times h) = (40 \times 40) \text{ cm}^2$
 $(b \times h) = (50 \times 50) \text{ cm}^2$
 $(b \times h) = (60 \times 60) \text{ cm}^2$**

❖ Pour une structure de 13 étages on a :

$$\text{Min}(b \cdot h) = \text{Min}(40; 40) = 40 > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$\text{Min}(b \cdot h) = \text{Min}(60; 60) = 60 > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$\text{Min}(b \cdot h) = \text{Min}(70; 70) = 70 > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$\text{Min}(40; 40) = 40 \text{ cm} \geq \frac{300}{20} = 15 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$\text{Min}(60; 60) = 60 \text{ cm} \geq \frac{300}{20} = 15 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$\text{Min}(70; 70) = 70 \text{ cm} \geq \frac{300}{20} = 15 \dots\dots\dots \text{CV.}$$

$$1/4 < 40/40 < 4 \Rightarrow 0.25 < 1 < 4 \dots\dots\dots CV.$$

$$1/4 < 60/60 < 4 \Rightarrow 0.25 < 1 < 4 \dots\dots\dots CV.$$

$$1/4 < 70/70 < 4 \Rightarrow 0.25 < 1 < 4 \dots\dots\dots CV.$$

*** Donc sections de poteaux sont :** $(b \times h) = (40 \times 40) \text{ cm}^2$
 $(b \times h) = (60 \times 60) \text{ cm}^2$
 $(b \times h) = (70 \times 70) \text{ cm}^2$

IV.2.4. La descente des charges :

IV.2.4.1.Introduction :

La descente des charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultant de l'effort des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux, ainsi que les fondations, afin de pouvoir procéder à leur dimensionnement.

IV.2.4.2.Poids volumiques des matériaux :

* Béton armé	: 25 KN/m^3	* Gravier	: 15 KN/m^3
* Enduit ciment	: 14 KN/m^3	* Sable	: 18 KN/m^3
* Isolation thermique	: 4 KN/m^3	* plâtre	: 15 KN/m^3
* Carrelage	: 22 KN/m^3	* Forme de pente	: 22 KN/m^3
* Briques creuses	: 15 KN/m^3	* Etanchéité	: 0.12 KN/m^3

IV.2.4.3.Evaluation des charges et surcharges :

a. Plancher terrasse :

La terrasse est **inaccessible** et réalisée en plancher à corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

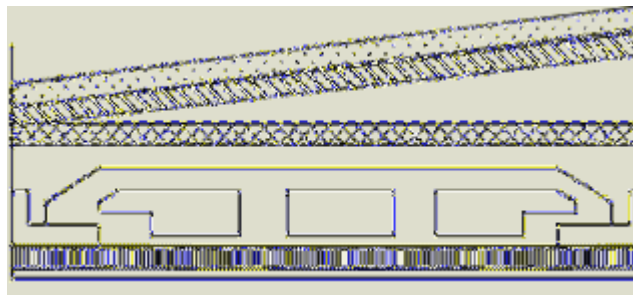


Figure IV.5:plancher terrasse inaccessible.

Matériaux	Epaisseur (m)	d (KN/m3)	G (KN/m2)
1-Protection en gravillon	0.05	15	0.75
2-Etanchéité multicouche	0.02	06	0.12
3-Forme de pente	0.08	22	1.76
4-Isolation phonique	0.04	04	0.16
5-Dalle en corps creux	0.2+0.04	14	3.36
6-Enduit plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente G(KN/m2)		Σ	6.35
Charge d'exploitation Q(KN/m2)			1

Tableau IV.1 : Charges et surcharges plancher terrasse.

b. Plancher étage courant :

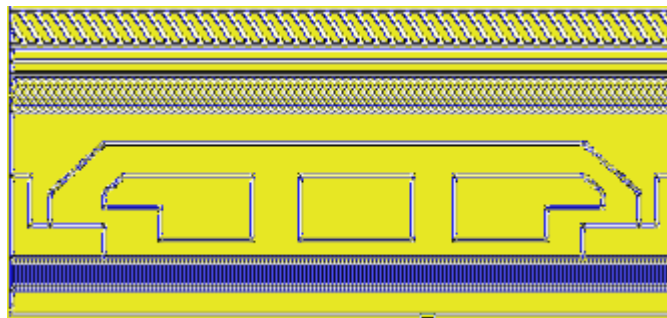


Figure IV.6:plancher étage courant.

Matériaux	Epaisseur (m)	d (KN/m3)	G (KN/m2)
1-Carrelage	0.02	22	0.44
2-Mortier de pose	0.02	20	0.4
3-Lit de sable	0.02	18	0.36
4-Dalle en corps creux	0.2+0.04	14	3.36
5-Enduit plâtre	0.02	10	0.2
6-cloison légère	/	/	1
Charge permanente G (KN/m²)		Σ	5.76
Charge d'exploitation Q(KN/m²)			1.5

Tableau IV.1 : Charges et surcharges plancher étage courant.

IV.3.Modélisation Numérique :

Une fois déterminé complétement la conception de la structure du prototype, une définition précise et une vérification des modèles numérique des structures représente la prochaine étape essentielle pour le développement de la fiabilité d'analyse statique non linéaire.

Par conséquent, les modèles éléments finis de la structure du prototype sont réalisés en utilisant logiciel **SeismoStruct [v.5.0.5 build 10]**.

IV.3.1.Modélisation par SeismoStruct :

SeismoStruct [v.5.0.5 build 10] est un paquet fini d'élément pour l'analyse de la structure, capable de prévoir le grand comportement de déplacement des cadres de l'espace sous des chargements statiques ou dynamiques, prenant en considération les deux non linéarités géométriques et inélasticité matérielle. Le logiciel se compose de trois modules principaux : un processeur, dans lequel il est possible de définir les données d'entrée du modèle structurel, un processeur, dans lequel l'analyse est effectuée, et finalement un post processeur pour produire les résultats : tout est manipulé par une interface complètement visuelle. Aucun fichier d'entrée ou de configuration, manuscrits de programmation ou aucune autre édition de textes longue et complexe ne sont exigés. Le processeur, d'ailleurs, comporte la traçage en temps réel des courbes de déplacement et la forme déformée de la structure, ainsi que la possibilité de faire une pause et de remettre en marche l'analyse, tandis que le post processeur offre les équipements de post-traitement avancés, y compris le coutume-format de capacité tous les complots dérivés et a déformé des formes, de ce fait augmentant la productivité des utilisateurs ; il est également possible de créer des dossier de film d'AVI pour illustrer mieux d'ordre de la déformation structurelle.

