

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou

Faculté de génie de la construction

Département du génie civil



Mémoire de master

Spécialité : génie civil

Option : structure et matériaux

Présenté par :

Melle Ait l'hadj Lamia

Thème :

**Analyse non linéaire d'un immeuble surmonté
d'un réservoir d'eau potable, par la méthode
Pushover**

Proposé et dirigé par :

Mme BOUZELHA Karima

Promotion : 2012/2013

Remerciements

Mes remerciements iront d'abord à mon directeur de recherche, Madame Hammoum Karima née Bouzelha, maitre de conférences au département du Génie Civil de l'université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou, qui a accepté de diriger ce travail ; ses orientations, ses remarques et son soutien constant m'ont permis de mener à bien ce travail, Qu'il trouve ici le témoignage de ma profonde reconnaissance.

Mes remerciements s'adressent aussi à Mr Hammoum Houcine chef de département de génie civil maitre de conférences au département du Génie Civil de l'université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou, , pour son soutien, ses conseils et ses précieuses orientations tout au long de ce travail.

Je tiens également à adresser mes remerciements aux membres du jury, pour avoir accepté de juger ce mémoire et participer aux jurys.

Je tiens à remercier tous ceux qui ont contribué de loin ou de près pour que ce travail puisse être sous sa forme actuelle, ZAIR Brahim, OULD BELKACEM Karima et SLIMANI Drifa.

Merci à ma famille, mes parent, à mes frères et sœurs pour m'avoir soutenue, donné de bons conseils et pour être toujours là dans les moments difficiles et heureux.

Enfin, à tous mes amis (es), pour leur soutien et leurs encouragements.

Dédicaces

Je dédie ce travail à

*Mes chers parents, ma mère que j'aime beaucoup, et mon père que j'adore,
que Dieu vous garde pour nous.*

Mes frères et sœurs.

*Mes adorables neveux et nièce Houcine, Walid et Meriame, que dieu les
protège*

Mes chers amis : Brahim, Drifa, Djamila et Karima.

Tables des matières

Liste des figures	
Liste des tableaux	
Introduction générale.....	1

Chapitre 1 : Synthèse bibliographique

Introduction	4
1.1. Définitions.....	4
1.1.1. Vulnérabilité.....	4
1.1.2. Vulnérabilité sismique.....	4
1.2. Approche probabiliste par expertise.....	5
1.2.1. Méthode de l'ATC13	5
1.2.2. Méthode HAZUS	5
1.2.3. Méthode RADIUS.....	5
1.2.4. Méthode GNDT.....	6
1.2.5. Méthode RISK-UE.....	7
1.2.6. Méthode EMS98	7
1.2.7. Quelques exemples d'études par l'approche probabiliste par expertise	8
1.3. Approche déterministe	9
1.3.1. Méthode dynamique temporelle non linéaire.....	9
1.3.2. Méthode d'analyse statique non linéaire	10
1.3.3. Quelques exemples d'études par l'approche déterministe	14
Conclusion	20

Chapitre 2 : Exposé de la méthode Pushover

Introduction	21
2.1. Description de la méthode Pushover.....	21
2.2. But de l'analyse Pushover	22
2.3. Formulation de l'analyse Pushover	23
2.3.1. Le déplacement cible	24
2.3.2. Forme de la force latérale.....	24
2.3.2.1. Méthodologie	25
2.4. Paramètres de l'analyse Pushover	25
2.4.1. Courbe de capacité	26
2.4.1.1. Critères d'acceptation et points de performance de la rotule plastique.....	27
2.4.1.2. Transformation de la courbe de capacité.....	28
2.4.2. Spectre de demande.....	29
2.4.2.1. Transformation du spectre de demande.....	29
2.3.4. Point de fonctionnement (ou point de performance).....	30
2.3.4.1. Procédure d'évaluation du point de performance	30

2.3.4.1.1. Description de la procédure A.....	31
2.3.4.1.2. Description de la procédure B.....	35
2.3.4.1.3. Description de la procédure C.....	38
Conclusion.....	40

Chapitre 3 : Application de la méthode Pushover sur un immeuble-réservoir

Introduction	41
3.1. Localisation et situation du projet	41
3.1.1. Présentation du projet.....	42
3.1.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....	43
3.1.2.1. Les éléments de l'ouvrage	43
3.2. Définition du logiciel	47
3.2.1. Caractéristiques principales du logiciel.....	47
3.3. Modélisation de la structure	48
3.3.1. Modélisation et analyse élastique linéaire de la structure	48
3.3.2. Vérification de la structure.....	54
3.3.3. Définition du comportement non linéaire de la structure.....	55
3.3.3.1. Définition du chargement pushover.	57
Conclusion.....	60

Chapitre 4 : Présentation et interprétation des résultats

Introduction	61
4.1. Résultats de l'analyse Pushover	61
4.2. Evaluation du point de performance	62
4.3. Analyse des résultats	65
4.3.1. Evaluation des domaines de dommage	65
4.3.1.1. Domaines de dommage	67
4.3.1.2. Estimation et attribution des degrés de dommage	68
4.3.2. Déplacements inter-étage	70
4.3.3. Demande en ductilité.....	70
4.4. Mécanisme de ruine et états de dégradation de la structure.....	71
4.5. Présentation des résultats de (Hamitouche, 2012)	76
4.6. Comparaison des résultats de avec ceux de l'analyse non linéaire	76
Conclusion	77

Conclusion générale	78
----------------------------------	-----------

Références bibliographiques	79
--	-----------

Annexes	83
----------------------	-----------

Liste des figures

Figure 1.1. Principe d'égalité des déplacements maximaux	11
Figure 1.2. Transformation du système à plusieurs DDL en un système à un seul DDL	11
Figure 1.3 : Représentation bilinéaire	12
Figure 1.4 : Détermination du déplacement du système équivalent dans le domaine de moyennes et longues périodes	12
Figure 1.5: Détermination du déplacement du système équivalent dans le domaine des périodes courtes	13
Figure 1.6 : Détermination du déplacement global	13
Figure 1.7 : Détermination du point de performance	14
Figure 1.8: Résultat de l'étude de Hamou et al/	18
Figure 1.9 : Position optimale des voiles	19
Figure 2.1. : Description de l'analyse Pushover (Chopra et al., 2002).....	21
Figure 2.2. : Hypothèse du système équivalent.....	23
Figure 2.3. : Courbe de capacité.....	26
Figure 2.4. : Représentation de la courbe de capacité selon l'ATC40.....	26
Figure 2.5 : Représentation de la courbe de capacité selon FEMA273.....	27
Figure 2.6 : Transformation de la courbe de capacité.....	28
Figure 2.7. Spectre de demande	39
Figure 2.8. Transformation du spectre de demande	30
Figure 2.9. Détermination du point de performance	30
Figure 2.10. Critère d'égalité des déplacements maximaux	31
Figure 2.11. Représentation bilinéaire du spectre de capacité	31
Figure 2.12. Types de comportement de structure	32
Figure 2.13 : Détermination du point de performance	33
Figure 2.14 : Représentation du spectre de capacité et du spectre de réponse	35
Figure 2.15 : Détermination du point a*-d	36

Figure 2.16 : Détermination du point (ay-dy).....	36
Figure 2.17 : Représentation d'une famille de spectres réduits.....	37
Figure 2.18 : Evaluation du point de performance par la méthode B	37
Figure 2.19 : Représentation bilinéaire du spectre de capacité	38
Figure 2.20 : Illustration de l'étape 7 de la procédure C	39
Figure 2.21. : Illustration de l'étape 8 de la procédure C	39
Figure 3.1 : Vue satellitaire de la situation du projet	41
Figure 3.2. : Vue générale du projet.....	42
Figure 3.3. : Coupe verticale du plancher terrasse	43
Figure 3.4. : Plan des deux façades (sud-ouest, sud-est)	45
Figure 3.5. : Introduction des caractéristiques des matériaux (acier-béton).....	48
Figure 3.6. : Représentation de poteaux et poutres par des éléments « Frame »	49
Figure 3.7. : Représentation des voiles par des éléments « Shell »	49
Figure 3.8. : Représentation des dalles par des éléments « Deck »	49
Figure 3.9 : Détermination des paramètres de l'analyse dynamique	50
Figure 3.10. : Introduction des données de la structure pour déterminer le spectre de réponse	51
Figure 3.11. : Définition de la masse sismique	51
Figure 3.12. : Combinaisons d'actions	52
Figure 3.14 : Liaison des planchers (Diaphragmes)	52
Figure 3.15. : Encastrement des poteaux	52
Figure 3.16. : Aperçu de la structure après modélisation	53
Figure 3.17 : Vérification du RPA 99/2003 (masses modales).....	54
Figure 3.18. : Définition des rotules	55

Figure 3.19. : Définition des rotules	56
Figure 3.20 : Attribution des rotules	57
Figure 3.21. : Modélisation des voiles par des poteaux équivalents	58
Figure 3.22. : Définition du chargement de l'analyse Pushover sous charges gravitaires	59
Figure 4.1. : Courbe de capacité donnée par le Pushover (V-Sd).....	61
Figure 4.2. : Spectre de capacité donnée par le Pushover (Sa-Sd).....	62
Figure 4.3. : Spectre de capacité (extrait des résultats du Pushover)	62
Figure 4.4. : Représentation bilinéaire du spectre de capacité	63
Figure 4.5. : Représentation de la courbe amortissement effectif déplacement spectrale).....	63
Figure 4.6. : Représentation d'une famille de spectres réduits	64
Figure 4.7 : Détermination des points ($\eta_{eff}-S_{dpi}$)	64
Figure 4.8. : Détermination du point de performance	65
Figure 4.9. : Représentation graphiques des spectres de demande sismiques en format ($\eta_{eff}-S_d$).....	66
Figure 4.10. : Détermination des points de performance	66
Figure 4.11. : Domaines des dommages	69
Figure 4.12. : Variation des domaines de dommages en fonction de l'accélération sismique	69
Figure 4.13. : Déplacements inter-étages	70
Figure 4.14. : Distribution des rotules plastiques dans les différents éléments	71
Figure 4.15. : Distribution des rotules dans les éléments du noyau centrale	72
Figure 4.16. : Apparition des rotules de type (B-IO) et (CP-LS) et (E).....	73
Figure 4.17. : Apparition des rotules de type (B-IO) au niveau du RDC).....	73
Figure 4.18. : Apparition des rotules de type (B-IO) et (CP-LS) dans le noyau central.....	74
Figure 4.19. : Situation du point de performance	75

Figure 4.20. : Apparition des fissures au niveau du noyau central (RDC).....76

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1.	Tableau de vulnérabilité et pondération de chacun des paramètres, ajustés à partir des endommagements observés	6
Tableau 1.2.	Echelle macrosismique européenne EMS98.....	7
Tableau 1.3.	Classification des structures en fonction de la vulnérabilité « I_v ».....	8
Tableau 2.1.	Valeurs minimales de S_{RA} et S_{RV}	33
Tableau 4.1.	Spectres de demande sismique au format $(\bar{I}_{eff}-S_d)$	65
Tableau 4.2.	Variation du point de performance en fonction de l'accélération sismique.....	65
Tableau 4.3.	Calcul des domaines de dommages	67
Tableau 4.4.	Dommages probables sur la structure	68

Dans le cadre de ce travail, faisant l'objet d'un mémoire de master recherche, nous nous intéressons à l'étude d'un immeuble à usage d'habitation surmonté d'un réservoir de capacité 1000 m^3 implanté dans la commune de Dar El Beida à Alger. Commencé en octobre 1960, les travaux étaient pratiquement terminés en janvier 1962, mais les incidents de conjoncture algérienne sur la poursuite du chantier après l'indépendance retardèrent l'achèvement total de la construction. L'immeuble en question appartiendra d'abord à Air Algérie où ses pilotes de lignes résideront, puis sera géré par l'APC de Dar El Beida. Actuellement, il appartient aux services de la SEAL de la même commune. On pouvait lire dans un article publié dans une revue spécialisée de génie civil « **technique des travaux** » dans son numéro de janvier 1963 ce qui suit (annexe 3)

« Immeuble à appartements surmonté d'un réservoir de 1000 m^3 à Alger »

[...], On vient de terminer la construction à Alger d'un curieux immeuble, en forme de tour carrée de 17 m de côté, à 7 étages, surmonté d'un réservoir de 1000 m^3 , dont la « **Technique des travaux** » donne la description dans son numéro de septembre-octobre 1962 (p.295).

Cette construction est constituée par une tour centrale cylindrique de 6m de diamètre, supportant le réservoir et autour de laquelle sont disposés en étoile 8 voiles de béton formant l'ossature. Le contreventement est assuré par les planchers. L'ensemble est fondé sur 62 pieux Franki de 13 m de fiche par l'intermédiaire de semelles et poutres de grande rigidité.

Chaque étage comporte 4 appartements de 3 pièces, sauf le premier qui comprend 8 studios.

la tour centrale abrite l'escalier, l'ascenseur, les paliers d'accès aux appartements, ainsi que les gaines dans lesquelles passent les canalisations du réservoir.

Le réservoir est constitué d'une cuvette en forme de paraboloïde de révolution raccordé à une calotte sphérique. Les façades de comporte pas de briques, du moins extérieurement, mais utilisent largement le verre, le plastique et l'aluminium.

Le rez-de-chaussée est libre et peut être utilisé partiellement comme abri à voitures. Le bétonnage du réservoir a été effectué, pour la première fois en Algérie, avec un béton sec projeté sur le ferrailage et le seul coffrage extérieur.

Commencé en octobre 1960, les travaux étaient pratiquement terminés en janvier 1962, mais les incidents de conjoncture algérienne sur la poursuite du chantier retardèrent l'achèvement total.

Ce bâtiment qui à ce jour demeure une prouesse de génie civil est composé qui associe à la fois d'une structure à usage d'habitation et d'un ouvrage d'art hydraulique par sa cuve au dernier niveau qui fait de lui un ouvrage extrêmement complexe ; complexe dans sa conception et calcul et complexe par son comportement sous l'effet du séisme. Si bien que depuis sa mise en service en 1962, cet ouvrage a subi plusieurs séismes sans qu'il ne soit ébranlé, tels que : El Asnam 1980, Bordj Ménaiel 1982, Oued djer 1988, Tipaza 1989. Cependant, le séisme de Boumerdès du 21 mai 2003 sera fatal pour cet ouvrage d'art.

La structure a été déclassée après une étude faite par le CTC centre agence ouest, car le noyau central a subi des dommages importants. Les voiles, les poteaux et les poutres n'ont pas été touchés. Le réservoir reste constamment vide, et en 2004 un réservoir surélevé a été construit juste à côté pour reprendre la fonction du réservoir de notre structure.

Un premier travail de recherche a été entrepris par (Hamitouche, 2012), qui a mené une analyse linéaire sur cet ouvrage, en le modélisant par la méthode des éléments finis et en utilisant le code de calcul Robot. Ainsi, il a pu mettre en évidence les causes des dommages enregistrés sur le noyau central du réservoir surélevé, occasionné par le séisme de 2003 de Boumerdès. Un des résultats mis en évidence, dans cette étude, est que la cartographie des fissures obtenue par simulation numérique (cas de réservoir plein), cale très bien avec les fissures rencontrées sur le terrain, ce qui démontre que le réservoir était bien rempli au moment du séisme de 2003. Aussi, dans son étude, (hamitouche, 2012) propose un programme de réhabilitation.

A l'issue de ce premier travail, des zones d'ombre persistent. Nous sommes en droit de se poser les questions suivantes :

- quel est le point de performance de cet ouvrage ;
- dans quelle zone (élastique ou plastique) l'ouvrage travail t-il ;
- quel est le taux d'endommagement ;
- quel est le taux de pénétration dans la ductilité pour une intensité sismique donnée.

Toutes ces questions ne peuvent trouver de réponse qu'après une analyse non linéaire ; c'est ce que nous tacherons de faire à travers les six chapitres qui suivent.

Au premier chapitre, nous présenterons différentes méthodes pour l'estimation de la vulnérabilité et des cas pratiques ayant traités de la question.

Au chapitre 2, nous exposerons la méthode d'analyse non linéaire « pushover », à savoir son procédé et la formulation de la méthodologie.

Le chapitre 3 sera consacré à la modélisation de la structure suscitée par éléments finis, en utilisant le logiciel de calcul « ETABS ». Ainsi, nous présenterons les grandes lignes de la modélisation, les différents paramètres à introduire dans le logiciel ainsi et la procédure de calcul.

Au quatrième et dernier chapitre, nous présenterons les résultats de calcul obtenus par la modélisation non linéaire ainsi que leurs interprétations.

Enfin notre travail s'achèvera par une conclusion générale répondant aux questions posées au début de ce travail, en souhaitant qu'elle puisse apporter un plus pour large domaine d'expertise.

Chapitre 1

Synthèse bibliographique

Introduction

L'Algérie a connu plusieurs séisme dévastateurs qui ont provoqués d'énormes dégâts tant sur le plan matériels que sur le plan humains. Nous citons, à titre d'exemple, le séisme 1980 d'El Asnam et le séisme 2003 de Boumerdès. Depuis, le génie parasismique est en plein essore et l'évolution de la réglementation et les méthodes de calcule sismique ont inclus de nouvelles notions ; tels que l'importance de l'étude de la vulnérabilité sismique des structures. C'est alors, que nous consacrons ce premier chapitre à la définition de la vulnérabilité en générale et la vulnérabilité sismique en particulier. Nous présenterons également une synthèse des méthodes traitant de la question avec des exemples pratiques.

1.1. Définitions

1.1.1. Vulnérabilité

La vulnérabilité d'un élément est définie comme étant le degré de perte qu'il subit lors d'une catastrophe naturelle. Sa nature et son estimation varient selon que cet élément représente une population, des structures sociales, des structures physiques ou des actifs économiques.

1.1.2. Vulnérabilité sismique

La définition de la vulnérabilité sismique d'une structure diffère d'un auteur à un autre. En effet, **Ambraseys** (Belhouane, 2006), définit la vulnérabilité sismique comme étant le degré d'endommagement qu'infligerait un séisme de paramètre X (magnitude, intensité, amplitude...etc.) à une construction donnée. Autrement dit, c'est la mesure du taux d'endommagement relatif à chaque élément structural exprimé dans une échelle allant de zéro (pas d'endommagement) à l'unité (ruine de l'élément).

Selon **Sandi** (Belhouane, 2006), la distinction est nécessaire entre la vulnérabilité observée, V_o , qui est évaluée à partir de l'observation de l'effet du séisme sur une construction, et la vulnérabilité prédite, V_p , qui est estimée à partir de la prédiction de l'effet qu'induirait un séisme future sur le bâtiment. Cette définition est basée sur l'analyse du comportement de la structure en tenant compte de ses caractéristiques.

D'après **Madelaigue, Nocevski, Petroveski et Millutinovic**, pour exprimer la vulnérabilité sismique d'une structure, on doit tenir compte de ses caractéristiques intrinsèques (capacité, déformation, caractéristiques des matériaux....etc.), d'un ou plusieurs paramètres relatifs au séisme (intensité, magnitude....etc.) et faire appel à une échelle d'endommagement (Belheouane, 2006).

Enfin, la vulnérabilité sismique peut être définie comme étant le taux d'endommagement que puisse subir une structure lors d'un séisme. Pour maîtriser cette vulnérabilité, plusieurs approches ont été développées et que l'on peut regrouper en deux grandes familles ; telles que l'approche **probabiliste par expertise** et l'approche **déterministe**.

1.2. Approche probabiliste par expertise

L'approche probabiliste est l'une des premières méthodes développées pour l'estimation des dommages. Elle est fondée sur des méthodes statistiques (empiriques), et exige une prise en compte d'un échantillon élevée de structure et qui n'est validée que pour la région étudiée. De nombreuses méthodes se sont émergées, que l'on peut énumérer ci après.