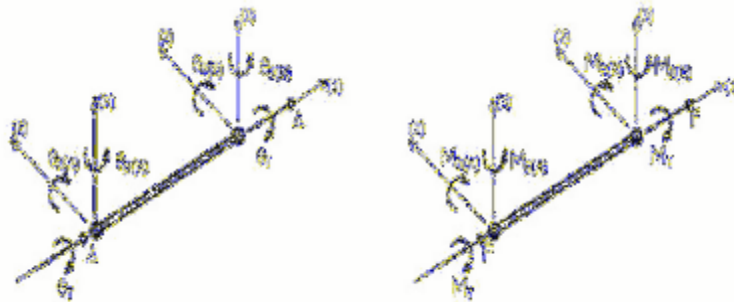


Figure IV.7: système local de membrure [SeismoStruct, 2016].

Avec l'emploi d'une formulation de Co-rotation pour les grandes déplacements/rotation et d'une formulation cubique pour les effets de poteau-poutre, les effets second-order sont automatiquement constituer dans le programme SeismoStruct. En ce qui concerne le déplacement de grandes/rotation. Le système membrure est attachée à chaque élément fini fermement suivant les mouvements des éléments (translation et rotation), ce système de référence local peut a décrit l'inconnu courant état de déformation et de tension de chaque élément individuel voir la figure(IV.8). La transformation finale des forces internes de l'élément et de la matrice de rigidité obtenue dans le système membrure locaux, dans le

système de coordonnées globales permet alors les grands déplacements/rotations d'être comptabilisés dans la réponse globale de la structure [Oran, 1973 ; Izzuddin, 1991].

Dans le deuxième cas, les effets de poteau-poutre, une formulation cubique par Izzuddin [1991] ont complètement décrit le phénomène, en évaluant le déplacement transversal comme fonction des fin-rotation de l'élément.

Aspect crucial pour la définition correcte de la non linéaire réponse du système, le matériel inélasticité est modélisé étendre le comportement inélastique au creux de l'élément entier de l'élément méthodologie de fibre. Cette approche prévoit notamment la subdivision de chaque élément dans un nombre fixes de segments élémentaires avec les sections transversales suivant le rapprochement de Navier-Bernoulli (les sections plane restent plane). La réponse de l'élément est alors évaluée par intégration numérique des non-linéaires contrainte-déformation uni axiale de réponse de chaque individu dans les fibres dont la section a été subdivisée

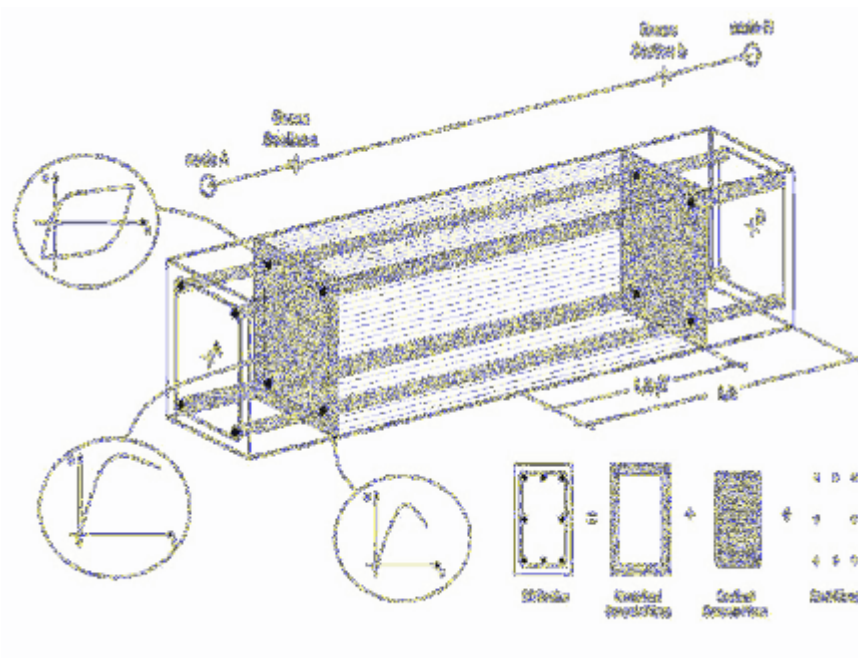


Figure IV.8: modèle de l'élément fibre model [Seismo Struct, 2011] [10]

CHAPITRE V :

Mise en œuvre numérique & exemples étudiés

V.1.Introduction:

Après la présentation des axes principaux de cette étude qu'on note principalement par l'analyse Pushover et les formulations numériques nécessaires pour les lois de comportement, le présent chapitre sera consacré à la mise en application de l'analyse Pushover dans le but d'estimer les capacités et les demande correspondant aux certains niveaux de performance pour les différents bâtiments tests. Au préalable, nous présenterons les caractéristiques des matériaux utilisés, le mouvement sismique appliqué et le modèle des bâtiments tests. En faisant varier le nombre des étages, les sections des poteaux et les longueurs plastiques de chaque bâtiment (R+4, R+8 et R+12) et en effectuant des analyses Pushover. Ce travail finira par l'élaboration des courbes de capacité et demande correspondant à chaque cas étudié.

V.2. Caractéristiques des matériaux:

Le matériau utilisé est le béton armé dont ses deux matériaux constitutifs à savoir le béton et l'acier, obéissent aux lois de comportement contraintes-déformations suivantes :

V.2.1 : Loi de comportement du béton :

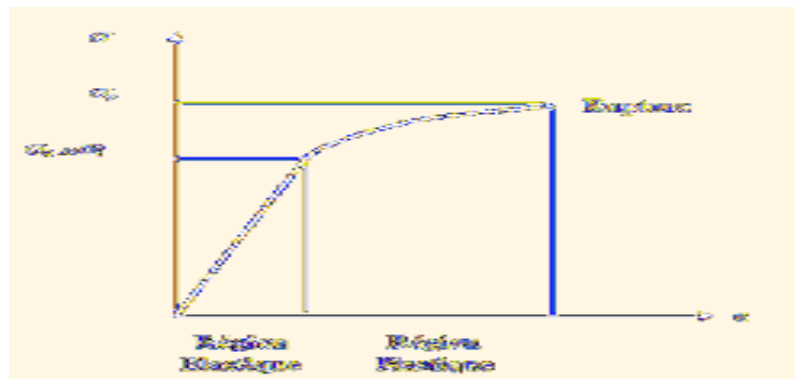


Figure V.1 : Loi de comportement du béton.

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

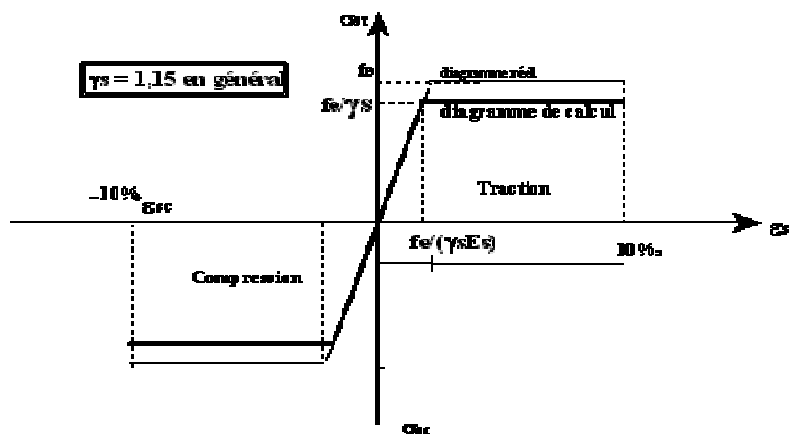


Figure V.2 : Loi de comportement de l'acier.

V .2.3 : SEISMOSTRUCT-Modèle en acier bilinéaire – stl-bl :

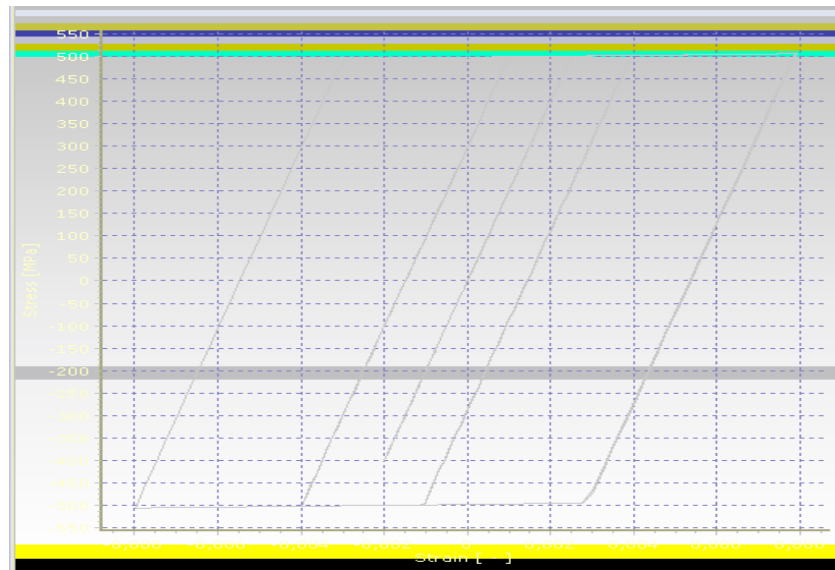


Figure V.3 : Modèle en acier bilinéaire – stl-bl.[11]

C'est un modèle bilinéaire uniaxial de contrainte-déformation avec l'écroissage cinématique, par lequel les restes élastiques de gamme est constants dans toutes les diverse étapes de chargement, et la règle de durcissement cinématique pour la surface d'écoulement soient assumés comme fonction linéaire de l'incrément de la déformation plastique.

Ce modèle simple est également caractérisé par des paramètres de calibrages facilement identifiables et par son efficacité informatique. Il peut être employé dans modeler des deus structures métalliques, ou l'acier doux est habituellement utilisé, aussi bien que les modèles concrets renforcés, ou l'acier travaillé est généralement utilisé.

Quatre paramètres de calibrage de modèle doivent être définis afin de décrire entièrement les caractéristiques mécaniques du matériel :

- **Module d'élasticité- E_s .**

C'est la rigidité élastique initiale du matériel. Sa valeur oscille habituellement entre **200** et **210 Gpa**. La valeur par défaut est **200 Gpa**.

- **Limite élastique- f_y**

C'est la contrainte à la limite d'écoulement, sa valeur change typiquement de **230 Mpa** jusqu'à **650 Mpa**. La valeur par défaut est **500 Mpa**.

- **Paramètre d'écroissage- μ .**

C'est le rapport entre la rigidité post-écoulement (E_{sp}) et la rigidité initiale (E_s) du matériel. Le premier est défini comme $E_{sp} = (f_u - f_y) / (\epsilon_u - f_y / E_s)$, ou f_u et ϵ_u représentent la contrainte ultime ou maximale et la capacité de déformation de matériel, respectivement, sa valeur varie fréquemment de **0,005** à **0,015**. La valeur par défaut est de **0,005**.

- **Poids spécifique- γ .**

C'est le poids spécifique du matériau. La valeur par défaut est de **78 KN/m³**.

V .2.4 : SEISMOSTRUCT-Modèle en acier bilinéaire – con-ma :

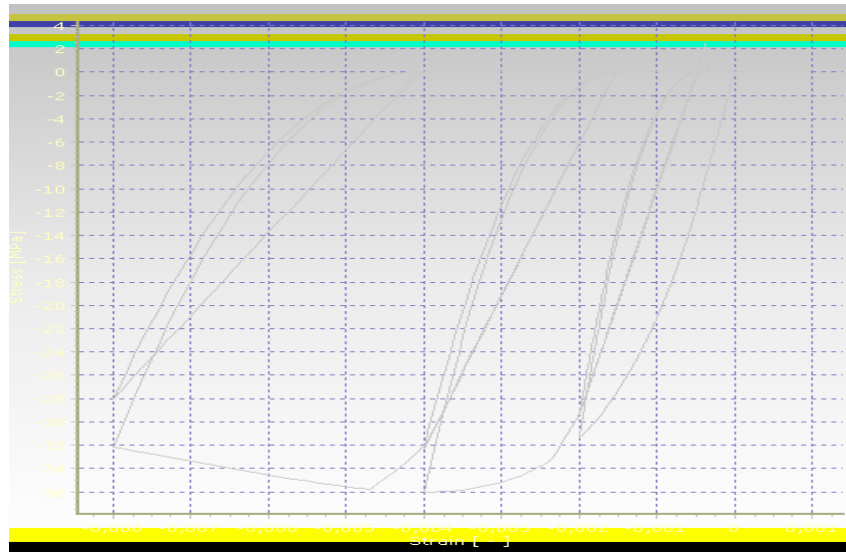


Figure V.4 : Modèle en acier bilinéaire – con-ma. [11]

Il s'agit d'un modèle non linéaire uniaxial de confinement constant, initialement programmé par *Madas [1993]*, qui suit la relation constitutive proposée par *Mander et al. [1988]* et les règles cycliques proposées par *Martinez-Rueda et Elnashai [1997]*. Les effets de confinement prévus par les renforcements latéraux transversaux sont intégrés dans les règles proposées par *Mander et al. [1988]*, dans laquelle la pression constante de confinement est assumée toute la gamme de contrainte-déformation.

Cinq modèles de calibrage des paramètres doivent être définis afin de bien décrire les caractéristiques mécaniques du matériau :

- **Résistance à la compression- f_c .**

C'est la capacité d'effort de compression du cylindre ($100 \times 200 \text{ mm}$) du matériel. Sa valeur varie typiquement de 15 Mpa jusqu'à 45 Mpa . La valeur par défaut est 30 Mpa .