1.2.1. Méthode de l'ATC13

Le rapport ATC13 a été établi aux états unis par « applied technology council » ; les matrices de probabilités « DPM », dues aux tremblements de terre, sont développées pour 78 classes différentes ; dont 40 se rapportent aux bâtiments, en se basant sur la connaissance et l'expérience personnelle de 58 experts (ingénieurs, constructeurs....etc.). Les experts ont complétés un questionnaire formel pour estimer le pourcentage prévu des dommages à un type structurel spécifique soumis à une intensité sismique donnée. (Belheouane, 2006)

1.2.2. Méthode d'HAZUS

Le logiciel interactif HAZUS, fondé par l'agence fédérale de la gestion du risque (FEMA) pour l'évaluation des risques, est lancé en 1997 puis mis à jour en 1999. Celui-ci introduit une nouvelle méthodologie basée sur des déplacements spectraux et accélérations spectrales comme mesures d'entrée. Trente six (36) types de modèles de bâtiments sont considérés et quatre niveaux sismiques ; (Niveau haut, Niveau modéré, Niveau bas et Niveau pré-code). Ce logiciel s'est toujours fondé sur l'opinion des experts pour l'estimation des dommages : même principe que l'ATC13 (Belheouane, 2006).

1.2.3. Méthode RADIUS

GHI (Geo-Hazards International), INCEDE (International Center for Disaster-Mitigation Engenering) et le BRGM (Bureau de Recherche Géologique et Minière), sont les trois institues internationaux, qui ont travaillé pour l'élaboration d'un outil d'évaluation du risque sismique sur les villes sous le nom de RADIUS ; afin de renforcer mondialement les risques sismiques frappant les zones urbaine (Belheouane, 2006).

1.2.4. Méthode GNDT

Proposée par (Benedetti et al. 1984), puis développée par le Groupe National de Défense contre les Tremblements de terre (GNDT, 1986), pour l'évaluation des indices de vulnérabilité. Cette méthode a été établie en distinguant les bâtiments en maçonnerie des bâtiments en béton armé. L'indice de vulnérabilité des bâtiments en maçonnerie se calcule, en combinant des informations descriptives (typologiques et qualitatives) et des informations quantitatives pour paramètres, donnés dans le tableau 1.1. Pour chaque paramètre, on définit la classe de vulnérabilité l_{vi} compris entre A et D. la moins vulnérable est la classe A, elle traduit la conformité de ce paramètre vis-à-vis de l'intégrité de la structure. La plus vulnérable est la classe D. Elle traduit la situation la plus défavorable, tandis que les classes B et C représentent des situations intermédiaires. (Hammoum, 2012).

Tableau 1.1 : Classes de vulnérabilité et pondération de chacun des paramètres, ajustés à partir des endommagements observés

N°	Paramètres	A	B	C	D	Wi
1	Type et organisation du système porteurs	0	5	20	45	1
2	Qualité du système porteur	0	5	25	45	0.25
3	Resistance conventionnelle	0	5	25	45	1.5
4	Implantation et fondation	0	5	25	45	0.75
5	Planchers et toiture (diaphragmes)	0	5	15	45	Variable
6	Configuration en plan	0	5	25	45	0.5
7	Configuration en élévation	0	5	25	45	Variable
8	Maçonnerie	0	5	25	45	0.25
9	Toiture	0	15	25	45	Variable
10	Éléments non structuraux	0	0	25	45	0.25
11	Etat de conservation ou maintenance	0	5	25	45	1

Pour les paramètres 5,7 et 9, la pondération W_i varie entre 0.5 et 1, suivant la classe de vulnérabilité.

1.2.5. Méthode RISK-UE

Le projet consistait à traiter la vulnérabilité de sept grandes villes européennes : Barcelone (Espagne), Bitola (Macédoine), Bucarest (Roumanie), Catane (Italie), Nice (France), Sofia (Bulgarie) et Thessaloniki (Grèce), de telle façon à émerger une classification commune des bâtiments plus détaillée que celle de l'EMS98 (European Macrosismic Scale). (Belheouane, 2006).

1.2.6. Méthode EMS (European Macrosismic Scale)

La définition de l'échelle d'intensité macrosismique Européenne EMS98, permet d'estimer les dommages observés sur différents types de structures. Cette méthode utilise l'intensité comme donnée d'entrée du séisme. Elle est définie à l'origine pour caractériser les régions autour des épicentres des séismes en fonction des effets sur les constructions, les objets et les personnes. (Tableau 1.2)

	Degré 01 (DG1) : Dégâts négligeables à légers (aucun dégât structurel, légers dégâts non structurels) - Fissures fines dans le plâtre sur les parties de l'ossature ou sur les murs à la base. - Fissures fines dans les cloisons et les remplissages.
	Degré 02 (DG2) : Dégâts modérés (dégâts structurels légers, dégâts non structurels modérés) - Fissures dans les structures de types portiques (poteaux et poutres) et dans les structures avec murs. - Fissures dans les cloisons et les murs de remplissage ; - Chute des revêtements friables et du plâtre. Chute du mortier aux jonctions entre les panneaux des murs.
	Degré 03 (DG3) : Dégâts sensibles à importants (dommages structurels modérés, dommages non structurels importants) - Fissures dans les poteaux et dans les nœuds à la base de l'ossature et aux extrémités des linteaux des murs avec des ouvertures. - Ecaillage du revêtement de béton, flambement des barres d'armature longitudinale. - Fissures importantes dans les cloisons et les murs de remplissage.
	Degré 04 (DG4) : Dégâts très importants (Dégâts structurels importants, dégâts non structurels très importants) - Fissures importantes dans les éléments structurels avec défaillance en compression du béton et rupture des barres à haute adhérence ; Perte de l'adhérence acier béton; basculement des poteaux. - Ecroulement de quelques poteaux ou d'un étage supérieur.
	Degré 05 (DG5) : Destruction (Dégâts structurels très importants) Effondrement total du rez-de-chaussée ou de parties de bâtiments.

Tableau 1.2 : Echelle macrosismique européenne EMS98.

L'inconvénient de cette approche probabiliste est que l'évaluation des dommages est basée sur l'opinion des experts. Par conséquent, en plus des incertitudes de l'évaluation des dommages dues à la variabilité dans l'exécution réelle des constructions, on a celles liées à l'opinion des experts. Par ailleurs, une approche déterministe fondée sur des modèles numériques ou analytiques peut être la plus appropriée pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique.

1.2.7. Quelques exemples d'études par l'approche probabiliste par expertise

✓ **(Belheouane, 2006)** avait quantifié la vulnérabilité sismique des bâtiments en béton armé en développant la méthode de l'indice de vulnérabilité par l'intermédiaire d'un logiciel en langage « Delphi » nommé « VIP » (vulnerability index program). L'indice ainsi calculé a permis de classer les bâtiments en trois classes : **la première** regroupe les structures ayant un **bon comportement**, **la seconde** les structures ayant un **comportement moyen**, finissant par **la troisième** classe pour des structures ayant **une mauvaise tenue au séisme**.

classes	A	B	C
Index de vulnérabilité	3.25-6.25	6.25-10.25	10.25-13.25

Tableau 1.3. : Classification des structures en fonction de la vulnérabilité « Iv »

✓ **(Hammoum, 2012)** avait choisis de faire le diagnostique et l'analyse de risques liés au vieillissement des réservoirs en béton armé. Plusieurs méthodes ont été introduites ; telles que **l'approche par modèle physique** qui reste réservée au diagnostic et à l'analyse de risque approfondie ou à l'étude d'un mécanisme particulier. Vient ensuite, **l'indice par approche experte** qui constitue un outil d'aide à la décision de maintenance à adopter pour l'ouvrage. Enfin, **la méthode de sureté de fonctionnement** permettant d'enrichir le recueil d'expertise existant en modélisant les scénarios de vieillissement.

✓ **(Slimani, 2013)**, en s'inspirant de la méthode GNDT a développé une méthode d'évaluation de la vulnérabilité sismique des réservoirs de stockage d'eau surélevées, permettant de classer ces ouvrages en différentes classes de vulnérabilité ; A (bon comportement), B (comportement moyen) et C (mauvais comportement).

1.3. Approche déterministe

L'avènement du « Performance Based Design » en ingénierie sismique a mené au développement récent de diverses méthodes ; tant pour la conception parasismique de nouveaux bâtiments que pour l'évaluation du risque des bâtiments existants (Djebbar, 2006).

Ces nouvelles méthodes se basent sur l'étude du comportement non linéaire des structures obtenues par modélisation numérique et essais à échelle réduite.

Cependant, les niveaux de performances sont définis par le concept que l'endommagement soit déterminé par déplacement ou accélération spectrale au lieu de l'intensité macrosismique.

Dans ce qui suit, nous citons quelques unes de ces méthodes.

1.3.1. Méthode dynamique temporelle non linéaire

La méthode dynamique temporelle, est fondée, sur l'intégration, sur chaque pas de calcul, du vecteur accélération pour obtenir le vecteur vitesse, et l'intégration de la vitesse qui donne le vecteur déplacement. Pour cela, on choisit une forme de la fonction d'accélération sur l'intervalle de temps ou sur un intervalle plus étendu, l'équation dynamique en variables incrémentales est donnée comme suit

$$M\ddot{X}(t + \Delta t) + C\dot{X}(t + \Delta t) + KX(t + \Delta t) = -M\ddot{X}_g(t + \Delta t) \quad (1.1)$$

Cette méthode permet de reproduire fidèlement le comportement de la structure, et de connaître ses états de performance aux différents instants du séisme.

La sollicitation sismique doit consister en une description temporelle du mouvement du sol, développée pour le site particulier et représentant de préférence des séismes réels. Cependant, l'utilisation de l'analyse temporelle non linéaire, reste limitée car, la réponse dynamique est très sensible aux caractéristiques de modélisation du mouvement de sol. Elle implique la modélisation correcte de la charge cyclique compte tenu des caractéristiques de déformation, des propriétés de détérioration de tous les éléments importants. En outre, elle exige la disponibilité d'un ensemble de documents représentatifs du mouvement du sol qui tiennent en compte des incertitudes et des différences dans la sévérité, la fréquence et les caractéristiques de la période. Toutefois, le temps de calcul, le temps requis pour la préparation d'entrée et de sortie exigent une interprétation volumineuse, rendant l'analyse difficile à envisagée pour l'évaluation de la performance sismique des structures courantes. (Lafi, 2012)

1.3.2. Méthodes d'analyse statique non linéaire

Pour l'analyse statique non linéaire, deux approches sont développées l'une en utilisant la ductilité, dite « N2 » et l'autre l'amortissement **ATC40**.

La méthode dite « N2 » (N représente l'analyse non linéaire et 2 parce qu'elle combine entre deux modèles mathématiques (un DDL et a plusieurs DDL)), est développée par (**Fajfar**, 1999). Cette méthode combine entre l'analyse statique non linéaire « pushover » d'un système à plusieurs degrés de liberté et l'analyse par spectre de réponse d'un système à un seul degré de liberté, dans un nouveau format « d'accélérations-déplacements ».

Cette méthode utilise l'approche en ductilité pour la détermination du point de performance. Elle suit les étapes énumérées ci après :

1. introduction des données (spectre de réponse élastique en format (**S_a-T**)) ;
2. transformation du spectre de réponse au format (**S_a-S_d**), en utilisant la formule (1.2) suivante :

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (1.2)$$

3. détermination du spectre inélastique par les formules (1.2) et (1.3) :

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \quad (1.3)$$

$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de} = \frac{\mu T^2}{R_\mu 4\pi^2} S_a = \mu \frac{T}{4\pi^2} \quad (1.4)$$

Avec :

S_{ae} : accélération spectrale élastique, **S_{de}** : déplacement spectral élastique, **T** : période du système,

μ étant le facteur de ductilité et **R_μ** le facteur de réduction dû à la ductilité.

selon (**Vidic et al.**, 1994), le coefficient **R_μ** est déterminé en fonction du type d'oscillateurs;

- pour les oscillateurs souples ($T \geq T_c$), les systèmes élastiques et inélastiques ont les mêmes déplacements maximaux d'où :

$$R_\mu = \mu$$

Le principe d'égalité des déplacements maximaux de (Newmark et *al.*, 1982) est illustré sur la (figure 1.1).

Figure 1.1 : Principe d'égalité des déplacements maximaux.

- Pour les oscillateurs rigides $T > T_c$, R_μ est donné par la relation (1.5).

$$R_\mu = \frac{T}{T_c(\mu - 1) + 1} \quad (1.5)$$

4- Analyse pushover

- Transformation d'un system à plusieurs degrés de liberté à un système à un seul degré de liberté (figure1.2);

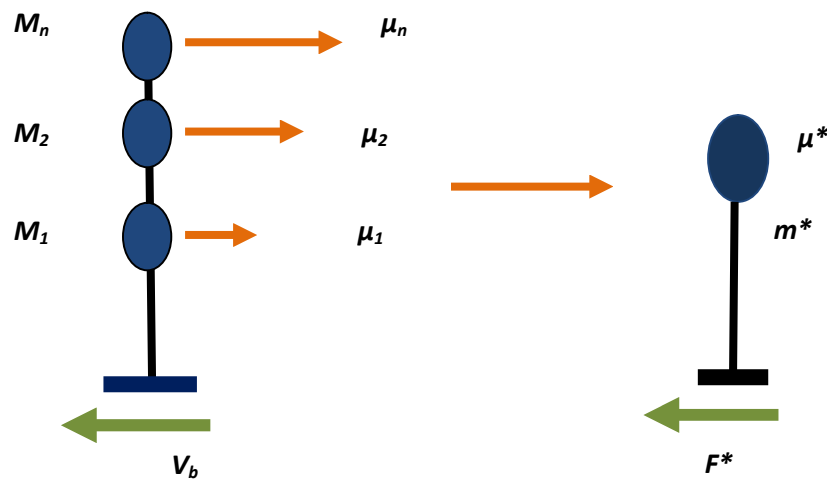


Figure 1.2 : Transformation du système à plusieurs DDL en un système à un seul DDL.

- représentation bilinéaire de la courbe de capacité (figure 1.3) ;

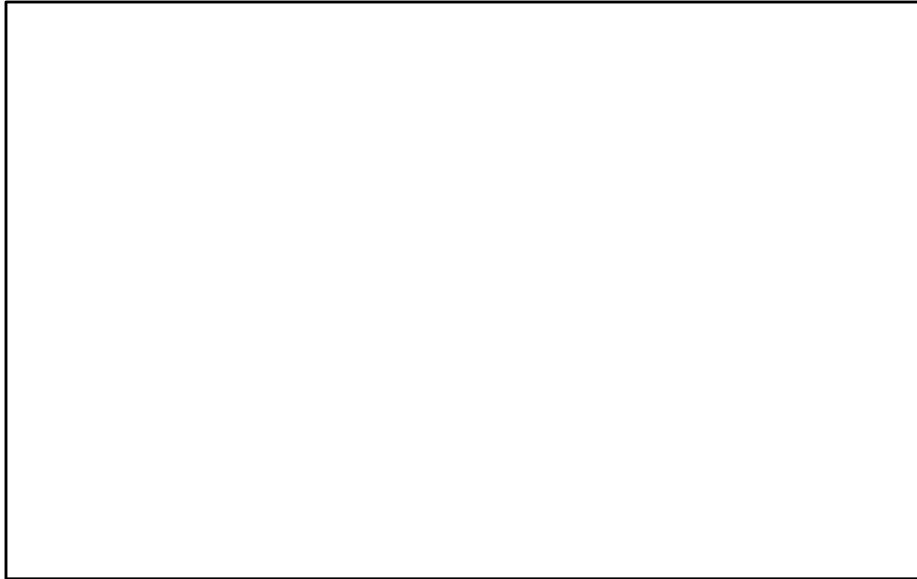


Figure 1.3 : Représentation bilinéaire.

- détermination de la période du système équivalent par l'équation (1.6)

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F^*}} \quad (1.6)$$

- détermination du déplacement du système équivalent par l'équation (1.7)

$$d_{el}^* = S_e(T^*) \left(\frac{T^*}{2\pi} \right)^2 \quad (1.7)$$

Ou: $S_e(T^*)$ représente l'accélération spectrale correspondant à la période T^*

- Si la période élastique est supérieure ou égale à la période caractéristique ($T^* \geq T_c$), alors S_d le déplacement non linéaire sera égale au déplacement élastique S_d (figure 1.4)

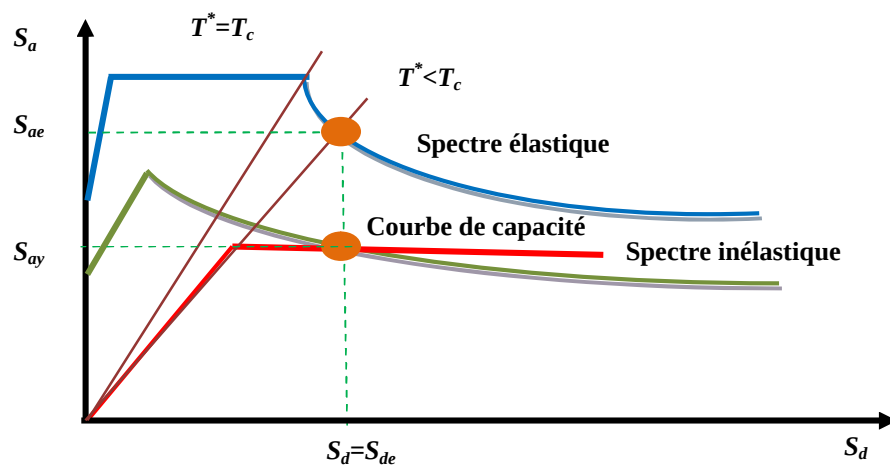


Figure 1.4 : Détermination du déplacement du système équivalent dans le domaine de moyennes et longues périodes.

- Si la période élastique est inférieure à la période caractéristique ($T^* < T_c$) (figure 1.5), le déplacement non linéaire S_d est déterminé en fonction de la ductilité par la relation (1.8) :

$$S_d = \mu d_y^* = \left[1 + \frac{T_c}{T} (R - 1) \right] \frac{S_{de}}{R} \quad (1.8)$$

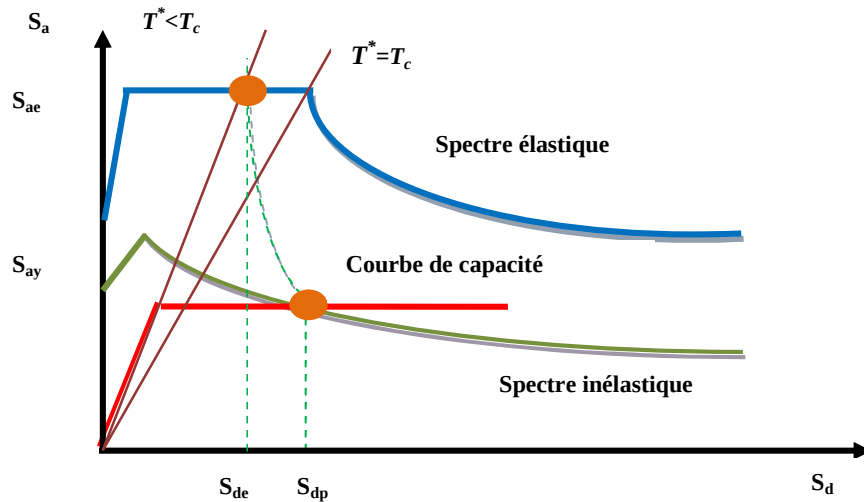


Figure 1.5 : Détermination du déplacement du système équivalent dans le domaine des périodes courtes.

- détermination du déplacement du système global (figure 1.6)

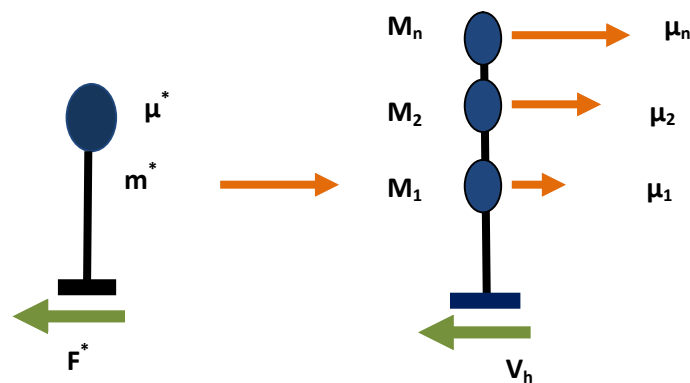


Figure 1.6 : détermination du déplacement globale.

La méthode de capacité spectrale ATC 40 est développée par (Freeman, 1996). Elle est la plus utilisée pour l'estimation de la performance sismique des structures. Elle consiste à superposer dans un graphe de type (S_a - S_d) la courbe représentant la capacité résistante d'une structure issue d'une analyse non linéaire en poussée progressive (courbe de capacité) et celle représentative de la sollicitation apportée par le séisme :

- la **courbe de capacité** est obtenue en appliquant à la structure un chargement incrémental distribué sur la hauteur du bâtiment,
- la **demande sismique** inélastique est obtenue par la réduction du spectre de réponse élastique amorti à 5% par des facteurs qui dépendent de l'amortissement effectif de la structure. En d'autres termes, la méthode est basée sur le principe que si la demande en énergie a dissipé représenté par l'amortissement β_{eff} est supérieur à la demande initiale qui correspond à un amortissement visqueux de β_{eff} . Le comportement inélastique de la structure est approché par l'accélération du coefficient d'amortissement visqueux.

L'intersection de ces deux courbes représente le **point de performance** qui permet d'évaluer le déplacement maximal que la structure subira ainsi son degré de pénétration dans le domaine plastique (figure 1.7)

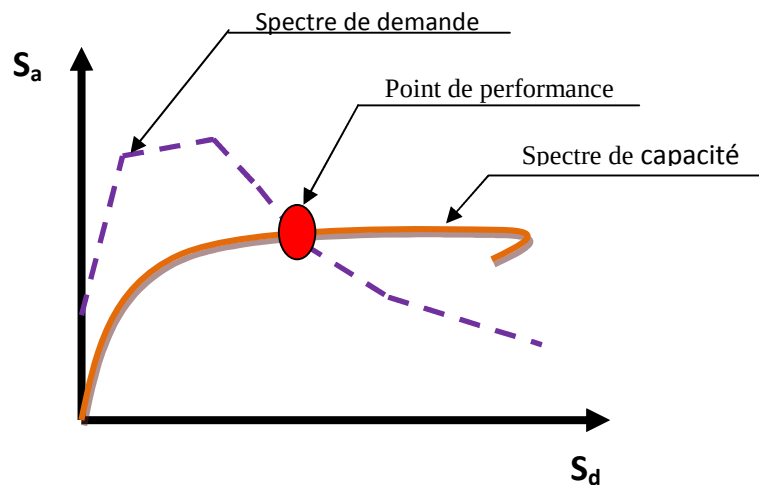


Figure 1.7 : Détermination du point de performance.

1.3.3. Quelques exemples d'études par l'approche déterministe

La plupart des procédures de l'analyse non linéaire simplifiées utilisées pour l'évaluation de la performance sismique utilisent l'analyse Pushover et/ou représentation réelle de la structure équivalente SSDDL.

Toutefois, l'analyse Pushover implique certaines approximations dont la fiabilité et l'exactitude de la procédure doivent être identifiées. À cet effet, les chercheurs ont étudié divers aspects de l'analyse Pushover pour identifier les limites et les faiblesses de la procédure et les procédures proposées pour l'amélioration de l'analyse Pushover, en tenant en compte des effets des modèles de charge latérale, des modes plus élevés et des mécanismes de défaillance, etc. (Lafi, 2012)

- (**Krawinkler et al., 1998**), ont mené une étude détaillée qui présente les avantages, et les inconvénients et l'applicabilité de l'analyse Pushover en considérant divers aspects de la procédure. les informations obtenues par l'analyse Pushover qui ont été identifiées. Les exactitudes des prévisions de Pushover ont été évaluées sur une structure de 4 étages qui ont vu leurs périmètres en acier endommagé en 1994 (séisme de Northridge). La structure a été soumise à neuf enregistrements du mouvement du sol. Les demandes sismiques locales et globales ont été calculées à partir des résultats d'analyse Pushover au déplacement cible associée à des enregistrements individuels. La comparaison des résultats de l'analyse Pushover et l'analyse dynamique non linéaires a démontré que l'analyse Pushover fournit, de bonnes prévisions de demande sismique des structures de faible hauteur ; ayant une distribution uniforme de comportement non élastique sur toute sa hauteur. Il a également été recommandé de mettre en œuvre l'analyse Pushover avec prudence en considérant ses nombreuses limites, puisque la méthode est approximative dans la réalité et elle englobe plusieurs questions non résolues qui doivent être étudiées. (Sermin, 2005)

- (**Mwafy et al., 2001**), ont réalisés une série d'analyses Pushover et des analyses dynamiques d'effondrement progressive pour examiner la validité et l'applicabilité de l'analyse Pushover.

Douze bâtiments (12) en béton armé renforcés avec différents systèmes structurels (quatre structures de 8 étages irréguliers, quatre structures de 12 étages réguliers et quatre structures de 8 étages à double paroi), avec différentes accélérations de conception (0,15 g et 0,30 g) et avec différents niveaux de ductilité de conception (la base, moyenne et haute) ont été utilisés pour l'étude. Puis une analyse dynamique non linéaire utilisant quatre séismes naturels et quatre séismes artificiels été menée sur une série d'enregistrements d'accélération du sol de 0,15 g et 0,30 g, qui ont été effectuées en détail sur les modèles des structures 2D compte tenu des limites prédéfinies d'effondrement local et global. En outre, les analyses Pushover à l'aide de modèles de charge uniforme, triangulaire et multimodal ont été réalisées pour obtenir les courbes de Pushover.

Les résultats ont démontrés que ceux issus du modèle de la charge triangulaire ont été en bonne corrélation avec les résultats d'analyse dynamique. Il a été également noté que l'analyse Pushover est plus appropriée pour une faible hauteur et de courte période sur des structures ou le chargement triangulaire est suffisant pour prédire la réponse de ces structures. (Lafi, 2012)

- (**Moghadam, 2002**) a proposé une procédure visant à quantifier les effets des réponses du mode plus élevé dans des grands bâtiments. Une série d'analyse Pushover est effectuée sur les bâtiments en utilisant des formes de mode élastique comme modèle de chargement. Les réponses sismiques maximales sont estimées en combinant les réponses individuelles des analyses Pushover. La règle de combinaison propose que la réponse pour chaque mode soit multipliée par le facteur de participation Γ pour le mode considéré et la contribution de chaque mode est résumée.

La procédure a été appliquée à une structure en acier de 20 étages pour évaluer le moment résistant et l'exactitude de la procédure. La structure a été soumise à six séismes et la moyenne des déplacements maximum de chaque étage et les rapports de déplacement relatif entre les étages ; de la structure ont été calculés en six analyses. En outre, les analyses Pushover pour les trois premiers modes ont été réalisées sur une structure et les réponses pour chaque mode ont été combinées pour estimer la réponse finale.

La comparaison des déplacements estimés, et les déplacements relatifs entre les étages, avec la moyenne des réponses maximales ; ont résulté de six analyses dynamiques non linéaires qui ont indiqué une bonne corrélation. (Fallah et *al.*, 2012)

-(**Gupta, 1999**), a analysé les réponses réelles enregistrées de huit bâtiments. Les bâtiments sélectionnés étaient de 5, 7, 10, 13, 14, 17, 19 et 20 étages et les structures ayant un moment résistant avec des systèmes de voile pour résister aux efforts de cisaillement instrumentés au moment du tremblement de terre.

Le déplacement enregistré aux multiples étages, force d'inertie et les efforts de cisaillement aux différents instants du temps, ont été évalués. La réponse des bâtiments a été sensiblement affectée par des modes plus élevés, à l'exception des structures de faible hauteur, et ces effets ont été mieux compris par l'analyse de la force d'inertie et les déplacements des étages. Ce qui indique que l'analyse Pushover est insuffisante et non sécuritaire. Par conséquent, Gupta a proposé la procédure modale adaptative de Pushover qui tient compte des effets des modes plus élevés ainsi que les limitations d'analyse Pushover. La méthode proposée à n'importe quelle étape, est identique à l'analyse du spectre de réponse. (Sermin, 2005)

- (**Chopra et al., 2002**), ont développé une procédure d'amélioration de l'analyse Pushover nommée : Analyse Modale de Pushover (AMP), qui est basée sur la théorie de la dynamique des structures. Tout d'abord, la procédure a été appliquée aux bâtiments linéairement élastiques et il a été montré que la procédure est équivalente à l'analyse du spectre de réponse bien connue. Ensuite, la procédure a été étendue à l'estimation des

demandes parasismiques des systèmes inélastique en décrivant les hypothèses et les approximations. Les demandes induites par le séisme d'une structure de 9 étages SAC ont été déterminées par l'AMP, analyse dynamique non linéaire et l'analyse Pushover à l'aide d'un chargement uniforme, et des modèles de charge multimodale extraits du code réglementé. La comparaison des résultats a indiqué que l'analyse Pushover pour tous les modèles sous-estime considérablement les demandes de déplacement de chaque étage et conduit à de grandes erreurs dans des rotations en rotule plastique. L'AMP a été plus précise que toutes les analyses de Pushover dans l'estimation des déplacements de terrasse, le déplacement de chaque étage, rotule plastique par rotations et emplacements les rotules plastiques. Les résultats du l'AMP ont également démontré que l'intensité du mouvement du sol est faible sur la base des résultats obtenus à partir du mouvement du sol mesuré par des facteurs variant de 0,25 à 3,0.(Chopra et *al.*, 2002)

-(Jan et *al.*, 2004), ont proposé une procédure d'analyse Pushover de limite supérieure pour estimer la demande sismique des bâtiments à grande hauteur en considérant les effets des modes supérieur.

Dans cette procédure, les rapports de contribution élastiques « réponse-déplacement » des modes plus élevés par rapport au mode fondamental est d'abord obtenu pour un ensemble d'enregistrements de séisme, et le nombre de modes qui dominent la réponse de déplacement est déterminée à partir de l'enveloppe des courbes de taux de contribution. Ensuite, une analyse Pushover utilisant le modèle des nouvelles formules de charge latérale (triangulaire, multimodale) et de déplacement cible compte tenu de la contribution des modes supérieurs ainsi que le mode fondamental est exécuté pour estimer la demande sismique.

La procédure a été appliquée à 2, 5, 10, 20 et 30 étages et le moment résistant des structures de système portique de poteau-poutre conçu selon les normes sismiques de Taiwan. Les 20 rapports d'enveloppe de la contribution des courbes ont prouvé que les deux premières contributions de mode étaient dominantes ; que d'autres modes plus élevés ont été ignorés.. Les prévisions sismiques de l'analyse Pushover avec le chargement triangulaire et l'analyse modales de Pushover étaient en bonne corrélation avec l'analyse dynamique non linéaire pour les structures qui ne sont pas supérieures à 10 étages, alors que seulement la procédure proposée pourrait prévoir la demande sismique des bâtiments de 20 à 30 d'étages. (Sermin, 2005)

Note : Ces méthodes sont en voie de développement dans notre pays et plusieurs recherches et études sont menées à ce niveau.

- ✓ **(Hemsas et al., 2007)** se sont intéressés à l'évaluation de la performance sismique des murs voiles en béton armé soumis à une excitation sismique, en utilisant deux méthodes d'analyse la N2 et le pushover ; ceci en créant une macro élément modélisée par des amortissements et des ressorts. L'étude comparative des deux méthodes a donné des résultats très proches.
- ✓ **(Hamou et al., 2007)** se sont intéressés à l'élaboration de la courbe de fragilité par la méthode pushover. Ainsi, ils ont appliqué le pushover sur des structures en portiques, en faisant varier la magnitude du séisme. Les résultats obtenus sont représentés par la figure (1.8)

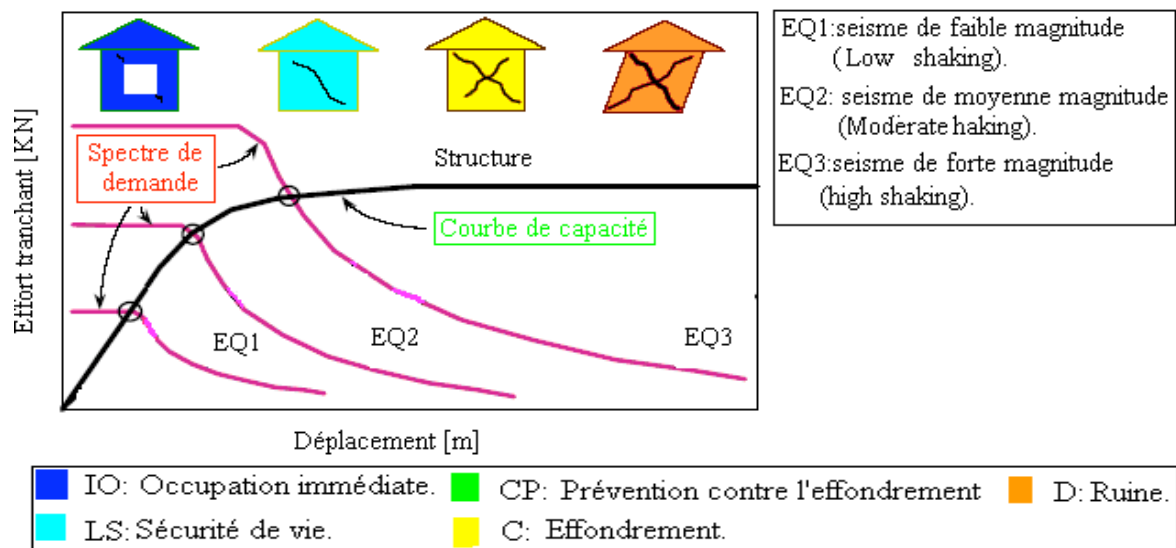


Figure 1.8. : Résultat de l'étude de Hamou et al.,

- ✓ **(Kahil, 2008)** a traité l'évaluation de la performance sismique des bâtiments. Le travail est mené en appliquant la méthode de performance sur deux bâtisses implantées à Draa Ben Khedda (Wilaya de Tizi Ouzou). Les résultats ont révélés que le comportement des bâtisses n'est pas très adéquat et que le renforcement par des voiles était nécessaire.
- ✓ **(Belkhir, 2012)**, pour son étude, avait choisit de chercher la disposition optimales des voiles en utilisant la méthode pushover, procédure non itérative, sur des structures mixtes. Les résultats ont montré que deux dispositions de voiles permettent d'avoir un très bon comportement post élastique et qui sont donc les dispositions optimales comme le montre la figure (1.9).

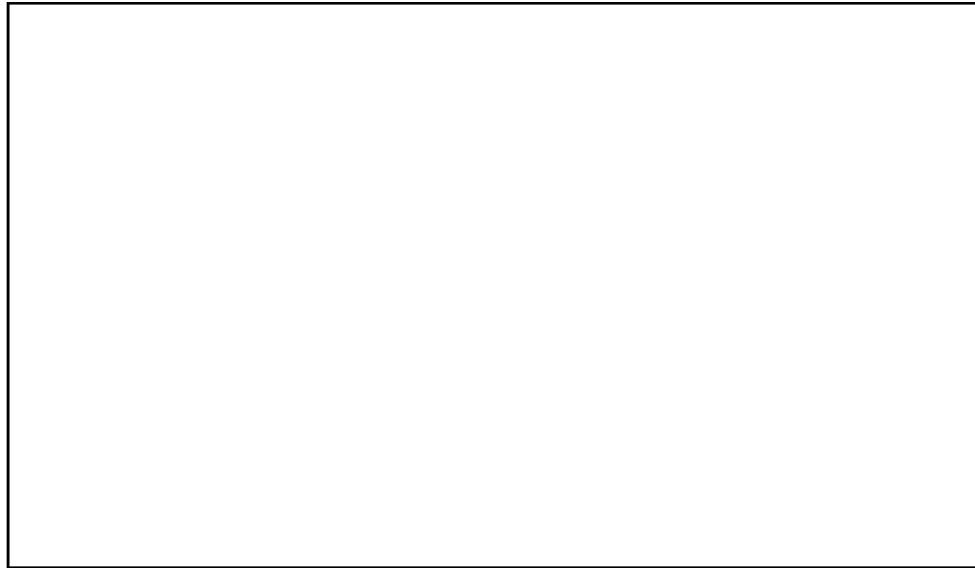


Figure 1.9. : Position optimale des voiles.

- ✓ (Ankik, 2013), lui a choisis de traiter l'incidence des périodes fondamentales proposées par les différents règlements parasismiques sur la performance sismique des bâtiments. L'étude comparative entre les différents codes (RPA99/2003, Eurocode8, ASCE 7-05) a révélé que les formules du RPA 99/ V 2003 sous-estime la valeur de la période fondamentale par rapport aux formules de l'Eurocode 8 et du code américain ASCE 7-05. Autrement dit, le RPA 99 conduit à un dimensionnement plus sécuritaire. L'Eurocode 8 et le code américain ASCE 7-05 tolèrent des déplacements relatifs inter-étages plus importants par rapport au code RPA 99/ V 2003. Cela peut s'expliquer par le niveau de ductilité locale visé par les codes Eurocode 8 et ASCE 7-05. Il s'avère aussi que le RPA 2003 est assez conservatif et présente une marge de sécurité importante par rapport aux codes Eurocode 8 et ASCE 7-05 ; cela est dû probablement à la qualité de construction en Algérie qui est loin d'être aussi bonne qu'aux Etats Unis et en Europe.
- ✓ (Rabia et al., 2013) ont mené une étude sur le comportement non linéaire d'un réservoir surélevé en appliquant l'analyse non linéaire Pushover. Les résultats trouvés ont définis le comportement globale du réservoir qui est un comportement élastique vu que le point de performance s'est localisé à la limite du domaine élastique.

Conclusion

Plusieurs approches d'évaluation de la vulnérabilité sismique d'une structure donnée ont été développées afin de réduire les pertes et les dommages dus aux séismes. Ces approches diffèrent les unes des autres en coût, en moyens utilisés et en précision. Le choix du type d'approche dépend de l'objectif de l'évaluation, de la disponibilité des données et de la technologie utilisée.

Dans ce chapitre, nous avons présenté les méthodes les plus connues d'estimation de la vulnérabilité sismique des villes et des structures. Ces méthodes ont été développées dans des pays à sismicité élevée. La compréhension de la structure et la recherche des critères structuraux peuvent s'avérer complexes. Il faut donc trouver un équilibre entre les moyens mis en œuvre, les méthodes applicables et les résultats recherchés. D'autre part, ces méthodes varient suivant leurs degrés de précision et de sophistication ; ce qui engendre dans des pays à sismicité modérée des coûts d'application importants ou des incertitudes élevées à cause de la complexité des informations recherchées.

Comme mentionné dans l'introduction générale, et afin de répondre aux différentes questions posées, nous utiliserons dans le cadre de notre étude la méthode non linéaire « pushover » pour l'analyse du comportement d'un immeuble surmonté d'un réservoir de stockage d'eau, analysé déjà par (Hamitouche, 2012) dans le domaine linéaire. Cette méthode sera donc largement exposée au chapitre 2.

Chapitre 2

Exposé de la méthode pushover

Introduction

Une structure soumise à une excitation dynamique est sollicitée au delà du domaine élastique et a un comportement non linéaire. Pour son étude, la méthode linéaire (méthode statique équivalente) devient insuffisante (voir même non économique), d'où la nécessité de faire recourir à d'autres types d'analyses non linéaires ; telles que la méthode d'intégration temporelle ou l'analyse pushover.

La méthode d'intégration temporelle semble la plus appropriée, mais elle est souvent confrontée à la non disponibilité d'accélérogrammes représentatifs du site donné. Par ailleurs, la méthode d'analyse statique non linéaire, dite analyse **pushover**, est d'utilisation plus souple. Celle-ci introduit une nouvelle terminologie (demande, capacité, courbe pushover et déplacement cible) et consiste à pousser la structure jusqu'à un déplacement cible ; dans le but de détecter les liens faibles de la structure. Ainsi, notre choix est porté sur l'analyse pushover et la description, la formulation et le but de cette analyse feront l'objet de ce chapitre.

2.1. Description de la méthode pushover

L'analyse statique (elle ne varie pas au cours du temps) non linéaire par poussée progressive, dite **analyse pushover**, est une méthode d'analyse avancée des structures. Elle consiste à appliquer des charges latérales qui représentent les forces d'inertie se produisant à la suite d'une accélération du sol (figure 2.1). Ce chargement s'accroît de façon monotone jusqu'à ce que la structure se déstabilise et se ruine, passant par une plastification correspondant à l'apparition des rotules plastiques dans les éléments.