- **Résistance à la traction- f_t .**

C'est la capacité de la contrainte de traction du matériau. Il peut habituellement estimer comme $f_t = k_t \sqrt{f_c}$, ou k_t varie de 0.5 (béton en traction directe) à 0.75 (béton en traction par flexion), comme suggéré par *Priestley et al. [1996]*. Lorsque cette valeur est atteinte, le béton est supposé brusquement perdre sa résistance à la traction, sans aucune sorte de tension de ramollissement. La valeur par défaut est 0 Mpa dans notre cas $f_t = 3000 \text{ Mpa}$.

- **Déformation à la contrainte maximale- ϵ_c .**

C'est la contrainte correspondant au point de l'effort de compression maximal illimité (f_c). Pour le béton ordinaire de résistance normale, cette valeur est généralement considérée comprise dans une fourchette de $0,002$ à $0,0022$. La valeur par défaut est de $0,002 \text{ mm/mm}$.

- **Facteur de confinement- k_c .**

C'est le facteur de confinement constant, défini comme le rapport entre le milieu confiné ou non confiné de la contrainte de compression du béton, et utilisé pour élargir la relation contrainte-déformation à travers la gamme entière de contrainte. Bien qu'il puisse être calculé grâce à l'utilisation d'un modèle de confinement disponible dans la littérature [par exemple *Ahmad et Sahad, 1982 ; Cheikh et Uzumeri, 1982 ; Eurocode 8 ; Penelis et Kappos, 1997*],

l'utilisation de la *Mander et al. [1989]* est recommandée. Sa valeur varie généralement entre les valeurs de *1,0* et *1,3* pour les éléments en béton armé et entre *1,5* et *4,0* pour les éléments composites acier-béton. La valeur par défaut est de *1,2*.

- **Poids spécifique- γ**

C'est le poids spécifique du matériau. La valeur par défaut est de *24 kN/m³*.

V.3. Sections d'un matériel:

V.3.1. Section rectangulaire de béton armé *RCRS* :

Les rcrs ce ci est une section fréquemment adoptée pour la modélisation des colonnes rectangulaires de béton armé. L'utilisation de cette section de modeler les colonnes larges ou les ossatures de n'importe quelle forme est également faisable, parce que tant que des liens/bras rigides comportant la moitié de la largeur de la colonne/du mur sont employés pour relier l'élément du cadre de la colonne/du mur aux pièces de charpente adjacentes, afin du mouvement de corps rigide de la colonne/du mur larges, et son influence sur de tels éléments structurels reliés, pour être en juste proportion modelée.[12]

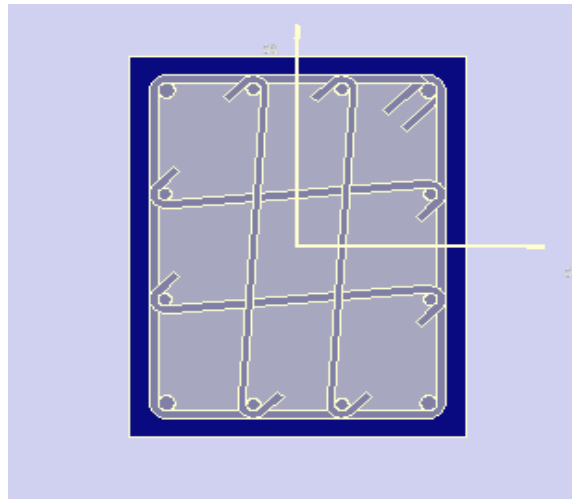


Figure V.5 : Section rectangulaire de béton armé *RCRS*. [11]

- Matériaux et dimensions :

Deux matériaux différents peuvent être définis :

- ✓ De renfort.
- ✓ De béton.

- ❖ Les dimensions exigées sont comme suit :

-taille de section. La valeur par défaut est de *0.5 m*.

-largeur de section. La valeur par défaut est de *0.4 m*.

-épaisseur de couverture. La valeur par défaut est de *0.025 m*.

V.3.2. Section rectangulaire asymétrique de béton armé *RCARS* : [12]

C'est une section fréquemment adoptée pour la modélisation des faisceaux rectangulaires de béton armé.

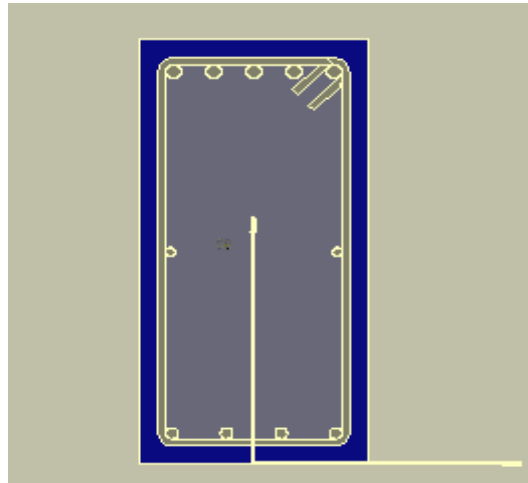


Figure V.6 : Section rectangulaire asymétrique de béton armé RCARS. [11]

- Matériaux et dimensions :

Deux matériaux différents peuvent être définis :

- ✓ De renfort.
- ✓ De béton.

- ❖ Les dimensions exigées sont comme suit :

- taille de section. La valeur par défaut est de 0.6 m.
- largeur de section. La valeur par défaut est de 0.3m.
- épaisseur de couverture. La valeur par défaut est de 0.025 m.

- Renfort

Des barres longitudinales de renfort peuvent être définies de deux manières différentes :

1. En éditant le modèle de renfort ;
2. En écrivant le secteur respectif et les coordonnées sectionnelles (le dernier étant défini dans le système du même rang local de la section).

De plus, le renfort transversal peut être spécifié, en termes de diamètre et jambes des étriers, aussi bien que distance entre eux.

V.4. Modèle des bâtiments testés:

- Les modèles des bâtiments testés(**R+4**, **R+8**, **R+12**) sont des modèles **2D**, encastrés à la base avec une portée des poutres égales dans les deux directions et qui vaut **6 m**.
- Les structures présentes une régularité en plan et élévation 4 fils dans chaque direction pour les bâtiments (**R+8 et R+12**). Et 2 fils pour le bâtiment (**R+4**).
- La hauteur de chaque étage est de **3.06m** pour les bâtiments (**R+8 et R+12**). Et **3 m** pour le bâtiment (**R+4**).
- Toutes les planchers sont en corps creux (**I6+4**).

Les murs de périmètres sont en verre et maçonnerie creux, ils n'affectent pas le déplacement libre des portiques pendant les tremblements de terre.