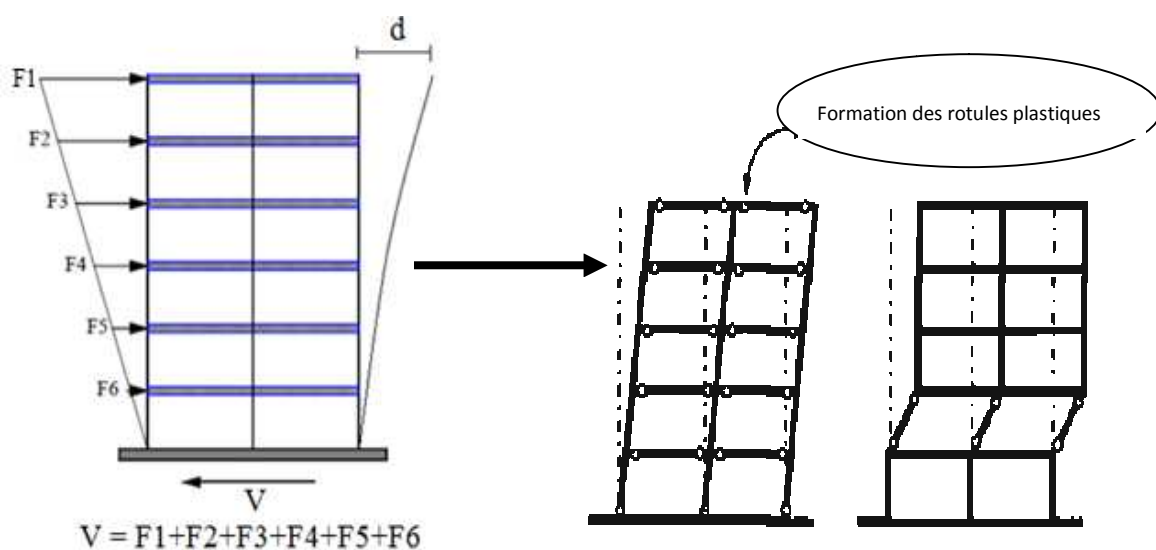


Figure 2.1: Description de l'analyse pushover (Chopra et al., 2002).

2.2. But de l'analyse pushover

Le but de l'analyse pushover est d'évaluer la performance espérée d'une structure, en estimant ses demandes en résistances et en déformations lors d'un séisme. Cette analyse est basée sur l'évaluation des paramètres de performances les plus importants (**déplacements** entre les niveaux, **déformations anélastiques** dans les éléments structuraux, **les déformations** entre les éléments, **les forces** dans les éléments et les **assemblages**). Cependant, le pushover peut être considéré comme une méthode de prédiction des demandes en termes de forces sismiques et de déformation, qui tient compte de la redistribution des forces internes, lorsque la structure est soumise à des forces d'inertie qui ne peuvent être estimées ou résistées par le comportement linéaire.

L'analyse statique non linéaire est supposée donner des informations sur beaucoup de caractéristiques de la réponse, qui ne peuvent être obtenues à partir d'une analyse élastique ou dynamique linéaire (analyse modale) ; à savoir :

- ✓ les demandes réalistes en termes de forces dans les éléments potentiellement fragiles (demandes en forces axiales pour les **poteaux**, demandes en moments pour les **poteaux -poutres**, demandes en cisaillements dans les **poutres rigides.....**) ;
- ✓ estimation des demandes en déformations ;
- ✓ la conséquence de la détérioration de la rigidité des éléments individuels sur le comportement global de la structure ;
- ✓ identification des zones critiques dans lesquelles les demandes en déformations sont supposées être trop élevées ;
- ✓ identification des discontinuités de résistances en plan ou en élévation dues aux modifications caractéristiques dynamiques dans le domaine non linéaire ;
- ✓ estimations des déplacements entre les niveaux qui tiennent compte des discontinuités des résistances ou des rigidités et qui peuvent être utilisés pour contrôler l'endommagement et pour évaluer l'effet $P-\Delta$;
- ✓ vérification de la complétude du chemin de chargement considérant tous les éléments de la structure, les éléments non structuraux rigides ainsi que les fondations (par exemple, le transfert des charges à travers les connections entre les éléments ductiles peut être vérifié par des forces réalistes).

2.3. Formulation de l'analyse pushover

L'analyse pushover est basée sur la supposition que la réponse de la structure peut être assimilée à un système à un seul degré de liberté DDL équivalent ; ce qui fait que la forme de ce mode reste inchangée (constante) durant l'excitation (figure 2.2).

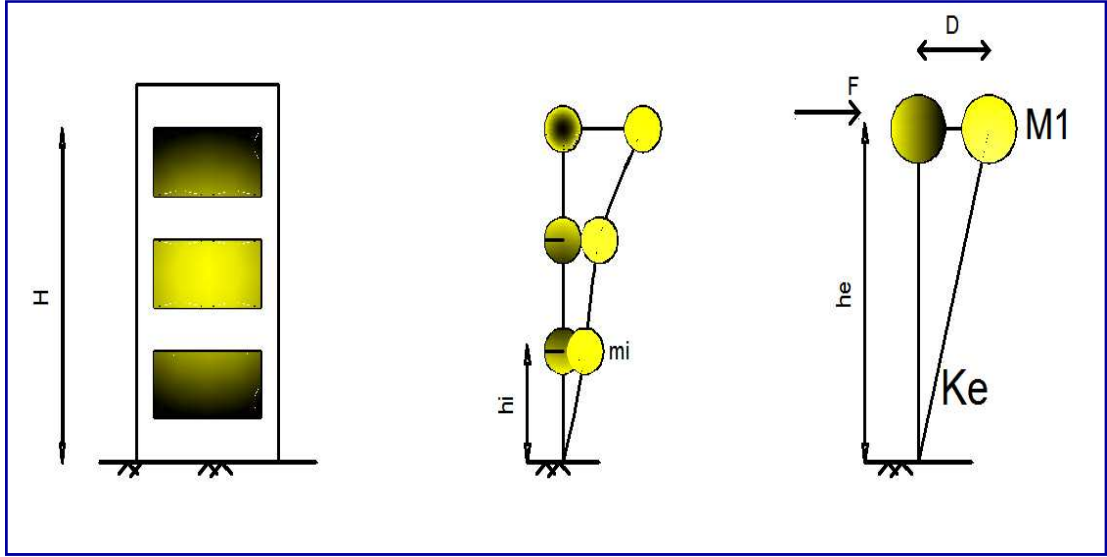


Figure 2.2: Hypothèse du système équivalent.

Considérons un système à plusieurs degrés de liberté. La forme de la déformée de ce système peut être représentée par un vecteur propre $\{\Phi\}$ et reste constante durant toute l'analyse, indépendamment du niveau de déformation.

En définissant par X le vecteur du déplacement relatif d'un système à plusieurs degrés de liberté :

$$X = \{\Phi\}x_i \quad (2.1)$$

Où x_i représente le déplacement au sommet, l'équation du mouvement d'un système à plusieurs DDL, s'écrit :

$$[M]\{\Phi\}\ddot{x}_i + [C]\{\Phi\}\dot{x}_i + Q = -M\{I\}\ddot{x}_g \quad (2.2)$$

$\mathbf{M}$ et $\mathbf{C}$ sont les matrices masse et amortissement. $\mathbf{Q}$ le vecteur des forces dans les niveaux, $\mathbf{I}$ la matrice identité et x_g est l'action sismique.

En multipliant l'équation (2.2) par $\{\Phi\}^T$, nous obtenons :

$$\{\Phi\}^T[M]\{\Phi\}\ddot{x}_i + \{\Phi\}^T[C]\{\Phi\}\dot{x}_i + \{\Phi\}^TQ = -\{\Phi\}^T[M]\{I\}\ddot{x}_g \quad (2.3)$$

Si nous définissons le déplacement de référence du système à un seul degré de liberté x^* par :

$$x^* = \frac{\{\Phi\}^T [M] \{\Phi\}}{\{\Phi\}^T [M] \{I\}} x_i \quad (2.4)$$

et en utilisant l'équation (2.2) on aura :

$$[M]^* \ddot{x}^* + [C]^* \dot{x}_i^* + [Q]^* = -[M]^* \ddot{x}_g \quad (2.5)$$

M^* , C^* et Q^* , représentent les propriétés du système à un DDL équivalent et sont données par :

$$[M]^* = \{\Phi\}^T [M] \{I\} \quad (2.6)$$

$$[Q]^* = \{\Phi\}^T [Q] \quad (2.7)$$

$$[C]^* = \{\Phi\}^T [C] \{\Phi\} \frac{\{\Phi\}^T [M] \{\Phi\}}{\{\Phi\}^T [M] \{I\}} \quad (2.8)$$

La période initiale du système à un seul DDL équivalent est donnée par la formule (2.9) :

$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{x_y^* M^*}{Q_y^*}} \quad (2.9)$$

Une fois que les propriétés de base d'un système à un seule degré de liberté équivalent sont connues, on passe à la détermination du **déplacement cible** par lequel on détermine la performance sismique, tout en tenant compte de la forme de la force latérale.

2.3.1. Le déplacement cible

C'est le déplacement au sommet au centre de masse de la structure qui est donc relié au déplacement d'un système à un seul DDL équivalent. Ce déplacement permet de relier les résultats de l'analyse pushover « offre de déformation » à « la demande de déformation ».

2.3.2. Formes de la force latérale

Pour évaluer la performance, la forme de la force latérale doit être un paramètre à prendre en considération, car elle a pour but de représenter et de borner la distribution des forces d'inertie lors d'un séisme, du fait qu'un modèle seul de la force n'est capable de capturer les variations dans les demandes locales espérées dans une conception parasismique.

Il est donc recommandé d'utiliser au moins deux formes de forces de celles illustrées en méthodologie.

2.3.2.1. Méthodologie

La procédure statique non linéaire conformément à (**l'Eurocode8, 2003**) et (**FEMA, 1996**), nécessite le développement d'une courbe pushover ; en appliquant d'abord des charges, ensuite des forces latérales monotonement croissantes avec une distribution bien spécifiée suivant la hauteur. Comme il a été déjà souligné, il est recommandé d'utiliser au moins deux distributions des forces de celles citées ci-dessous :

1. distribution de mode fondamental : $S_j = m_j \phi_{j1}$, ou m_j est la masse et ϕ_{j1} la valeur du mode propre à l'étage j ;
2. force latérale équivalente (ELF) : $S_j = \frac{m_j \phi_{j1}}{\sum m_j \phi_{j1}} S$, ou h_j est la hauteur d'étage j à partir de la base, et k l'exposant : $k=1$ pour la période fondamentale $T_1 \leq 0.5$ s, $k=2$ pour $T_1 \leq 2.5$ s, et k varie linéairement entre eux ;
3. la distribution SRSS : S est défini par les forces latérales calculées à partir des efforts tranchants par niveaux, déterminés par une analyse spectrale de la structure supposée être élastique et linéaire ;
4. distribution uniforme : $S_j = m_j$, ou la force à chaque niveau est proportionnelle à sa masse ;
5. distribution modale : $S_j = \frac{m_j \phi_{j1}}{\sum m_j \phi_{j1}} S$, et qui doit être utilisée si plus de 75% de la masse totale participe au mode fondamental dans la direction prise en considération.

avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_j : \text{force latérale à l'étage } j ; \\ m_j : \text{masse de l'étage } j ; \\ \phi_{j1} : \text{l'amplitude du mode fondamentale au niveau } j ; \\ S : \text{l'effort tranchant à la base.} \end{array} \right.$$

2.4. Paramètres de l'analyse pushover

Pour faire l'analyse statique non linéaire, il est nécessaire de connaître ce que signifie une **courbe de capacité**, un **spectre de réponse** et un **point de performance**. Dans ce qui suit nous définissons chacun de ces paramètres.

2.4.1. Courbe de capacité

Elle traduit la capacité des structures à résister au séisme et représente l'effort tranchant à la base de la structure en fonction du déplacement de cette dernière (figure 2.3). Cette courbe est formée par une phase à caractère élastique linéaire suivie d'une phase non linéaire qui correspond à la formation des rotules plastiques.

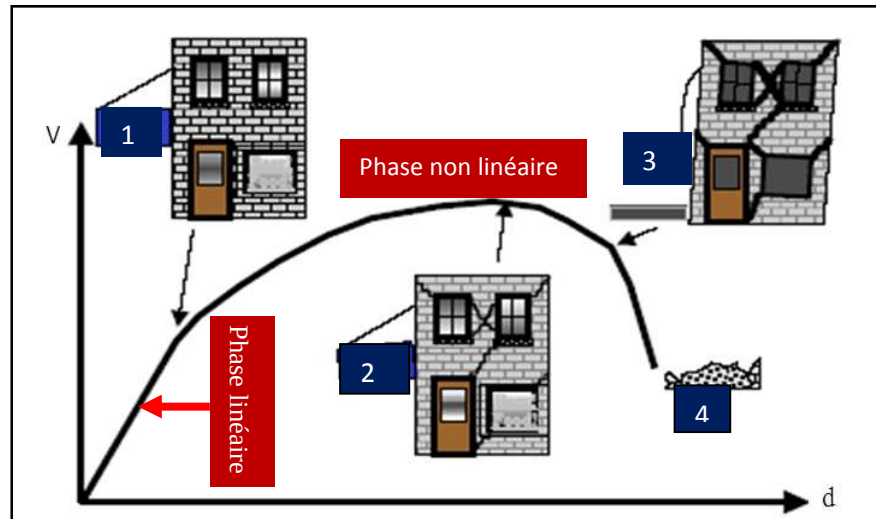


Figure 2.3 : Courbe de capacité.

La courbe de la **figure (2.3)** peut être décomposée en quatre parties :

- ❖ **La partie (1)** représente le comportement élastique de la structure.
- ❖ **La partie (2)** représente l'endommagement mineur susceptible de se développer dans la structure.
- ❖ **La partie (3)** représente l'endommagement avancé de la structure.
- ❖ **Enfin, la partie (4)** représente l'effondrement de la structure.

Dans les codes américains (**ATC40, 1996**), des points sont associés à cette courbe de capacité, qui permettent de définir le comportement des rotules plastiques (**figure 2.4**).

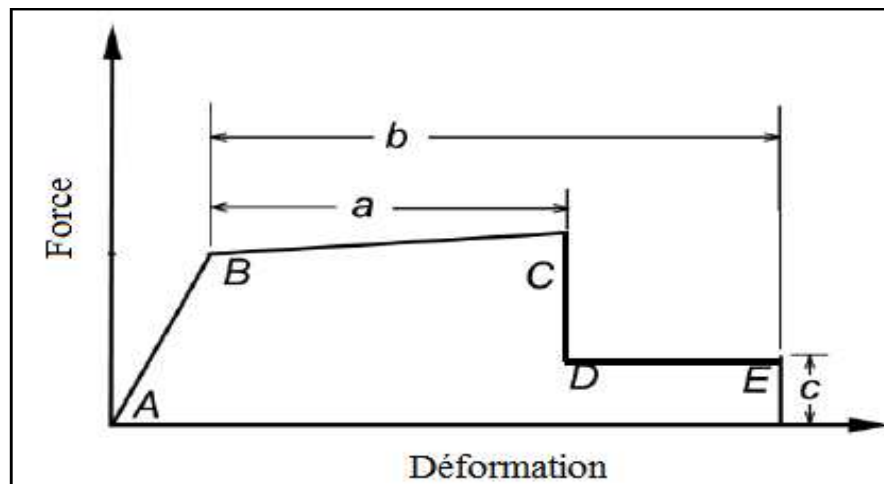


Figure 2.4 : Représentation de la courbe de capacité selon l'ATC40.

D'où :

- ✚ le point A est le point d'origine ;
- ✚ le point B correspond à la plastification ;
- ✚ le point C est la capacité ultime de l'analyse pushover ;
- ✚ le point D représente la résistance résiduelle (l'élément répond avec une résistance réduite) ;
- ✚ enfin, le point E correspond à la rupture totale des éléments.

Pars ailleurs, le code (**FEMA 273, 1997**) a incéré plus de points à la courbe de capacité, afin d'évaluer le niveau de performance des rotules plastiques.

2.4.1.1. Critères d'acceptation et niveau de performance de la rotule plastique

Dans le code américain **FEMA 273**, trois critères d'acceptation sont définis en fonction des niveaux de déformation de la rotule plastique. Ces critères d'acceptation sont **IO**, **LS** et **CP** (**figure 2.5**), et qui définissent les niveaux de performance des rotules plastiques. Ils sont donnés comme suit :

- Au niveau **IO** (*Immediate Occupancy*), les dommages sont relativement limités. L'élément garde une grande partie de sa raideur initiale.
- Au niveau **LS** (*Life Safety*), l'élément a subi des dommages importants, et il peut y avoir une perte significative de sa raideur.
- Au niveau **CP** (*Collapse Prévention*), l'élément a subi de grandes déformations. Au delà de ce niveau l'élément est susceptible de se rompre.

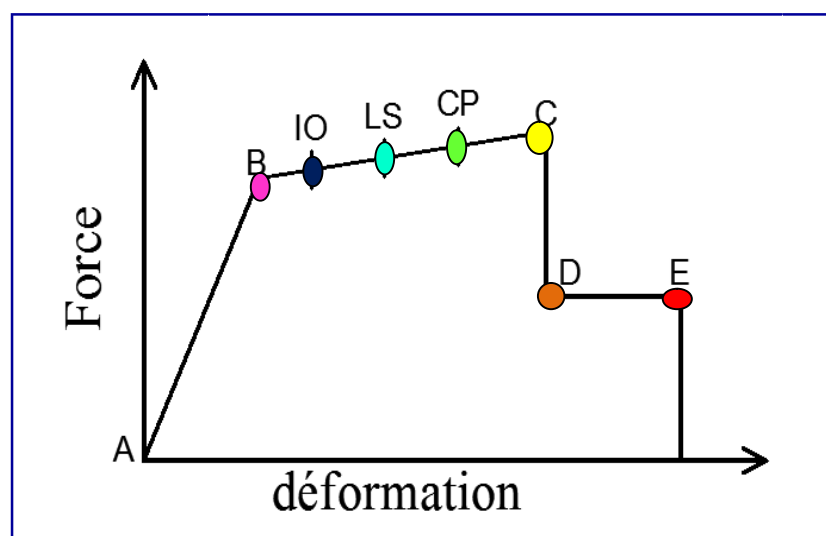


Figure 2.5: Représentation de la courbe de capacité selon FEMA273.

2.4.1.2. Transformation de la courbe de capacité

Pour effectuer une analyse pushover, il est nécessaire de convertir la courbe de capacité, qui est sous la forme effort tranchant à la base et le déplacement en tête ($V - d$), en un spectre de capacité qui est la représentation de la courbe de capacité en format accélération spectrale – déplacement spectral ($S_a - S_d$) donné par la (figure 2.6).

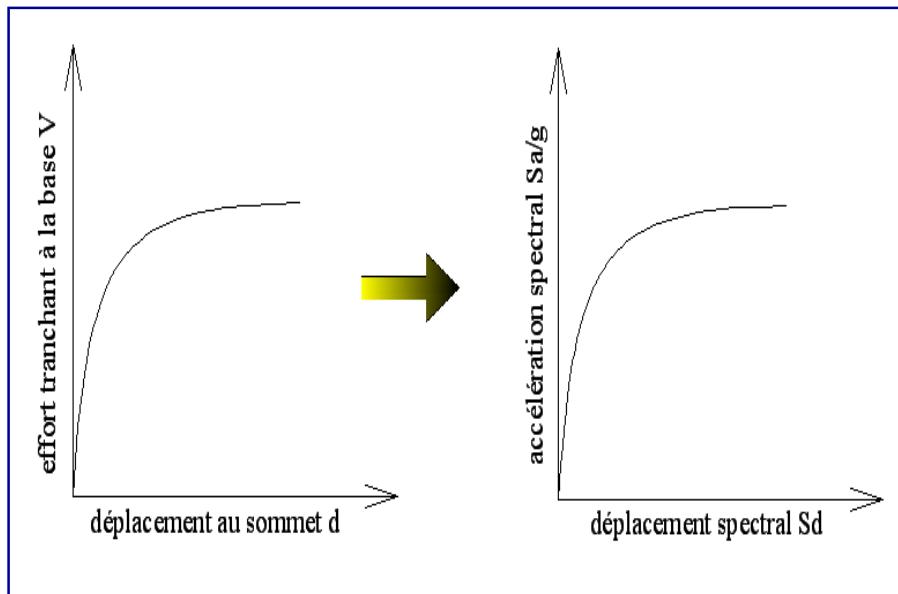


Figure 2.6 : Transformation de la courbe de capacité.

Les équations nécessaires pour faire la transformation sont les suivantes (ATC40, 1996) :

$$S_d = \frac{d}{P f_1 \phi_{1s}} \quad (2.8)$$

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \quad (2.9)$$

α_1 : Coefficient de masse modale;

P_{f1} : facteur de participation du premier mode ;

Φ_{1s} : amplitude au sommet du premier mode, qui est normalisé à 1 ;

w : poids total de la structure.

2.4.2. Spectre de demande

Le spectre de demande (ou spectre de réponse) est une représentation de l'évaluation du séisme. Il est défini dans le RPA99 (**DTR BC2-48, 2003**) par les formules suivantes :

$$\frac{S_a}{g} = \left\{ \begin{array}{ll} 1,25 \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & 0 \leq T \leq 3.0s \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \right) \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{array} \right\} \quad (2.12)$$

avec :

A : coefficient d'accélération de zone ;

η : facteur de correction de l'amortissement : $\eta = 7/2 + \xi$;

ξ : pourcentage d'amortissement critique ;

R : coefficient de comportement de la structure ;

T₁, T₂ : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site ;

Q : facteur de qualité.

Ce spectre de réponse élastique représente l'accélération en fonction de la période (**S_a-T**) (figure2.7).

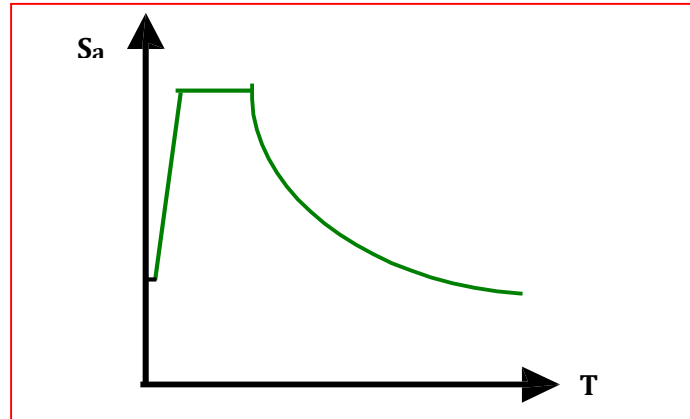


Figure 2.7: Spectre de demande.

2.4.2.1. Transformation du spectre de demande

La transformation se fait, en changeant le diagramme **S_a=f(T)** par le diagramme **S_a=f(S_d)** par le biais de la formule suivante :

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (2.13)$$

Ou, S_a est l'accélération spectrale et S_d le déplacement spectrale, correspondant aux périodes T avec une constante d'amortissement visqueux fixée à 5%.

Le spectre de demande ainsi obtenue est donné par la figure (2.8).

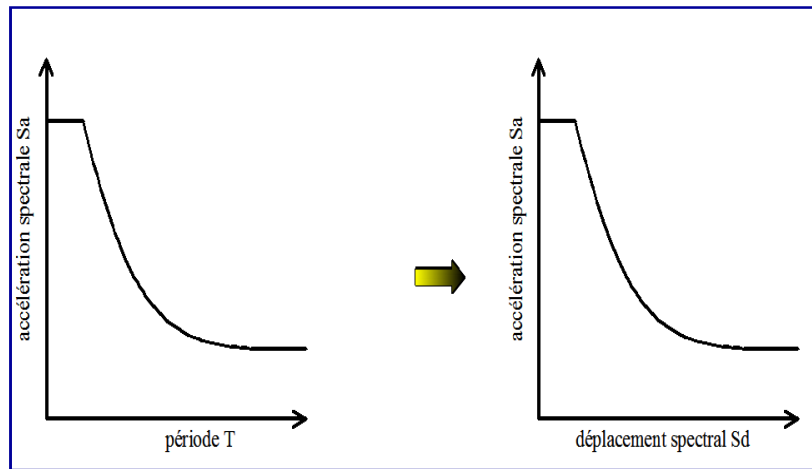


Figure 2.8 : Transformation du spectre de demande.

2.4.3. Point de fonctionnement (ou point de performance)

La superposition des deux graphes précédents « courbe de capacité et spectre de demande » permet l'obtention du point de performance dit aussi point de fonctionnement (figure 2.9). Ce point de performance permet de décrire l'état d'endommagement des bâtisses.

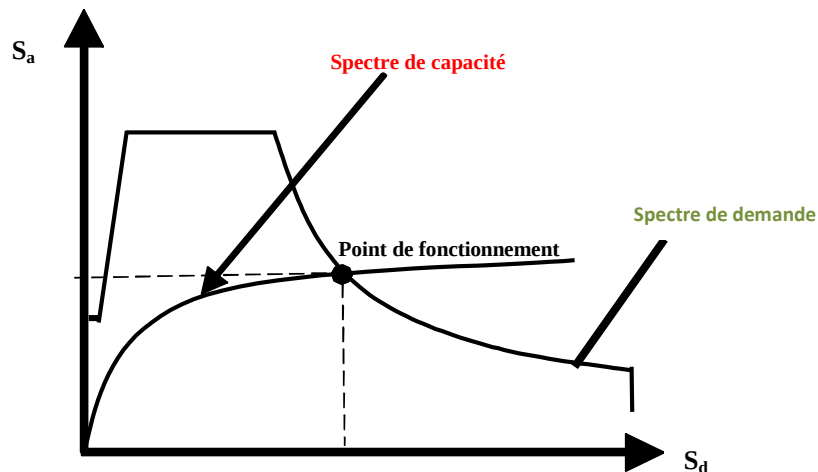


Figure 2.9 : Détermination du point de performance.

2.4.3.1. Procédures d'évaluation du point de performance

Le code américain (ATC40, 1996) décrit trois procédures pour l'évaluation du point de fonctionnement, nommées procédure A, procédure B et la procédure C.

2.4.3.1.1. Description de la procédure A

La procédure analytique **A**, dite aussi « procédure itérative », consiste à vérifier la convergence, en réduisant le spectre de la demande élastique amorti à 5%, en fonction de l'amortissement effectif (ξ_{eff}), selon la démarche qui suit :

1. développer le spectre de réponse élastique amorti à 5% appropriée au site, en format accélération-déplacement (S_a - S_d).
2. transformer la courbe de capacité en spectre de capacité et reporter le sur le spectre de réponse.
3. sélectionner le premier point d'essai A (S_{ai} - S_{di}), qui correspond au critère d'égalité des déplacements maximaux (figure 2.10).

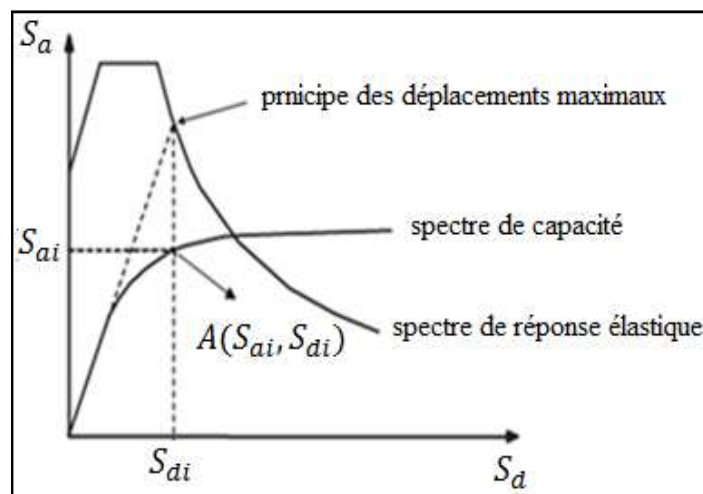


Figure 2.10. : Critère d'égalité des déplacements maximaux.

4. développer une représentation bilinéaire du spectre de capacité à partir du point A (S_{ai} - S_{di}), de sorte que l'aire sous le spectre de capacité soit le même que celui sous la courbe bilinéaire qui permet la sélection des limites élastiques (S_{ay} - S_{dy}) (figure 2.11).

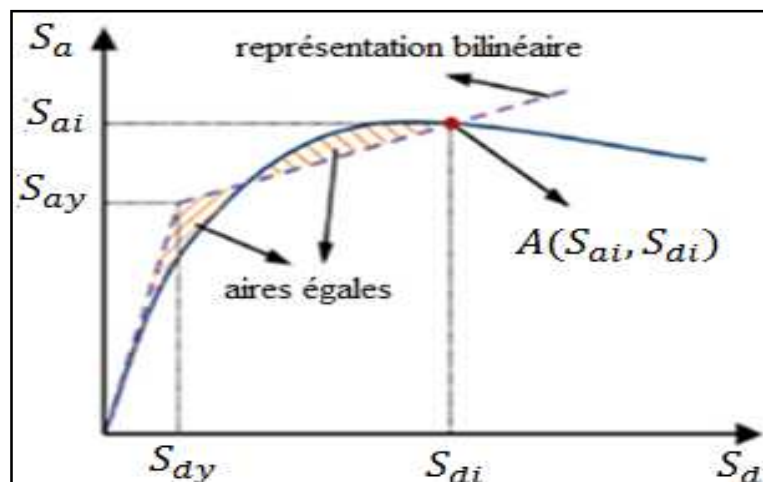


Figure 2.11 : Représentation bilinéaire du spectre de capacité.

5. Calculer l'amortissement effectif (ξ_{eff}), qui correspond à l'énergie dissipée par la structure, en utilisant l'équation suivante :

$$\xi_{eff} = 0.05 + \kappa \cdot \xi_o \quad (2.13)$$

0.05 : amortissement visqueux inhérent à la structure (supposé constant) ;

κ : facteur de modification de l'amortissement.

ξ_o : amortissement visqueux équivalent donné par la formule suivante :

$$\xi_o = 0.637 \cdot \frac{(S_{ay} S_{di} - S_{dy} S_{ai})}{S_{ai} S_{di}} \quad (2.14)$$

Le facteur κ dépend du comportement de la structure, qui à son tour dépend du système de contreventement et de la durée du séisme. Pour simplifier, le code (ATC-40,1996) définit trois types de comportement structurel (figure 2.12).

Le type A : représente un comportement ductile avec une boucle d'hystérésis raisonnablement complète, $\xi_o > 6.5$, pour les bâtiments contreventés par des portiques en acier avec remplissage en maçonnerie.

Le type B : représente le comportement semi ductile $4.0 < \xi_o < 6.5$, pour des bâtiments contreventés par des portiques en béton armé avec remplissage en maçonnerie, bâtiments contreventés par des voiles en béton armé, bâtiments contreventés par des portiques et des voiles.

Le type C : représente le comportement fragile (pas de déformation plastique) $1.0 \leq \xi_o \leq 4.0$, maçonnerie ancienne en pierres non taillées, maçonnerie chaînée en éléments préfabriqués en béton ou terre cuite avec planchers en béton armé.

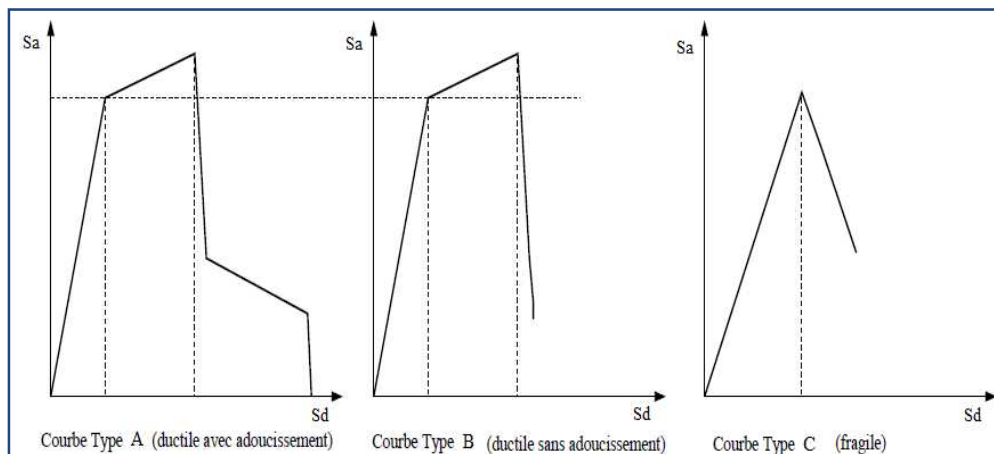


Figure 2.12 : Types de comportement de structure.

6. Calcul et application des coefficients de réduction spectraux S_{RA} et S_{RV} sur le spectre de la demande amorti à 5%.

$$S_{RA} = \frac{3.21 - 0.68 \ln(\xi_{eff})}{2.12} \geq \text{valeur tableau 2.1} \quad (2.15)$$

$$S_{RV} = \frac{2.31 - 0.41 \ln(\xi_{eff})}{1.65} \geq \text{valeur tableau 2.1} \quad (2.16)$$

Typologies des structures	S_{RA}	S_{RV}
Type A	0.33	0.50
Type B	0.44	0.56
Type C	0.46	0.67

Tableau 2.1 : Valeurs minimales de S_{RA} et S_{RV} .

7. Tracer le spectre de la demande, réduit par les coefficients S_{RA} et S_{RV} (figure 2.13). Le déplacement correspondant à l'intersection des courbes est le point S_{dp} , tel que

$$0.95 S_{di} \leq S_{dp} \leq 1.05 S_{di} \quad (2.17)$$

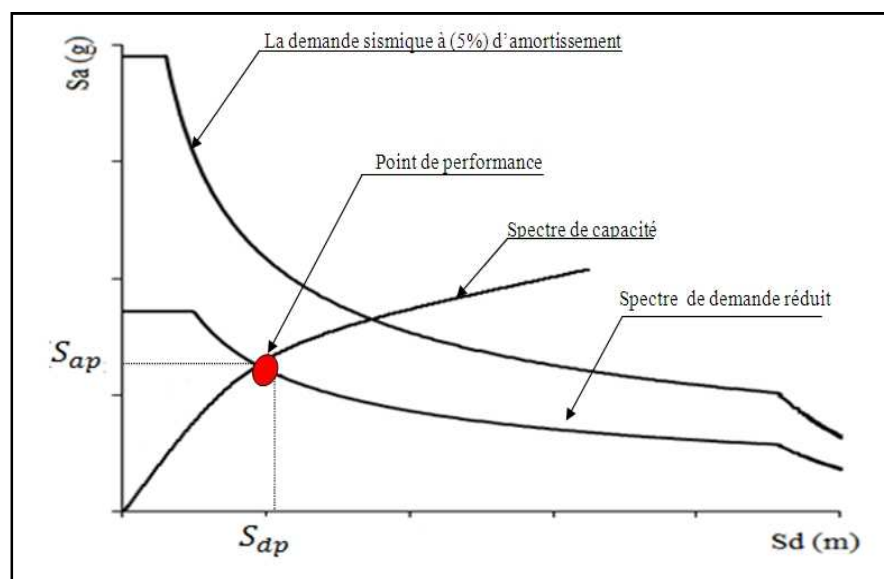
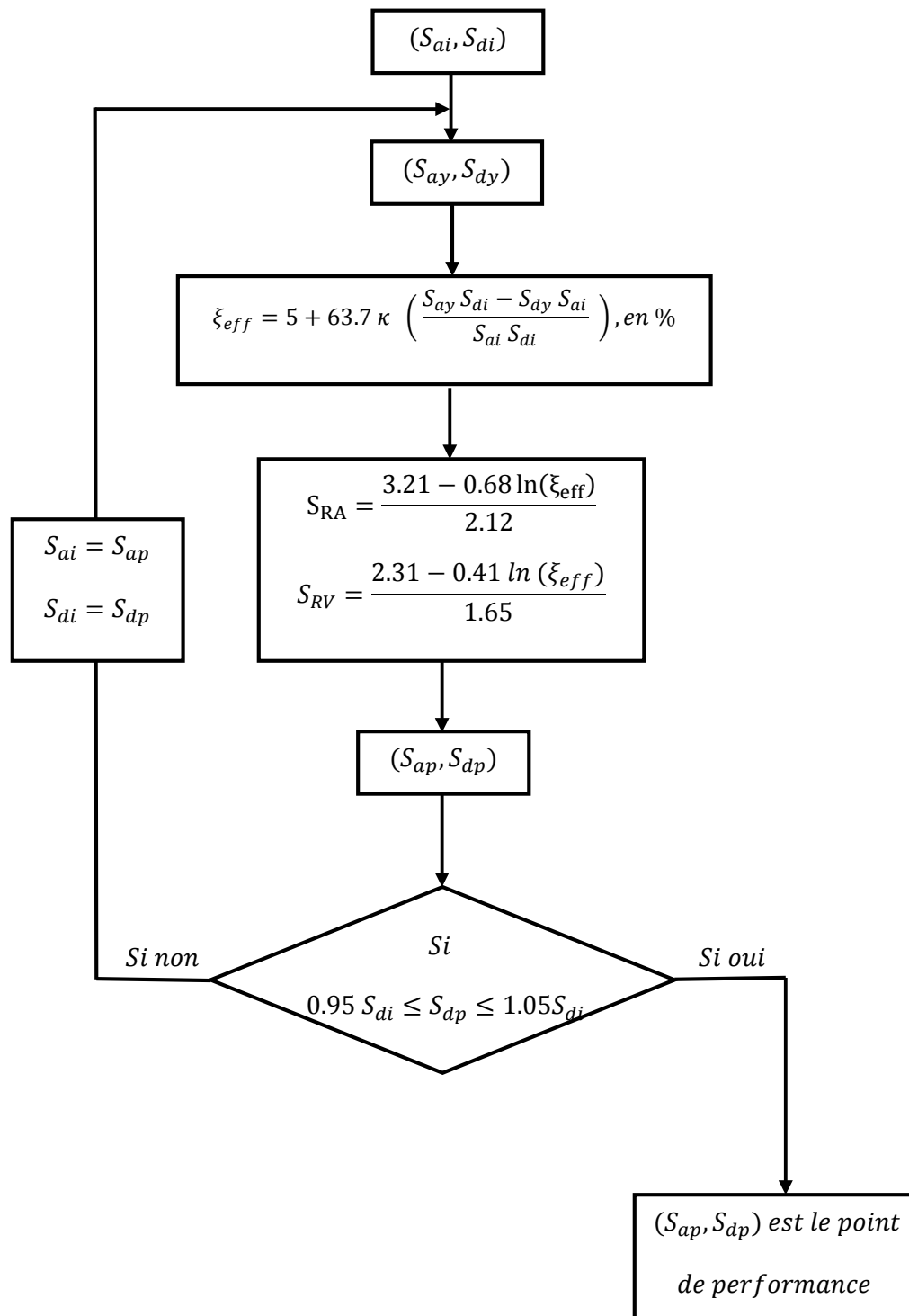


Figure 2.13. : Détermination du point de performance.

8. Si l'intersection du spectre de capacité et du spectre de demande coïncide avec le taux d'erreur toléré ; alors S_{dp} représente le déplacement maximal de la structure attendu pour la demande du séisme, le point $(S_{ap}-S_{dp})$ représente donc le point de performance. Dans le cas contraire il faudra choisir un autre point et reprendre depuis l'étape 4.

Les démarches de la procédure A sont représentées dans l'organigramme suivant :

➤ **Organigramme de la procédure A :**



2.4.3.1.2. Description de la procédure B

La procédure B est aussi une procédure analytique mais plus simple que la précédente grâce aux hypothèses de simplification telles que la pente du segment élastique, le point (a_y-d_y) et la pente du segment post élastique sont constants. On détermine la solution ou le point de fonctionnement suivant les étapes énumérées ci-après, sachant que l'amortissement ξ_{eff} dépend seulement du point d_{pi} :

1. Développer la courbe de capacité de la structure au format (S_a-S_d) ;
2. Développer le spectre de réponse à 5% d'amortissement ;
3. Transformer le spectre de réponse élastique au format (S_a-S_d) ;
4. Représenter graphiquement le spectre élastique et le spectre de réponse (figure 2.14).