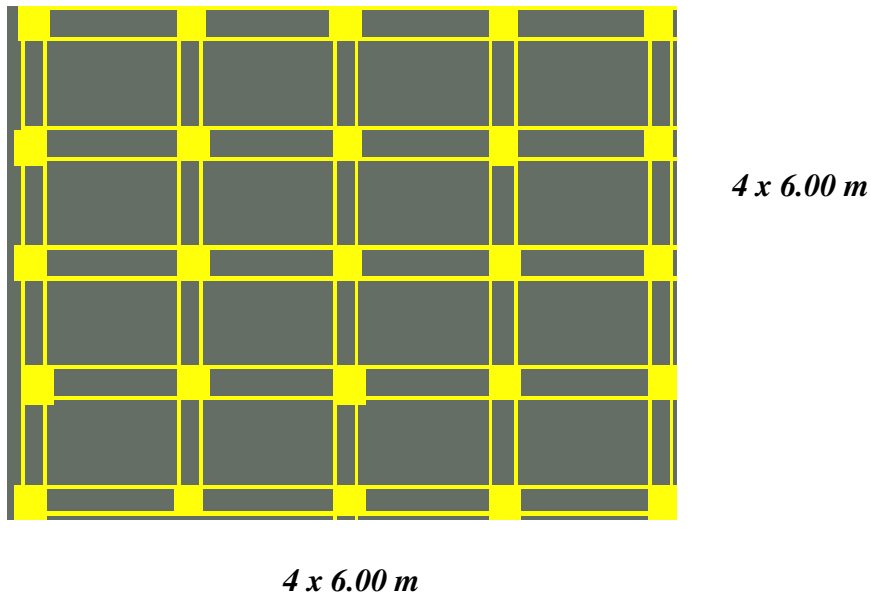


Figure V.7 : Différentes perspectives du bâtiment vu en plan.[13]

V.5. Application:

V.5.1. Charges du poids propre et d'exploitation :

En ce qui concerne les charges, on admet les valeurs suivantes :

- Pour plancher intermédiaire :

Charge permanent $G=5.76 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation $Q=1.5 \text{ KN/m}^2$

- Pour plancher terrasse :

Charge permanent $G=6.35 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation $Q=1 \text{ KN/m}^2$

V.5.2. Analyse modale linéaire (méthode spectrale) :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

bâtiment	Mode(s)	Période(s)	Masses participation $U_x\%$
5 étages	Mode 1	0.77	79.58
	Mode 2	0.27	12.13
	Mode 3	0.15	3.91
	Mode 4	0.10	2.89
9 étages	mode 1	1.36	77.61
	mode 2	0.47	10.57
	mode 3	0.28	4.69
	mode 4	0.19	2.35
13 étages	mode 1	1.85	75.61
	mode 2	0.68	11.00
	mode 3	0.38	4.66
	mode 4	0.27	2.00

Tableau V.1 : périodes et masses modales des quatre premiers modes par SeismoStruct.

V.5.3 : Distribution des charges latérales :

➤ Calcule de la force sismique totale. [14]

W : poids total de la structure [kN],

$$W = \sum W_i, \text{ Avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure [kN].
- W_{Qi} : charges d'exploitation [kN].
- β : coefficient de pondération, Avec $\beta = 0.20$.

F_i : La force sismique verticale en [kN] ;

$$F_i = CV_x * V_f$$

CV_x : La force sismique horizontale en [kN] ;

$$CV_x = \frac{w_i * h^k}{\sum_{i=1}^n w_i * h^k} \quad / \quad \sum_{i=1}^n CV_x = 1$$

$$V_f = \sum_{i=1}^n W_i * Cs * \lambda$$

M_i : le moment en [kN.m] ;

$$M_i = F_i * H_i$$

K : La rigidité de la structure ;

$$K = 0,5 * T + 0,75$$

Cs : coefficient de sécurité ;

$$Cs = 0,12 * 1 * (2,5/3) * (0,55/T)$$

Niveau	W _i (kN)	H _i (m)	h ^k (m)	W _i *h ^k (kN.m)	CV _x (kN)	F _i (kN)	V _i (kN)	M _i (kN.m)
1	720	3	3,120	2246,707	0,0638	18,7868	18,7868	56,36052
2	720	6	6,398	4606,391	0,1308	38,5184	57,3052	115,5551
3	720	9	9,737	7010,685	0,1991	58,6230	115,928	175,8689
4	720	12	13,117	9444,415	0,2682	78,9730	194,902	236,921
5	720	15	16,528	11900,27	0,3380	99,5094	294,411	298,5282
	3600			35208,47	1	294,411	681,333	

Tableau V.2 : Distribution des charges pour le bâtiment de 5 étages.

Niveau	W _i (kN)	H _i (m)	h ^k (m)	W _i *h ^k (kN.m)	CV _x (kN)	F _i (kN)	V _i (kN)	M _i (kN.m)
1	1440	3,06	3,83058	5516,035	0,01555	10,4482	10,4482	31,97152
2	1440	6,12	8,805372	12679,74	0,03574	24,0173	34,4656	73,49307
3	1440	9,18	14,32854	20633,09	0,05816	39,0822	73,5478	119,5915
4	1440	12,24	20,24095	29146,97	0,08216	55,2088	128,757	168,9389
5	1440	15,3	26,46077	38103,51	0,10741	72,1738	200,930	220,8519
6	1440	18,36	32,93707	47429,38	0,13369	89,8384	290,769	274,9056
7	1440	21,42	39,63475	57074,03	0,16088	108,107	398,876	330,8071
8	1440	24,48	46,52796	67000,26	0,18886	126,909	525,784	388,3405
9	1440	27,54	53,59682	77179,43	0,21755	146,189	671,974	447,34
	12960			354762,4	1	671,9739	2335,55	

Tableau V.3 : Distribution des charges pour le bâtiment de 9 étages.

Niveau	W _i (kN)	H _i (kN)	h ^k (kN)	W _i *h ^k (kN.m)	CV _x (kN)	F _i (kN)	V _i (kN)	M _i (kN.m)
1	1440	3,06	4,49578	6474	0,0053	4,55748	4,55748	13,94588
2	1440	6,12	11,4127	16434	0,0133	11,5693	16,1268	35,40197
3	1440	9,18	19,6812	28341	0,0230	19,9513	36,0781	61,05097
4	1440	12,24	28,9713	41719	0,0339	29,3689	65,4469	89,86883
5	1440	15,3	39,1034	56309	0,0457	39,6400	105,087	121,2985
6	1440	18,36	49,9613	71944	0,0584	50,6469	155,734	154,9795
7	1440	21,42	61,4624	88506	0,07189	62,3058	218,040	190,6558
8	1440	24,48	73,5445	105904	0,08602	74,5537	292,593	228,1344
9	1440	27,54	86,1586	124068	0,10077	87,3409	379,934	267,2632
10	1440	30,6	99,2650	142942	0,11610	100,627	480,562	307,9193
11	1440	33,66	112,831	162476	0,13197	114,379	594,941	350,0002
12	1440	36,72	126,828	182632	0,14834	128,568	723,509	393,4194
13	1440	39,78	141,233	203375	0,16519	143,171	866,680	438,1025
	18720			1231124	1	866,680	3939,29	

Tableau V.4 : Distribution des charges pour le bâtiment de 13 étages.