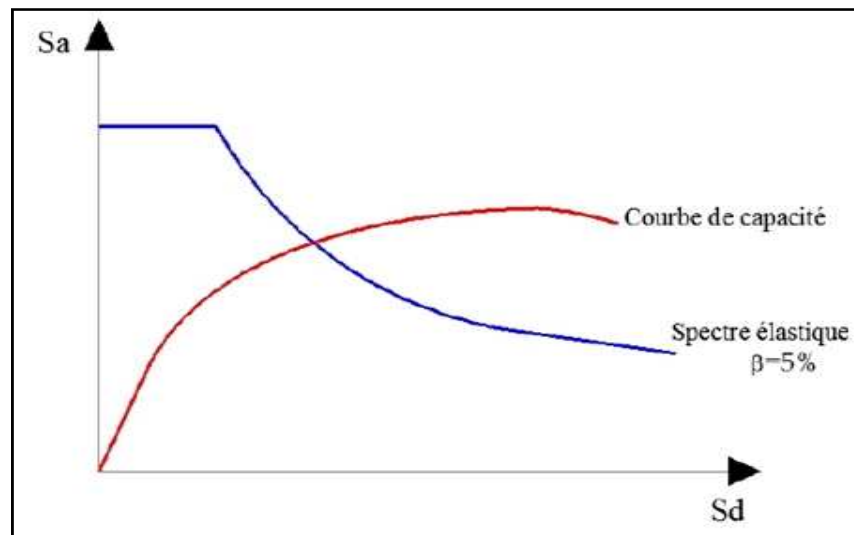


Figure 2.14 : Représentation du spectre de capacité et du spectre de réponse.

5. Développer une représentation bilinéaire de la courbe de capacité (figure 2.15, 2.16). Le premier segment est tracé à partir de l'origine avec une pente qui correspond à la rigidité initiale de la structure (segment élastique). Un point (a^*-d^*) est défini en utilisant le principe d'égalité des déplacements maximaux (figure 2.15). Le segment post élastique est déterminé en reliant ce point à un autre point (a_y-d_y) qui est déterminé de telle manière à avoir l'égalité des surfaces (figure 2.16).

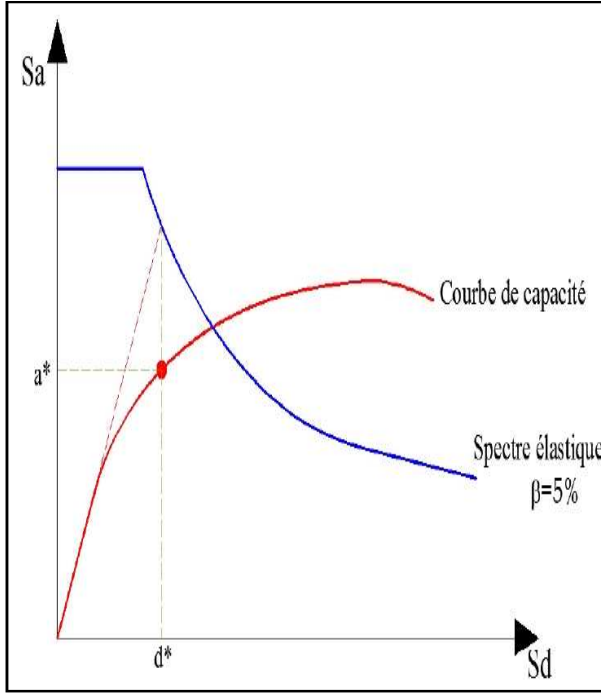


Figure 2.15. : Détermination du point a*-d*.

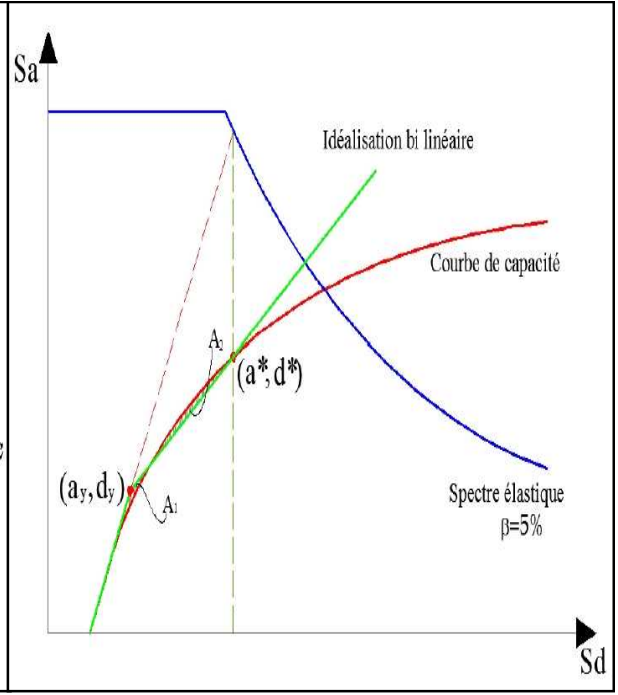


Figure 2.16. : Détermination du point (ay-dy).

6. Calculer l'amortissement effectif (ξ_{eff}), par une série de valeurs dpi situé au voisinage du point a*-d*.

Si on considère un point (a_{pi} - d_{pi}) sur le segment post élastique de la représentation bilinéaire, la pente p du segment peut être calculée par l'équation (2.17) suivante :

$$p = \frac{(a_{pi} - a_y)}{(d_{pi} - d_{yi})} = \frac{(a^* - a_y)}{(d^* - d_y)} \quad (2.17)$$

Le terme (a_{pi}) peut être calculé en fonction du terme (d_{pi}) par l'équation (2.17) :

$$a_{pi} = \frac{(a^* - a_y) - (d_{pi} - d_{yi})}{(d^* - d_y)} + a_y \quad (2.18)$$

Les valeurs du terme (a_{pi}) sont introduites dans l'équation (2.12) pour obtenir l'équation (2.19) qui suit :

$$\xi_{eff} = 0.05 + \kappa \cdot \xi_o = 0.05 + k \frac{0.637 (a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{(a_{pi} d_{pi})} \quad (2.19)$$

7. Développer et représenter une famille de spectres réduits ($\xi_{eff} > 5\%$) (figure 2.17).
L'amortissement effectif ξ_{eff} max dépend du type de comportement structural de la structure ; **type A** $\xi_{eff}=40\%$, **type B** $\xi_{eff}=29\%$, **type C** $\xi_{eff}=20\%$.

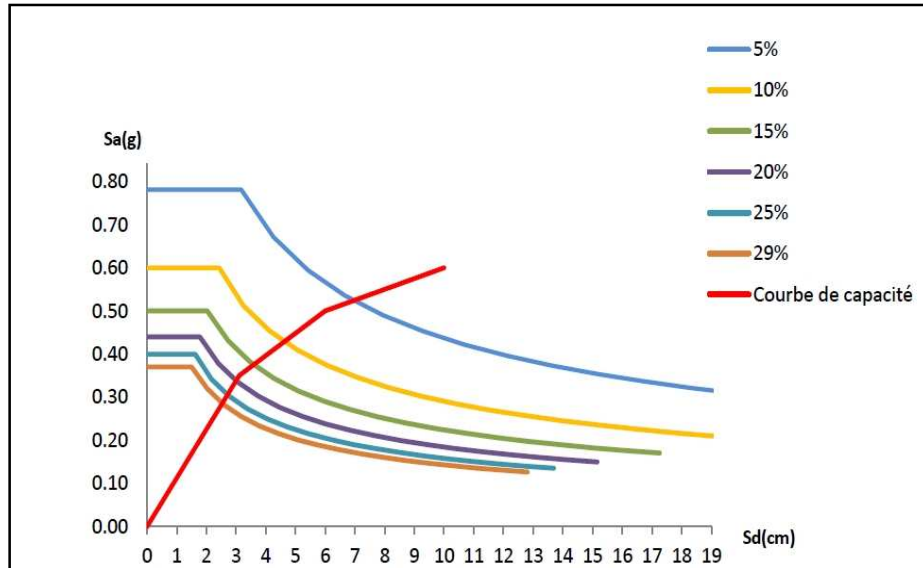


Figure 2.17 : représentation d'une famille de spectres réduits.

8. Pour chaque valeur (dpi) considérée dans l'étape 6, représenter les points (**dpi- ξ_{eff}**), puis relier ces points. L'intersection de ces points avec la courbe de capacité définit le point de performance (figure 2.18).

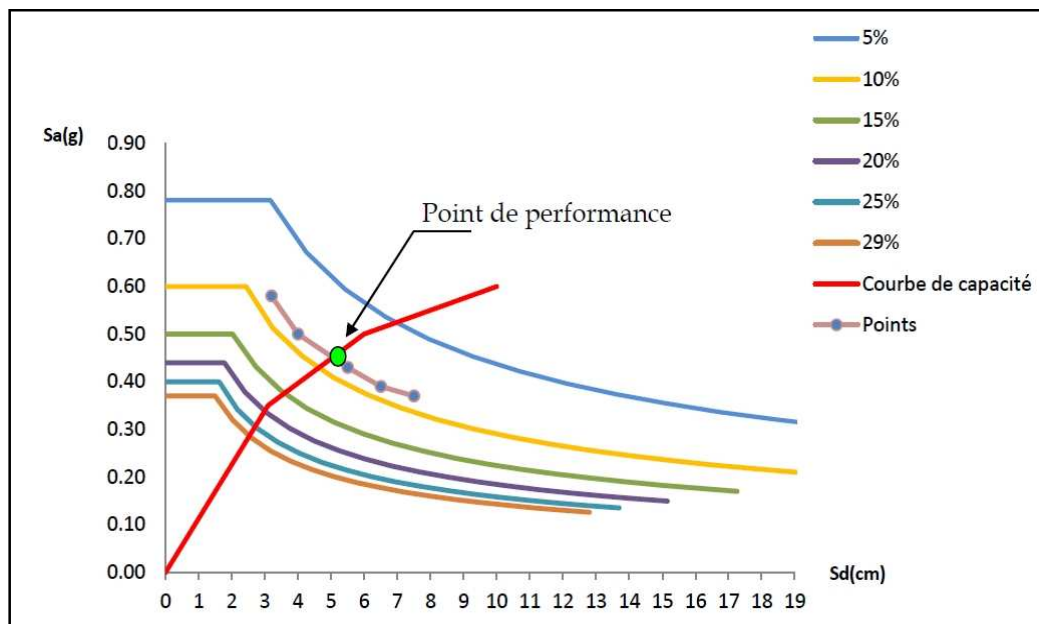


Figure 2.18 : Evaluation du point de performance par la méthode B.

2.4.3.1.2. Description de la procédure C

La procédure **C** est une méthode purement graphique qui utilise des méthodes manuelles. Elle se fait selon les étapes suivantes :

1. développer le spectre de réponse élastique amorti à **5%** au format (S_a-S_d) ;
2. tracer le spectre de réponse à **5%** d'amortissement et la famille des spectres réduits sur le même graphique.
3. transformer la courbe de capacité en spectre de capacité, puis le tracé sur le même graphique précédent.
4. développer une représentation bilinéaire du spectre de capacité (figure 2.19).

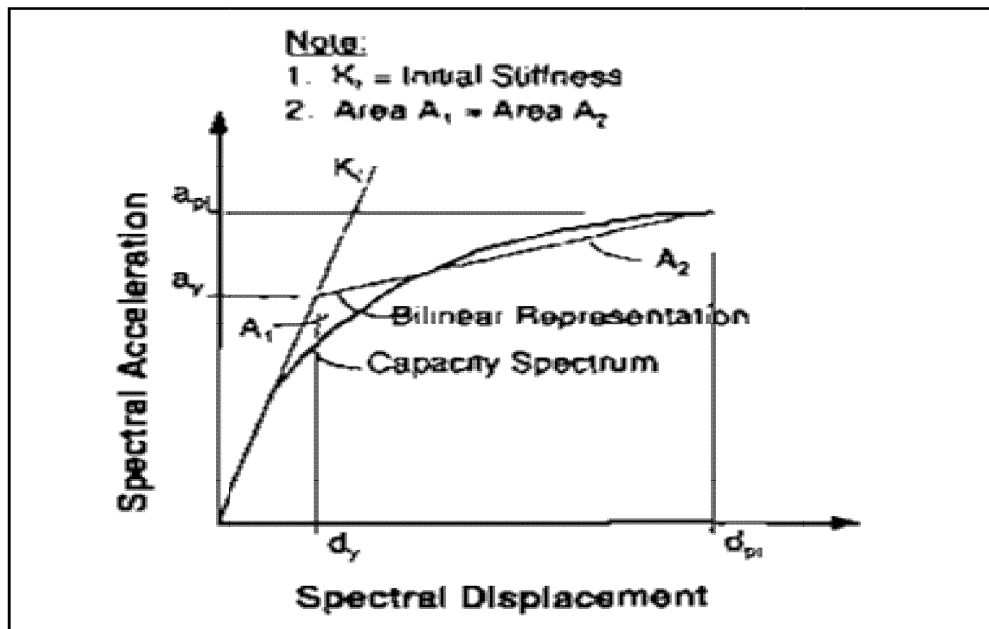


Figure 2.19 : Représentation bilinéaire du spectre de capacité.

5. déterminer les rapports $(S_{api}/S_{ay})/(S_{dpi}/S_{dy})$ et (S_{dpi}/S_{dy}) .
6. déterminer la valeur de l'amortissement effectif, en utilisant les valeurs trouvées dans l'étape 5 et celles tirées des tableaux 2.2, 2.3 et 2.4 donnés en (annexe 1) ;
7. prolonger la ligne droite du spectre de capacité nommée (ligne1) puis tracer une deuxième ligne à partir de l'origine jusqu'au point $(S_{api}-S_{dpi})$ (figure 2.20) ;

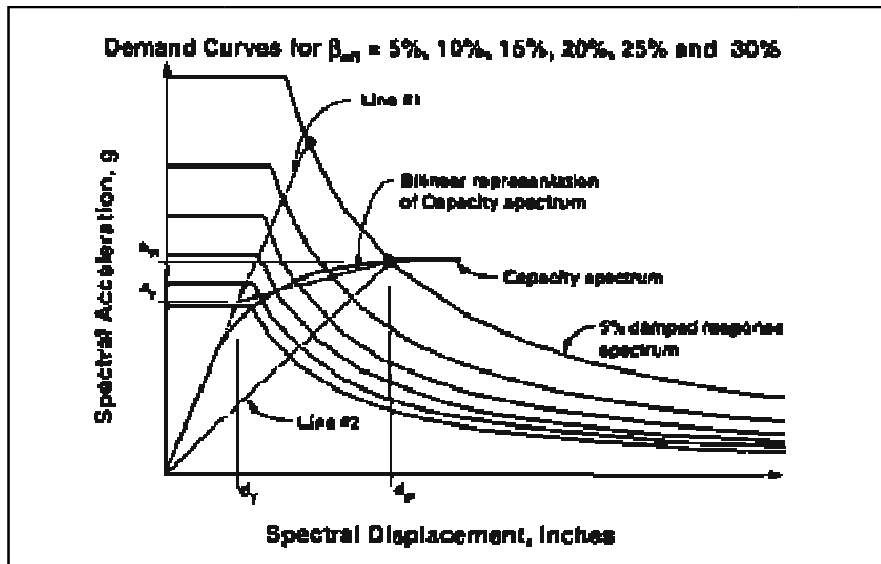


Figure 2.20 : Illustration de l'étape 7 de la procédure C.

8. tracer une troisième ligne à partir du point d'intersection de la première ligne et du spectre de réponse amorti à 5% jusqu'au point d'intersection de la deuxième, avec le spectre réduit (figure 2.21) ;

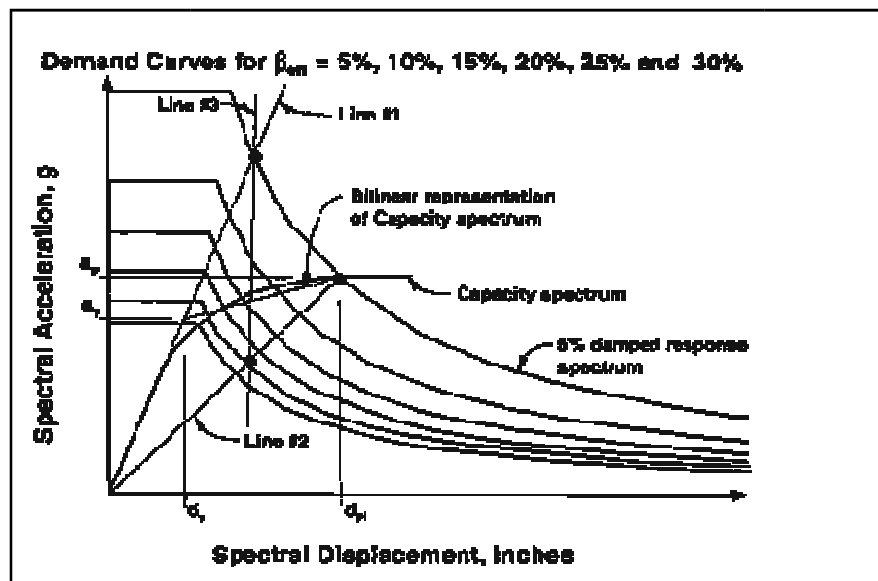


Figure 2.21: Illustration de l'étape 8 de la procédure C.

9. Le point d'intersection de la ligne 3 avec le spectre de capacité est considéré comme point de performance $S_{ap2}-S_{dp2}$;
10. si le déplacement S_{dp2} est différent de $\pm 5\%$ du déplacement S_{dp1} alors le point $(S_{ap2}-S_{dp2})$ est le point de performance.

Conclusion

Le Pushover représente une des méthodes d'analyse fiable du comportement non linéaire d'une structure. Son principe consiste à calculer la courbe de capacité qui détermine la résistance ultime de la structure et sa capacité de déformation. Ceci, nous renseigne sur le processus d'endommagement et donne les zones critiques, par l'intermédiaire des trois procédures différentes appelées A, B et C. Mais, une question se pose, devant ces trois procédures laquelle devons nous choisir ?

La réponse à cette question est que le choix reste une préférence personnelle, et dans notre cas les motifs qui nous ont motivés pour choisir la procédure B sont les suivants :

- ✓ c'est une méthode analytique ;
- ✓ plus simple que les deux procédures A et C, grâce aux hypothèses simplificatrices ;
- ✓ l'application de sa méthodologie est raisonnablement transparente ;

C'est ainsi, et pour la première fois, que nous appliquons cette méthode pour l'analyse d'une structure surmontée d'un réservoir de stockage d'eau de capacité de 1000m^3 . L'étude de cet ouvrage sera présentée au prochain chapitre.

Chapitre 3

Application de la méthode pushover pour un immeuble réservoir

Introduction

L'immeuble faisant l'objet de notre étude, est implanté à Dar El Beida en zone sismique III. Cet ouvrage surmonté d'un réservoir assure à la fois une fonction d'habitation, de stockage et distribution d'eau potable.

(Hamitouche, 2012), en appliquant la méthode statique linéaire du RPA99/2003, a modélisé la structure par un logiciel d'élément fini « ROBOT », Ce qui lui a permis de reprendre fidèlement les déformations subis par cette dernière lors du séisme de Boumerdès.

Aussi, il a proposé un programme de réhabilitation de l'ouvrage permettant d'exécuter des modifications avec des couts réduits.

Dans le cadre de notre étude, nous proposant une analyse statique non linéaire « Pushover » de l'ouvrage. Ainsi, nous présenterons, dans ce chapitre une description succincte de la structure, puis la modélisation non linéaire, utilisant le logiciel ETABS.

3.1. Localisation et situation du projet

Le présent projet est implanté dans la commune de Dar El Beida (Rue Mohamed Khamissti), à coté de centre météorologique et à 560m de la gare de Dar El Beida (Alger). Cette zone est classée en zone (III) par le règlement parasismique Algérien (RPA99/V2003). (figure 3.1)



Figure 3.1 : Vue satellitaire de la situation du projet.

3.1.1. Présentation du projet

L'immeuble, faisant l'objet de l'étude est composé de :

- d'une tour centrale de six (06m) mètres de diamètre supportant le réservoir et abritant l'escalier, l'ascenseur, les paliers d'accès aux appartements, ainsi que les gaines dans lesquelles passent les canalisations du réservoir.
- d'une tour carrée de dix-sept mètres (17m) de cotés comprenant 7 étages. Le premier est constitué de huit studios et les six (6) autres étages comprennent quatre appartements de 3 pièces. Le RDC est utilisé comme abri voitures.
- d'un réservoir de capacité de 1000m^3 , constitué par une cuvette en forme de paraboloïde de révolution raccordée à une calotte sphérique. (figure 3.2) :



Figure 3.2 : Vue générale du projet.

3.1.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Notre structure présente les caractéristiques suivantes :

- longueur totale du bâtiment est de 17.80m ;
- largeur totale du bâtiment 17.80m ;
- hauteur totale des appartements y compris l'acrotère est 26.30m ;
- hauteur totale du bâtiment y compris le réservoir 37.90m ;
- hauteur du RDC est 4,80m ;
- hauteur de l'étage courant est 2,87m.

3.1.2.1. Eléments de l'ouvrage :

- ◆ **Réservoir** : remplis à une hauteur de 8m a partir du niveau inférieur de la cuve et atteint une capacité de 1000m^3 . Il est constitué de quatre parois d'épaisseurs différentes variant de bas vers le haut de 25cm à 10cm avec un pas de 5cm.
 - ✓ Cheminée : à la forme d'un tronc de cône extérieurement et un cylindre intérieurement. Sa hauteur est de 8.75m par rapport à la base de la cuve.
 - ✓ Coupole : celle-ci à la forme d'une calotte sphérique avec une épaisseur de 10cm.
- ◆ **Planchers** : tous les planchers sont réalisés en dalle pleine de 12cm d'épaisseur, le plancher terrasse est accessible, et il comporte un système complexe d'étanchéité et une pente pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales (figure 3.3).

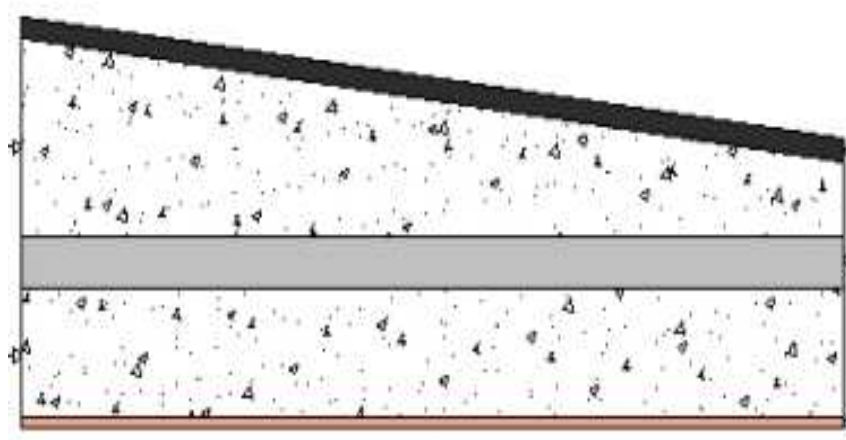


Figure 3.3 : Coupe verticale du plancher terrasse.

- ◆ **Noyau central** : il est de forme cylindrique, et réalisé en béton armé avec une épaisseur de 15cm. Il comporte des ouvertures qui donnent accès aux différents niveaux, il comprend la cage d'assesseur ainsi que la cage d'escaliers.

- ◆ **Voile** :

Au RDC, les voiles sont de 2m de longueur, 25cm d'épaisseur et de 4,8m de hauteur.

Pour l'étage courant, les voiles ont une longueur de 2m, une épaisseur de 15cm et une hauteur de 2.87m.

Les voiles porteurs du réservoir ont une épaisseur de 25cm et une hauteur de 4,81m. Leurs cotés supérieur est sous forme d'arc et présente une double inclinaison par rapport à l'axe Z de la structure, afin d'épouser la forme du réservoir et pouvoir transmettre correctement les charges et surcharges.

- ◆ **Poutres** : elles présentent une grande rigidité et sont de dimension relativement importante

RDC : $b=25\text{cm}$ et $h=80\text{cm}$;

EC (étage courant) : $b=15\text{cm}$ et $h=60\text{cm}$.

- ◆ **Chainage** : il est assuré par des poutres de $(20 \times 40) \text{ cm}^2$ et des poteaux de $(20 \times 20) \text{ cm}^2$ pour les coins et de $(15 \times 20) \text{ cm}^2$ pour ceux du milieu.

- ◆ **Les plans** :

Les plans récupérés au niveau des archives de la direction générale de l'hydraulique d'Alger dates de 1958, dont certain n'ont pas pus être récupérés notamment les notes de calcul et les plans de coffrages.

Le plan de façade est donné par (figure3.3):



Figure 3.3 : plans des deux façades (Sud-ouest et Sud-est).

Plan de coupe verticale est donné ci-après (figure 3.4)

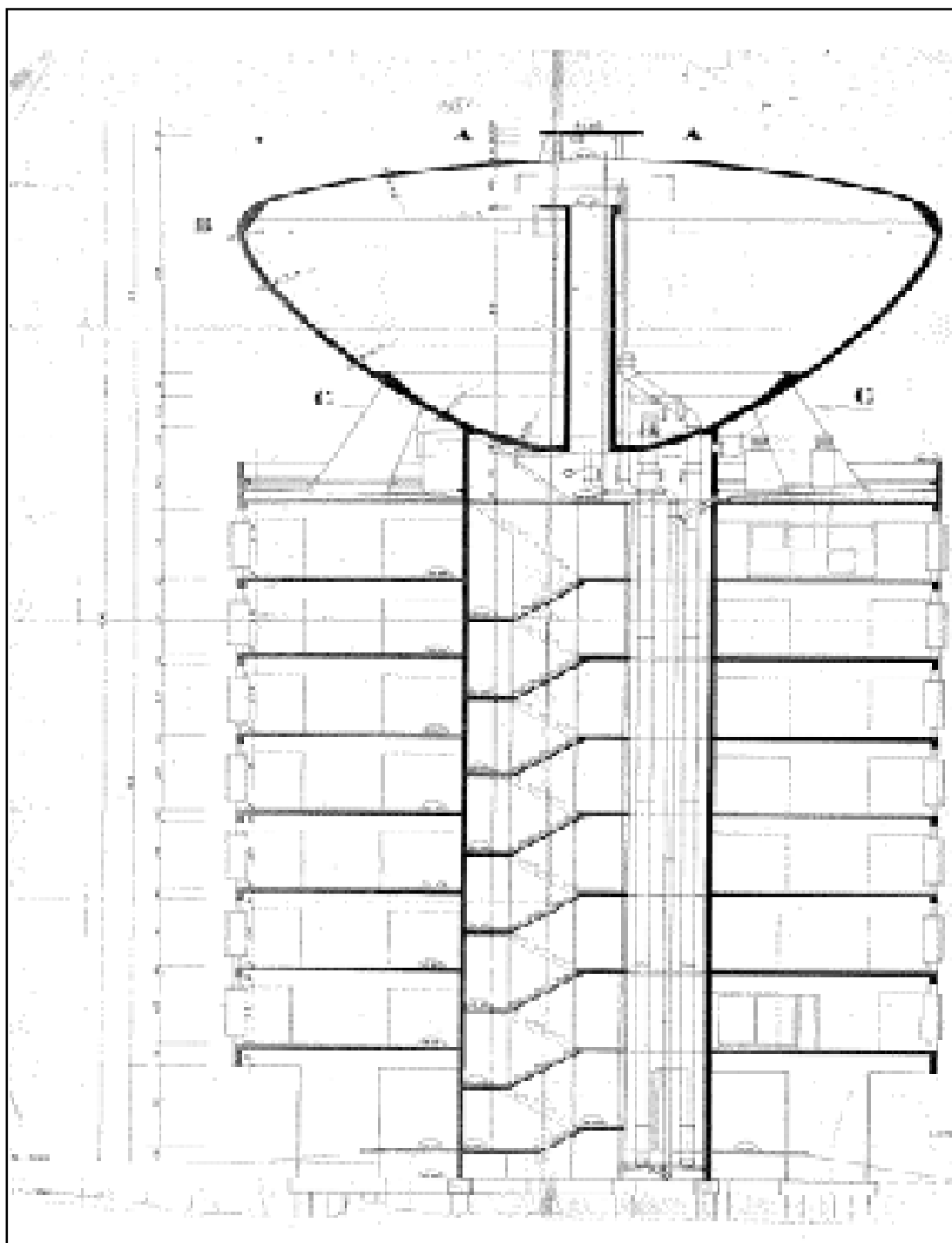
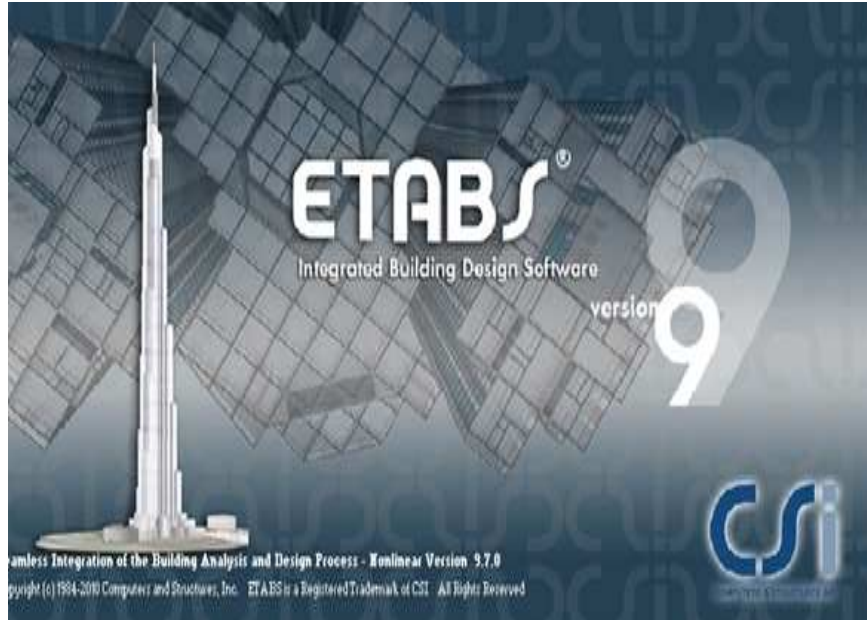


Figure 3.4 : plan de coupe « coupe verticale par l'axe de la tour centrale ».

Pour pouvoir modéliser la structure et faire l'analyse non linéaire, il devient nécessaire de faire appel à un code de calcul se basant sur la méthode d'élément finis, c'est de se fait que nous avons opté pour le logiciel ETABS.



3.2. Présentation du logiciel de calcul « ETABS »

ETABS (Extended Three dimensional Analysis of Building Systems) est un logiciel de calcul et de conception des structures. Il est basé sur la méthode des éléments finis et permet de modéliser le comportement réel de la structure.

3.2.1. Caractéristiques principales du logiciel

Il offre la possibilité de :

- ✓ définir la structure en mode graphique ;
- ✓ visualiser la déformée, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes, les champs de contraintes, les modes propres de vibration ;
- ✓ effectuer plusieurs types d'analyse (statique, dynamique, linéaire, non linéaire) ;
- ✓ copier des objets vers d'autres logiciels (Excel, SAP.....) ;
- ✓ composer librement des impressions (notes de calcul, capture écran).

3.3. Modélisation de la structure

La modélisation de la structure se fait, selon les étapes énumérée ci-dessous :

- modélisation et analyse élastique linéaire de la structure ;
- vérification de la structure vis-à-vis du RPA99/V2003 ;
- définition du comportement non linéaire des éléments ;
- définition du chargement de l'analyse statique non linéaire « Pushover » ;
- analyse statique non linéaire et extraction de la courbe de capacité.

3.3.1. Modélisation et analyse élastique linéaire de la structure

La structure est dimensionnée sur la base d'une analyse élastique linéaire qui est elle aussi, basée sur la méthode des forces, les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

❖ Spécification des propriétés des matériaux

Introduire les données suivantes et remplir les champs comme le montre la figure (3.5)

- ✓ masse volumique du béton : 2kg/m^3
- ✓ poids volumique du béton : 20kN/m^2
- ✓ module d'élasticité (module de Young) : 29858594 kN/m^2
- ✓ contrainte max dans le béton à la compression : 20000 kN/m^2
- ✓ contrainte max des aciers longitudinaux : 400000 kN/m^2
- ✓ contrainte max dans les aciers transversaux : 400000 kN/m^2

The screenshot shows a software window titled "Material Property Data" with a light green header. It contains several input fields and checkboxes for defining material properties. The "Material Name" field is set to "BETON". The "Type of Material" section has "Isotropic" selected. The "Analysis Property Data" section includes fields for Mass per unit Volume (2.), Weight per unit Volume (20.), Modulus of Elasticity (29858594), Poisson's Ratio (0.), Coeff of Thermal Expansion (0.), and Shear Modulus (14929.297). The "Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003)" section includes fields for Specified Conc Comp Strength, f'c (20000.), Bending Reinf. Yield Stress, fy (400000.), and Shear Reinf. Yield Stress, fys (400000.). There is a checkbox for "Lightweight Concrete" which is unchecked, and a field for "Shear Strength Reduc. Factor" which is empty. The "Display Color" section shows a color swatch. At the bottom are "OK" and "Cancel" buttons.

Field	Value
Material Name	BETON
Type of Material	Isotropic
Mass per unit Volume	2.
Weight per unit Volume	20.
Modulus of Elasticity	29858594
Poisson's Ratio	0.
Coeff of Thermal Expansion	0.
Shear Modulus	14929.297
Specified Conc Comp Strength, f'c	20000.
Bending Reinf. Yield Stress, fy	400000.
Shear Reinf. Yield Stress, fys	400000.
Lightweight Concrete	☐
Shear Strength Reduc. Factor	

Figure 3.5 : Introduction des caractéristiques des matériaux (acier-béton).

❖ Modélisation géométrique de la structure

- ✓ Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments linéaires « Frame » (figure 3.6), les voiles par des éléments coques « Shell » (figure 3.7) et les planchers par des éléments « Deck » (figure 3.8).

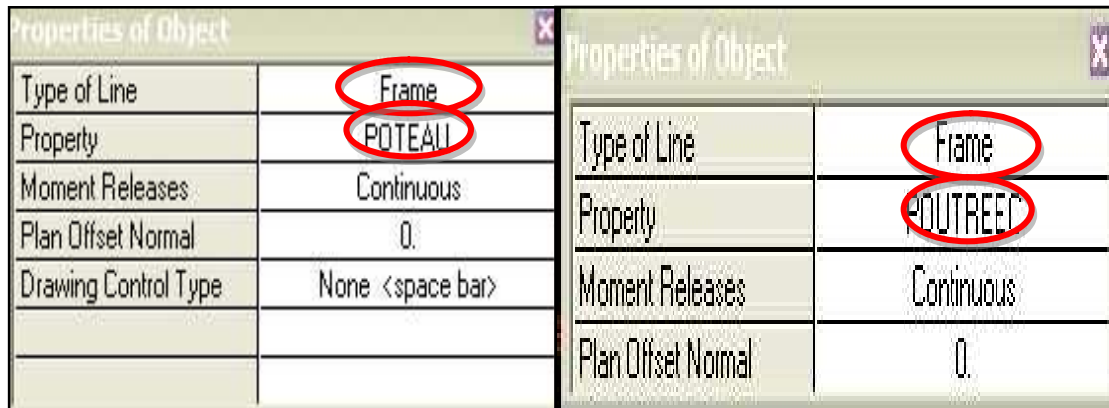


Figure 3.6 : Représentation de poteaux et poutres par des éléments « Frame ».

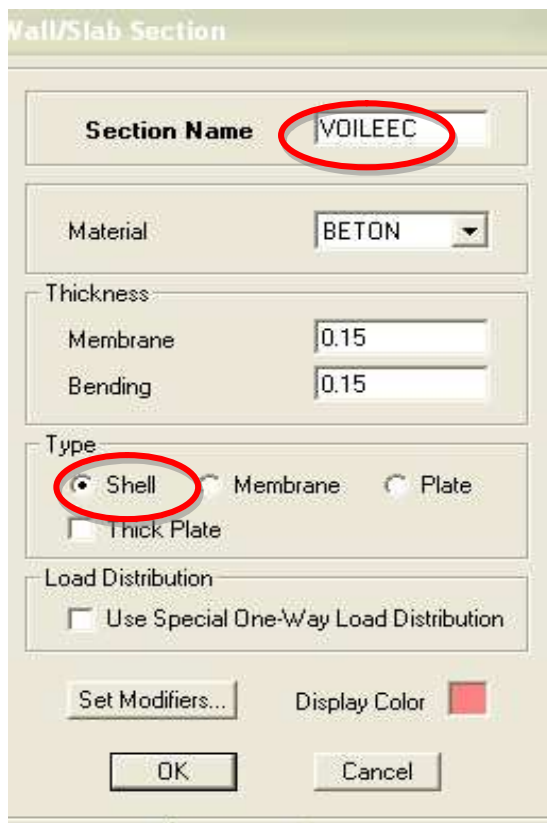


Figure 3.7 : Représentation des voiles par des éléments « Shell ».

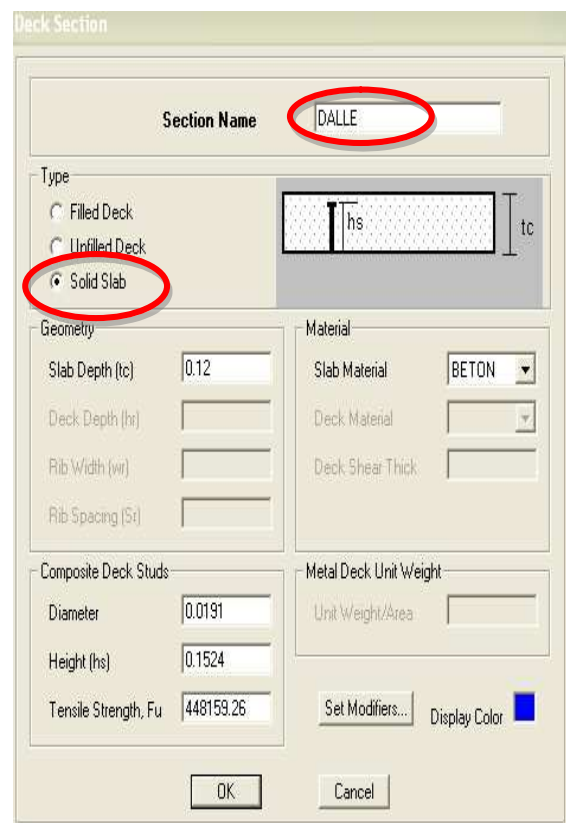


Figure 3.8 : Représentation des dalles par des éléments « Deck ».

❖ Chargement statique de la structure (G et Q) :

✓ Les planchers étant donné qu'ils sont modélisés en élément « Deck », le logiciel prend en considération les charges dues aux poids propre.

Pour l'étage courant on a $G=2.14\text{KN/m}^2$, $Q=1.5\text{KN/m}^2$ (plancher accessible).

Pour le plancher terrasse les charges sont les suivantes ; $G=5.77\text{KN/m}^2$, $Q=1.5\text{KN/m}^2$ (accessible).

Pour le réservoir la surcharge lui revenant est celle due à la pression hydrostatique Q_{eau} (annexe 4).

❖ Définition de l'analyse dynamique :

✓ L'analyse dynamique comporte l'analyse modale et l'analyse spectrale ;

a. Analyse modale

L'analyse des vecteurs propres détermine les modes non amorti de vibration et les fréquences du système. Ces modes fournissent un aperçu du comportement de la structure, (figure 3.9).