Bâtiment	La rigidité K [kN/m]	La période T[s]	Coefficient de sécurité (Cs)	Coefficient de correction ()
5 étages	1.0358	0.5716	0.10	0.85
9 étages	1.2008	0.9016	0.06	0.85
13 étagés	1.334	1.1879	0.05	0.85

Tableau V.5 : La rigidité, coefficient de sécurité et coefficient de correction.

Bâtiment	K_i [kN/m]	K_e [kN/m]	F_y [kN]	D_y [m]
5 étages	7274.82	16137.73	1448.03	0.1990
9 étages	6202.07	12592.50	1725.47	0.2782
13 étagés	8519.69	17369.00	2251.26	0.2642

Tableau V.6 : Les rigidités initiale et effective et l'effort tranchant et le déplacement.

Cette distribution a une allure semblable à celles schématisée dans la figure suivante :

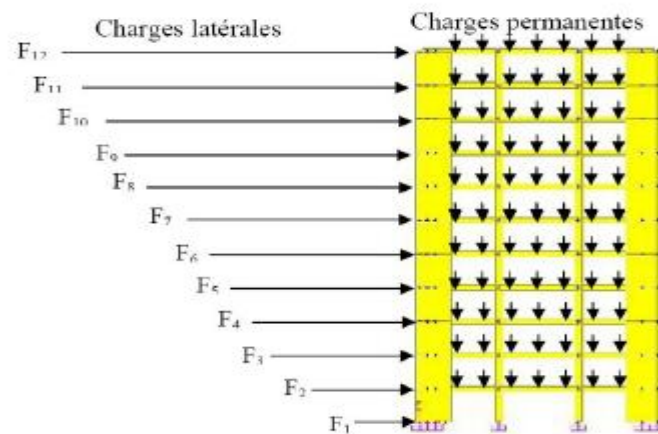


Figure V.9 : Modèle de distribution des charges. [13]

V.5.4 : Idéalisé de la courbe Pushover :

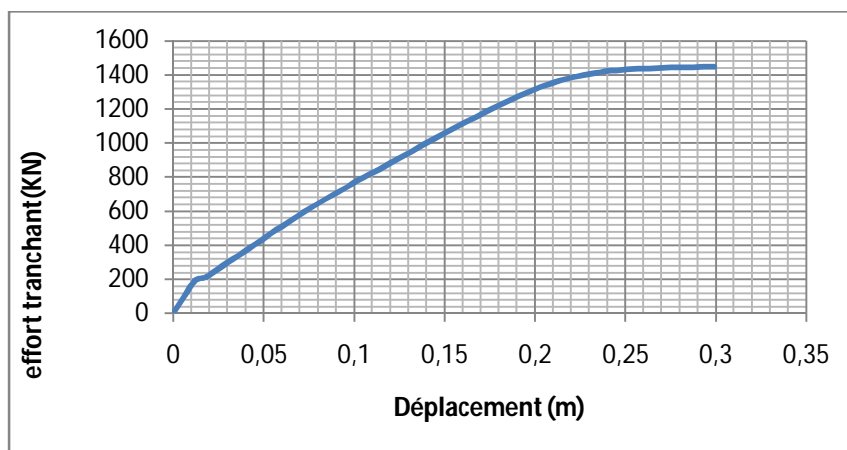


Figure V.10 : Idéalisé de la courbe Pushover (R+4).

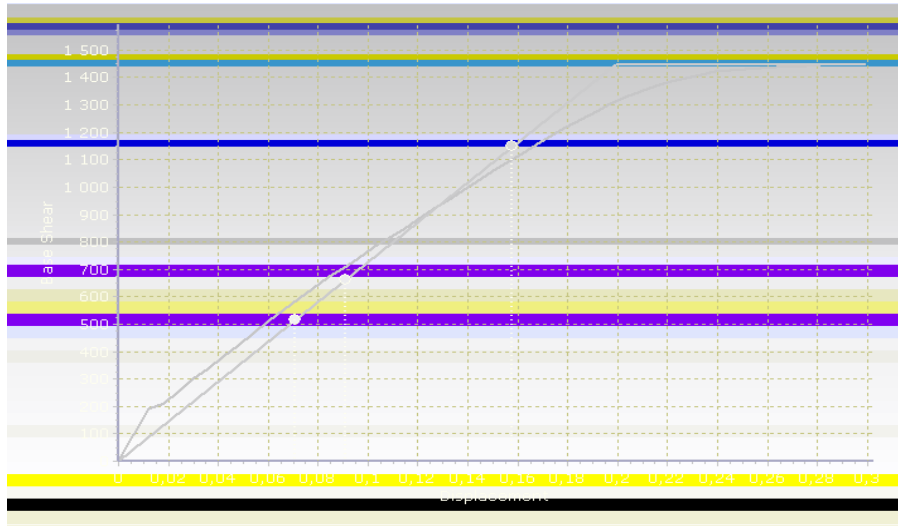


Figure V.11 : Courbe de capacité-Seismo Struct (R+5). [11]

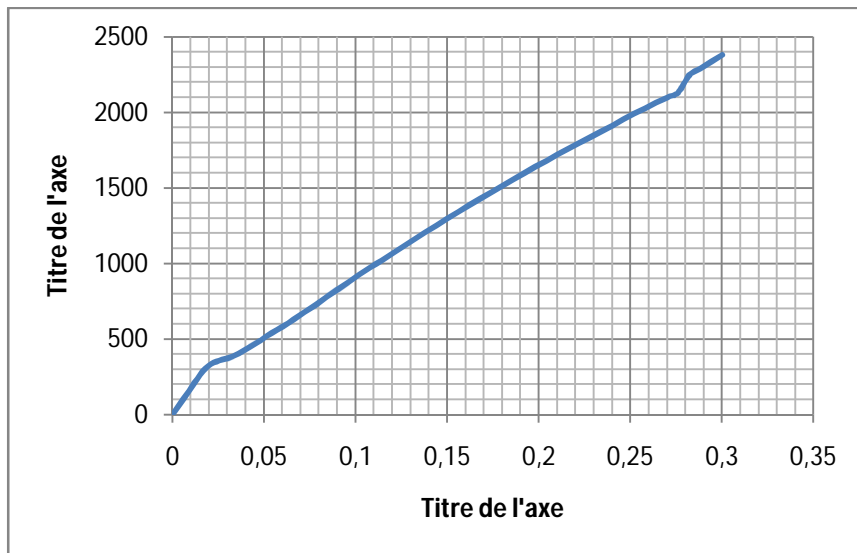


Figure V.12: Idéalisé de la courbe Pushover (R+12).

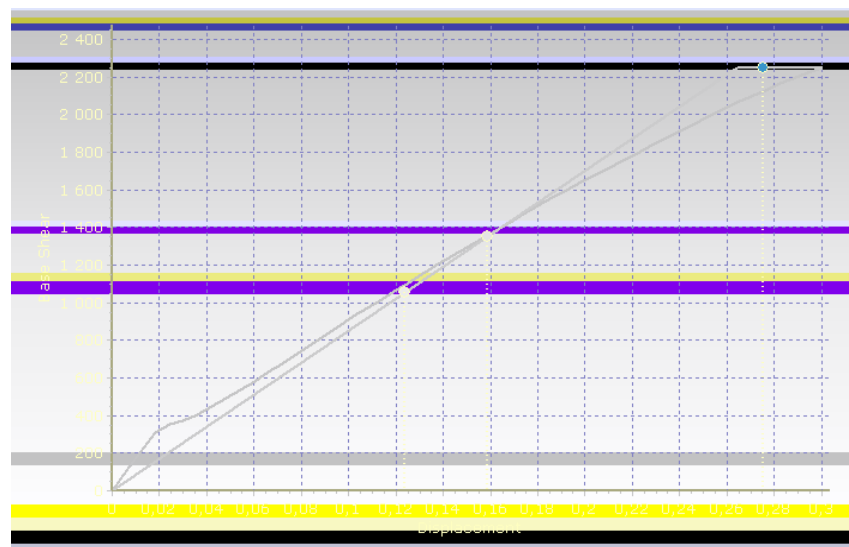


Figure V.13 : Courbe de capacité-Seismo Struct (R+12). [11]

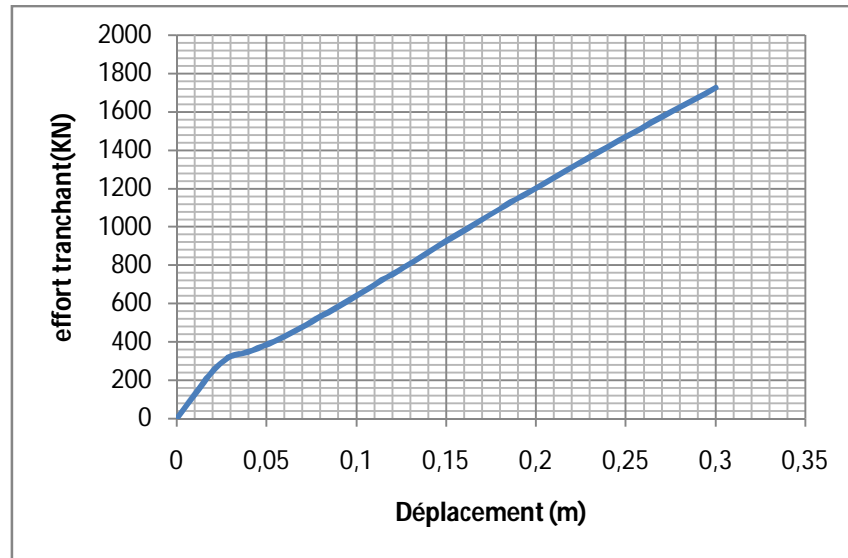


Figure V.14: Idéalisation de la courbe Pushover (R+8).

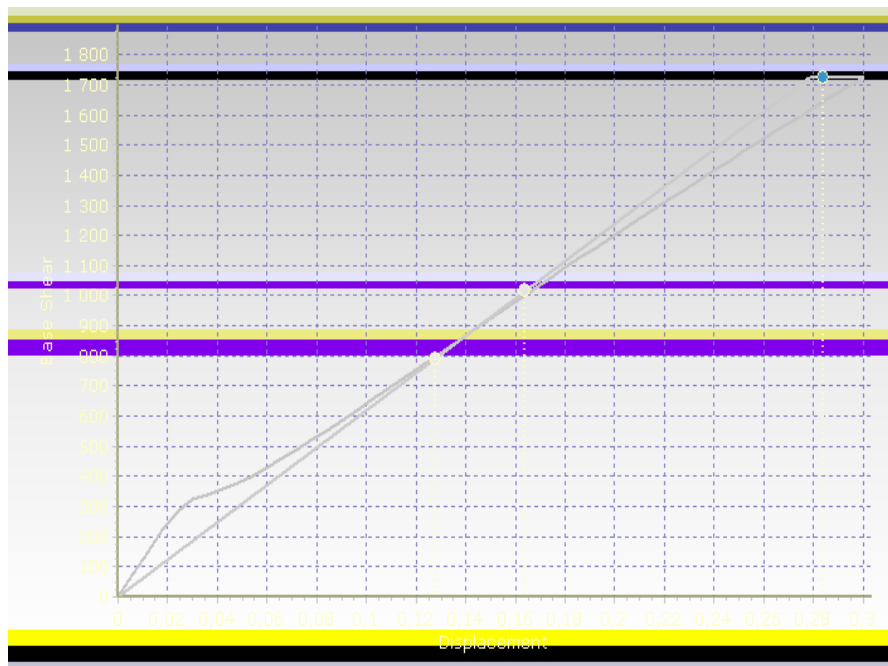


Figure V.15 : Courbe de capacité-SeismoStruct (R+8). [11]

V.6. Interprétation des résultats :

Les 3 courbes donnant des droites de capacités pour les différents types des sections des poteaux et encore le nombre des étages, ces trois courbes montrent des dispositifs semblables. Elles sont au commencement linéaires et la réponse est élastique jusqu'à ce que un déplacement est atteint 7 cm pour la structure en 5 étages, 12.5 cm pour la structure en 8 étages et 12.8 cm pour la structure de 13 étages. Ces courbes seront non linéaires et la réponse est élasto-plastiques telles que le déplacement atteint 9cm, 15.9 cm et 16.4 cm pour les structures 5, 9 et 13 étages successivement. Il y a un accroissement de l'effort tranchant à la base indiquant un raidissement de la structure, ensuite l'effort tranchant à la base chute brusquement à cause de la formation de rotules plastiques dans la structure. Quand les bâtiments sont poussés bien dans la gamme non élastique, les courbes deviennent linéaires encore mais avec une plus petite pente. Les trois courbes ont pu être rapprochées par un rapport bilinéaire. Au déplacement de cible de 19.9 cm, 27.8 cm et 26.4 cm. l'effort tranchant à la base entière était 1448.03kN, 1725.47kN et 2251.26kN pour les étages 5, 9 et 13 étages.

Conclusion

Nous avons présenté dans cette étude, la méthode d'analyse pushover statique non linéaire dans le but de la conception et de l'évaluation de la performance des structures en béton armé régulières et irrégulières verticales sous l'action de tremblement de terre, et ce pour l'étude de la performance de ces structures et la connaissance de l'ampleur des dégâts qu'elles subissent.

Les résultats obtenus dans cette étude nous permettent de tirer les conclusions suivantes :

L'analyse pushover est une méthode relativement simple pour l'étude du comportement non linéaire des constructions.

L'analyse pushover nous permet de prévoir les emplacements de faiblesse et les modes d'échouement probables que rencontreront les structures dans le cas de leur exposition à un tremblement de terre et ce à travers le contrôle de la distribution des rotules plastiques tout le long de l'élévation des structures.

Les résultats obtenus en termes de capacité, demande et les rotules plastiques donnent une bonne estimation du comportement réel des structures dont le comportement est régi par leur mode fondamental.

La courbe pushover présente une bonne description de la relation entre le déplacement du sommet et l'effort tranchant à la base de constructions à plusieurs étages. Les courbes pushover basées sur les modes de chargement latéral différents, sont proches les unes des autres dans le domaine élastique linéaire des déformations et différentes dans le domaine non élastique des déformations.

La détermination du point de performance ou le déplacement cible est nécessaire pour l'évaluation de la performance des structures sous un séisme déterminé, les différentes méthodes pushover utilisées donnent des résultats différents entre elles pour le déplacement cible, mais proches dans la majorité.

Alors que les procédures pushover aident à la clarification des modalités le travail effectif des constructions à partir de la détermination des modes d'effondrement et la possibilité de l'effondrement total.

En conclusion, les résultats de cette étude, nous encouragent dans l'introduction des concepts de la méthode pushover dans les futurs règlements algériens, tout en gardant un certain degré de simplicité dans l'application.

Recommandations

Le développement de la méthode pushover étant toujours en cours et ce pour l'amélioration de l'exactitude de cette analyse dans la prévision du comportement réel des structures, il serait intéressant d'élargir cette étude pour comprendre les points suivants :

- Etude de modèles tridimensionnels.
- Intégration des effets de torsions pour les constructions irrégulières dans le niveau horizontal.
- Intégration des effets de modes supérieurs dans les constructions à plusieurs étages.

REFERENCES

- [1] : Analyse dynamique de la réponse d'une structure.
- [2] : chapitre 3 conception parasismique des bâtiments.
- [3] : Eurocode 8 (2004): Calcul des structures pour leur résistance aux séismes.
- [4] : A.GHOBARAH : Performance based design in earthquake engineering state of développement. Engineering structures. 23(2001).
- [5] : N.DJEBBAR : Contribution à l'étude de la performance parasismique des éléments linéaires en béton armé. Thèse de doctorat d'état, 2006, Université Mentouri, Constantine. Algeria.
- [6] : Application de la méthode d'analyse statique non-linéaire sur un bâtiment R+3.
- [7] : Eurocode 8 (2004): Calcul des structures pour leur résistance aux séismes.
- [8] : Etablissement de la courbe de fragilité par la méthode pushover. HAMOU KADARAMDANE KHEIREDDINE.
- [9]: Logiciel Seismo Struct [v.5.0.5 build 10],2016.
- [10] : 'SARA MARTINI' design verification of a force-and displacement-based designed torsionally-unbalanced wall building''European school for advanced studies in reduction of seismic Risk, ROSE SCHOOL, Novembre, 2007.
- [11] : Logiciel SeismoStruct [v.5.0.5 build 10],2016.
- [12] : SeismoStruct-user manuel, 2016.
- [13] : mémoire analyse pushover des portiques en B.A, étude comparative.
- [14] : Règles parasismiques algérienne RPA99/version 2009.

RESUME

Plusieurs structures existantes construites selon des codes plus anciens ne possèdent pas la résistance parasismique, et pourraient sérieusement compromettre la sécurité des individus en cas de séismes. Ces structures étaient à l'origine rarement édifiées de façon à résister aux secousses sismiques, c'est pour cela qu'on les a étudié dans le domaine non linéaire par l'utilisation de la méthode d'analyse inélastique Pushover, en vue de déterminer la capacité portante des structures et savoir si elles seront en mesure de résister à des séismes majeurs.

Cette étude appréhende entre autre les procédures d'analyse Pushover qui permet d'évaluer les capacités de l'effort tranchant à la base et la déformation structurelle. Ces dernières ont été effectuées en exploitant le logiciel SeismoStruct 2016 et le Eurocode 8, dans le but de déterminer les charges latérales. A cet effet, les analyses Pushover ont été simulées sur des portiques en béton armé couvrant un large éventail de périodes fondamentales. Notre expérimentation numérique a démontré que le type de portique (béton armé) influe sur l'effort tranchant inélastique à la base de la structure selon l'analyse Pushover.

Mots clés

Analyse Pushover, Capacité portante, Déplacement cible, Effort tranchant à la base, Courbe de capacité

ABSTRACT

Several existing structures built to older codes do not have earthquake-resistant, and could seriously compromise the safety of individuals in case of earthquakes. These structures were originally built rarely to withstand earthquakes that are why they are studied in the nonlinear domain with the use of inelastic Pushover analysis method, to determine the bearing capacity of structures and distinguish whether they will be able to withstand major earthquakes.

This study captures among other Pushover analysis procedures for assessing the capacity of the shear at the base and the structural deformation. These were carried out by exploiting the software Seismostruct 2016 and the Eurocode 8, in order to determine the lateral loads. To this end, the pushover analysis was simulated on reinforced concrete covering a broad range of fundamental periods. Our numerical experiments showed that the type of gate (reinforced concrete) affects the inelastic shear at the base of the structure of the pushover analysis.

Keywords

Pushover analysis, bearing capacity, target displacement, Base shear, Capacity curve

ملخص

العديد من الهياكل القائمة مبنية وفقا للقوانين القديمة لم تكن مقاومة الزلازل، ويمكن أن يضر على نحو خطير سلامة الأفراد في حالة الزلازل. أصلاً، نادراً ما تم بناء هذه الهياكل لمقاومة الزلازل، وهذا السبب في أننا درسنا لهم في الميدان غير الخطية باستخدام أسلوب التحليل غير مرن المهمة اليسيرة، لتحديد اللياقة البدنية الهياكل الحاملة، وما إذا كانت ستكون قادرة على مقاومة الزلازل الكبرى. يلتقط هذه الدراسة بين آخر إجراءات تحليل المهمة اليسيرة التي تقيم في طبيعة الجهد في قدرة تشوه الأساسية والهيكلية. وهذه قد بذلت باستخدام برنامج سايموستراكت 2016. واوروكود 8 من أجل تحديد الأحمال الجانبية لهذا الغرض، وقد تم تحليل المهمة اليسيرة محاكاة على جسور دراجة في الخرسانة المسلحة التي تغطي مجموعة واسعة من الفترات الأساسية. وقد أظهرت لدينا التجريب الرقمي أن يؤثر نوع من الرواق (الخرسانة المسلحة) على قوة القص غير مرن في قاعدة الهيكل على أساس تحليل المهمة اليسيرة.

الكلمات الرئيسية

تحليل بالدفع المتتالي، قدرة التحمل، الحركة المستهدفة، الجهد الحاد في القاعدة، منحني القدرة