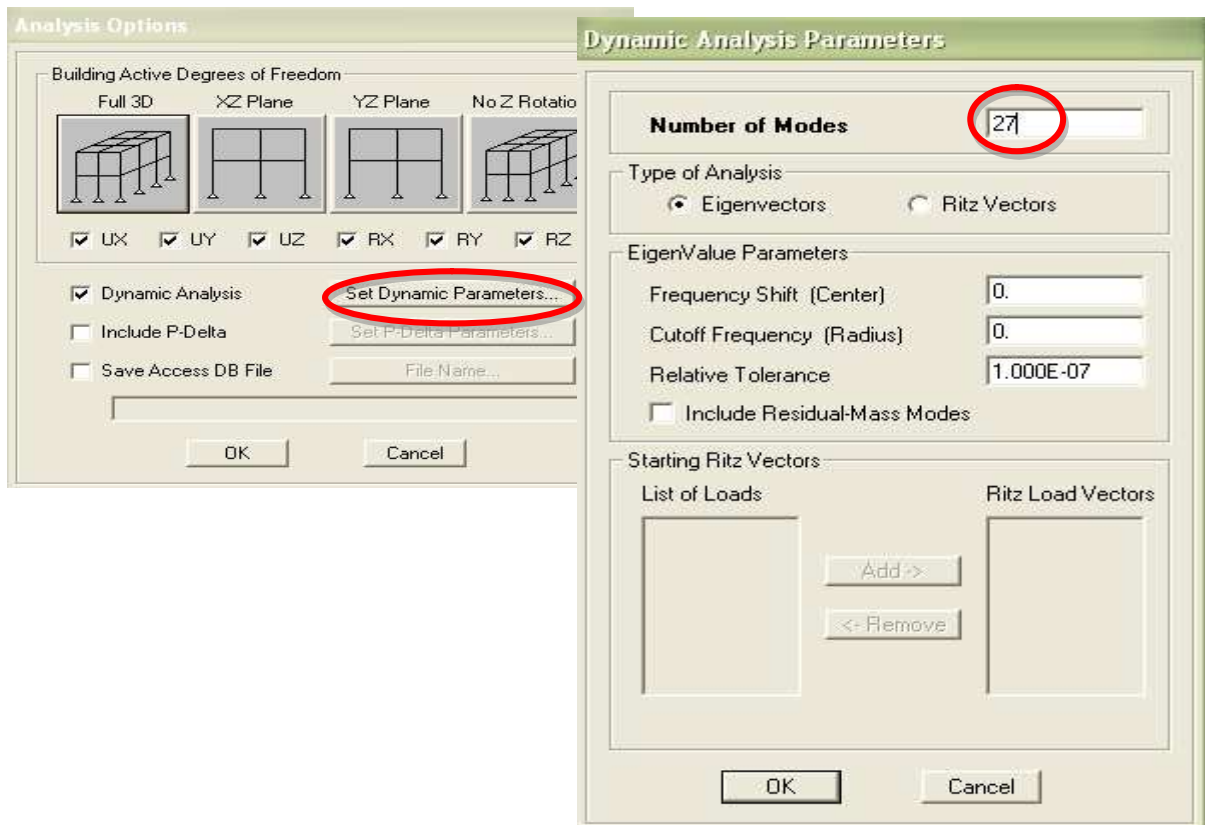


Figure 3.9 : Détermination des paramètres de l'analyse dynamique.

b. Analyse spectrale

L'analyse spectrale permet de calculer la réponse sismique d'une structure en utilisant le spectre de réponse donné par le RPA99/V2003 (figure 3.10).

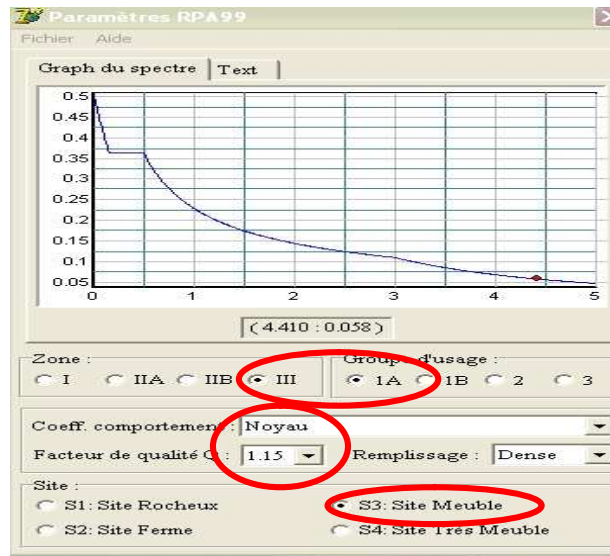
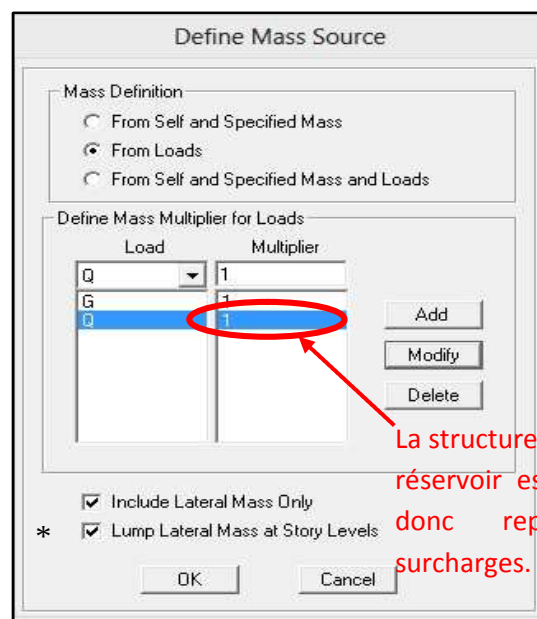


Figure 3.10 : Introduction des données de la structure pour déterminer le spectre de réponse.

Pour chaque déterminé, cette analyse permet d'avoir un coefficient de participation modale, les masses modales participantes. Et pour chaque direction, les efforts spectraux, les déplacements, les réactions et efforts correspondant à chacun des modes propres.

La masse sismique considérée dans chaque plancher, prise dans l'analyse dynamique est

$$M_i = \frac{W_{Gi} + W_{Qi}}{10} \quad (3.1)$$



La structure est de classe IIa, mais le réservoir est de classe 1A, il doit donc reprendre 100% des surcharges. (C'est lui qui domine).

Figure 3.11 : Définition de la masse sismique.

❖ Combinaisons d'actions

Les combinaisons sont décomposées en trois types (figure 3.12) :

- ✓ combinaison à l'Etat Limite Ultime $ELU = 1.35G + 1.5Q$;
- ✓ combinaison à l'Etat Limite de Service $ELS = G + Q$;
- ✓ combinaisons accidentelles du RPA99/V2003 : $G + Q \pm E$, $G + Q \pm 1.2E$, $0.8G \pm E$;

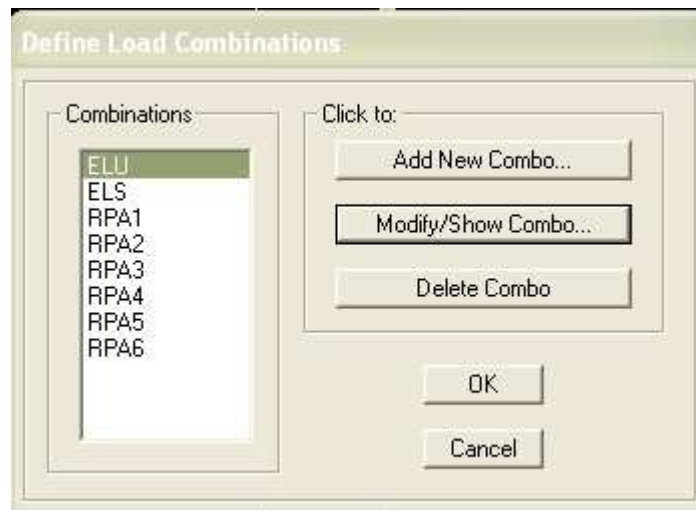


Figure 3.12 : Combinaisons d'actions.

❖ Les diaphragmes

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on relie les nœuds d'un même plancher à leurs nœud maître ; de manière à avoir des diaphragmes (figure 3.13)

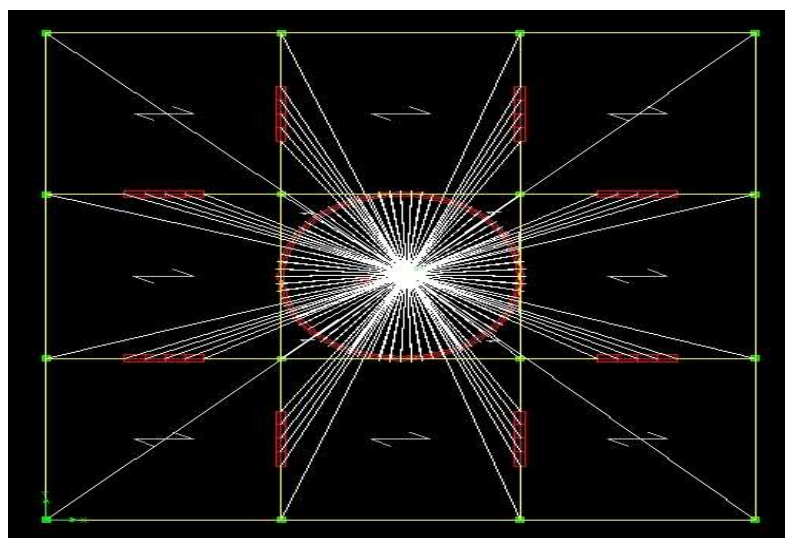


Figure 3.13 : Liaison des planchers (Diaphragmes).

❖ Les appuis

Les poteaux sont supposés parfaitement encastrés dans les fondations (figure 3.14).



Figure 3.14 : Encastrement des poteaux.

A présent, la modélisation est achevée (figure3.15), l'analyse élastique de la structure peut être effectuée en cliquant sur **Analyze** ➔ **Run analysis**.

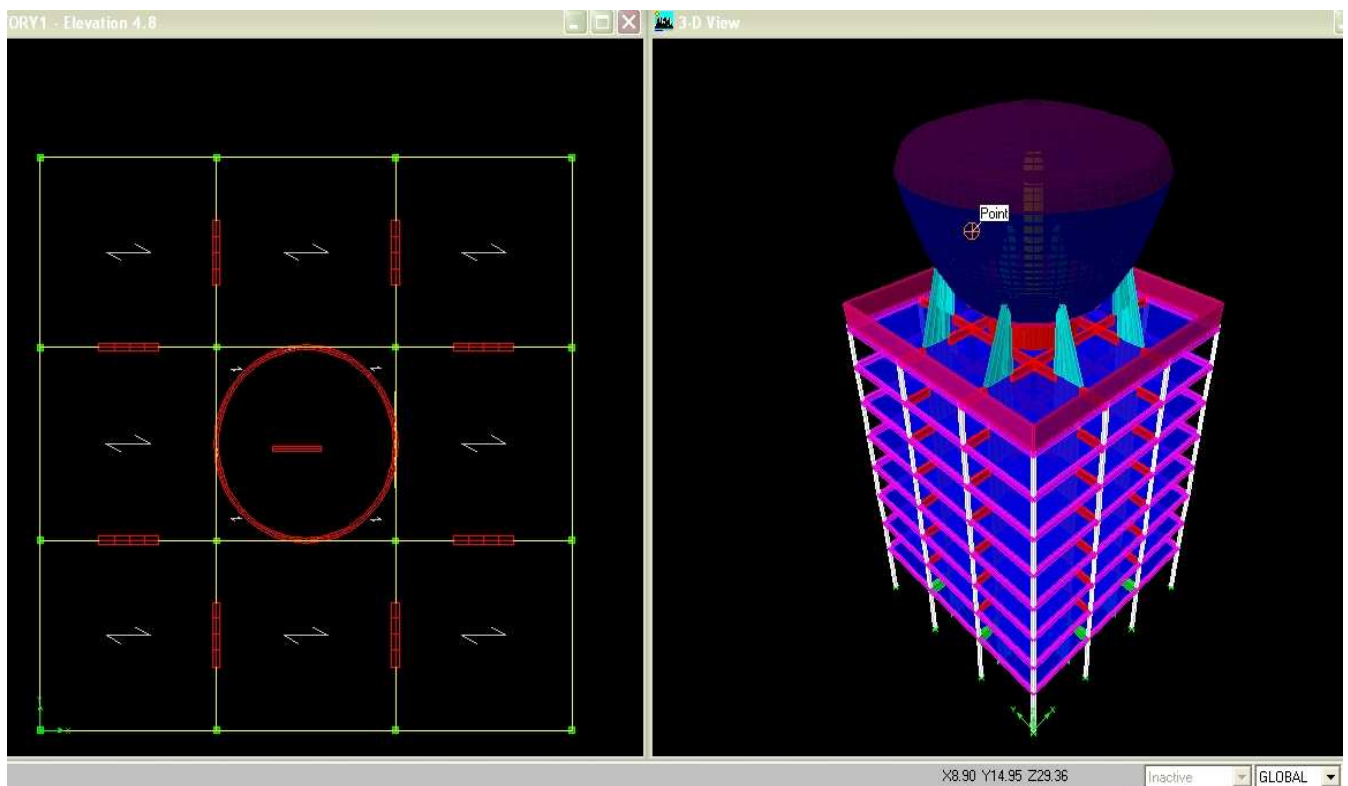


Figure 3.15 : Aperçu de la structure après modélisation.

3.3.2. Vérification de la structure (RPA99/2003)

- ♦ Le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions de l'excitation doit être tel que :
 - ✓ La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale au moins à **90%** de la masse totale de la structure (figure 3.16).

Elle a atteint 94% dans les deux sens (xx-yy) déjà au 11^{ème} mode.

Modal Participating Mass Ratios							
Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
11	0.173203	0.0000	0.5272	0.0000	94.2630	94.7897	0.0000
12	0.173159	0.5387	0.0000	0.0000	94.8018	94.7897	0.0000
13	0.142930	0.0000	0.0000	0.0000	94.8018	94.7897	0.0000
14	0.123068	0.0000	2.6494	0.0000	94.8018	97.4391	0.0000
15	0.122904	2.6445	0.0000	0.0000	97.4463	97.4391	0.0000
16	0.102754	0.0000	0.0000	0.0000	97.4463	97.4391	0.0000
17	0.081902	0.0000	1.4669	0.0000	97.4463	98.9060	0.0000
18	0.081801	1.4628	0.0000	0.0000	98.9091	98.9060	0.0000
19	0.077407	0.0000	0.0000	0.0000	98.9091	98.9060	0.0000
20	0.064964	0.0000	0.0000	0.0000	98.9091	98.9060	0.0000
21	0.059289	0.0000	0.4505	0.0000	98.9091	99.3566	0.0000
22	0.059244	0.4475	0.0000	0.0000	99.3567	99.3566	0.0000
23	0.057554	0.0000	0.0000	0.0000	99.3567	99.3566	0.0000
24	0.054288	0.0000	0.1249	0.0000	99.3567	99.4815	0.0000
25	0.054273	0.1249	0.0000	0.0000	99.4816	99.4815	0.0000
26	0.050617	0.0006	0.1481	0.0000	99.4822	99.6296	0.0000
27	0.050605	0.1488	0.0006	0.0000	99.6310	99.6302	0.0000

Elle est de 99.63 dans les deux sens (xx-yy).

Figure 3.16 : vérifications du RPA99/2003 (masses modales).

- ✓ Tous les modes ayant une masse supérieure à 5% de la masse totale doivent être retenus pour la détermination de la réponse totale.
- ♦ 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_{MSE}**.
- ♦ Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur totale de l'étage.

3.3.3. Définition du comportement non linéaire de la structure

Le comportement non linéaire des éléments structuraux poutres et poteaux, est représenté par l'attribution des rotules plastiques concentrées à chacune de leurs extrémités, car le type de rupture possible dans une structure en portique auto-stable se fait généralement par la formation des rotules plastiques au droit des nœuds poteaux – poutres.

Les types de rotules plastiques considérés dans cette étude sont

- **Poutres** : rotules de flexion (M_3), et rotules de cisaillement (V_2), (figure 3.17).

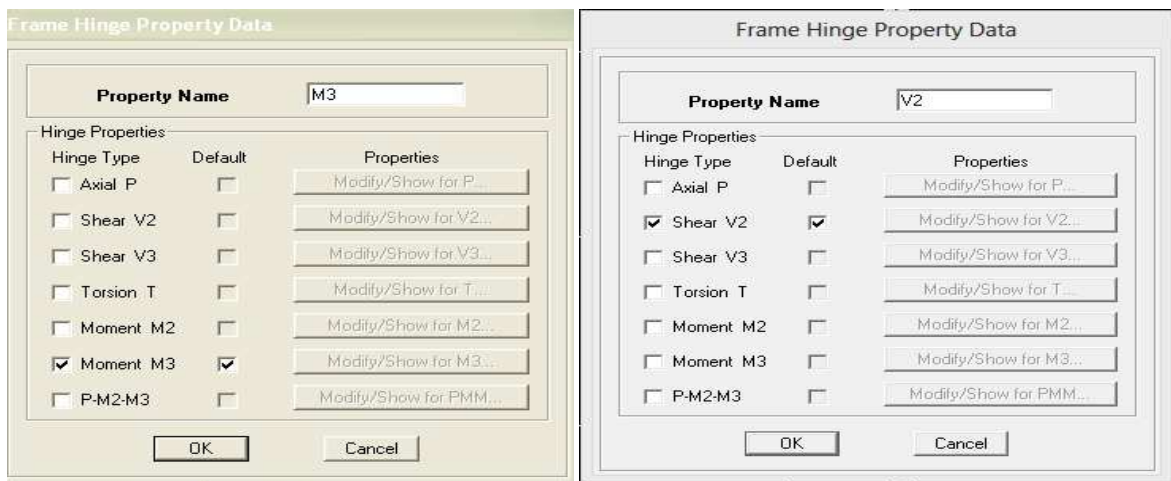


Figure 3.17 : Définitions des rotules.

- **Poteaux** : rotules de flexion (M_3), l'effort normal (P), et rotules de cisaillement suivant l'axe 2-2 (V_2), (figure 3.18).

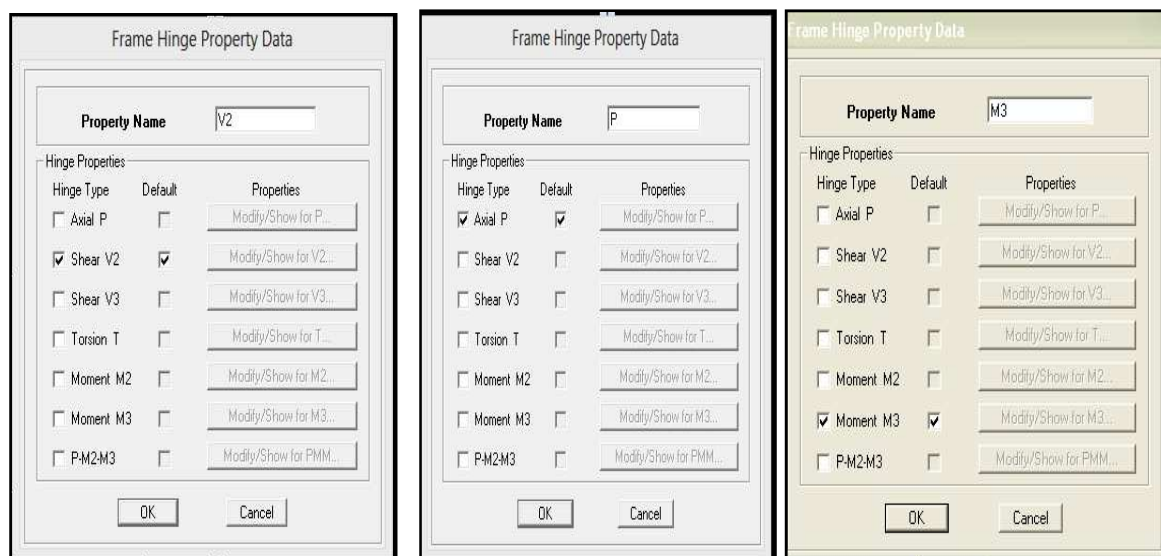


Figure 3.18 : Définitions des rotules.

Ces rotules sont introduites suivant les étapes énumérées ci-après :

1. Attribution des rotules : **Select** → **by frame section** → **assign** → **frame non lineare Hinges** (figure 3.19).

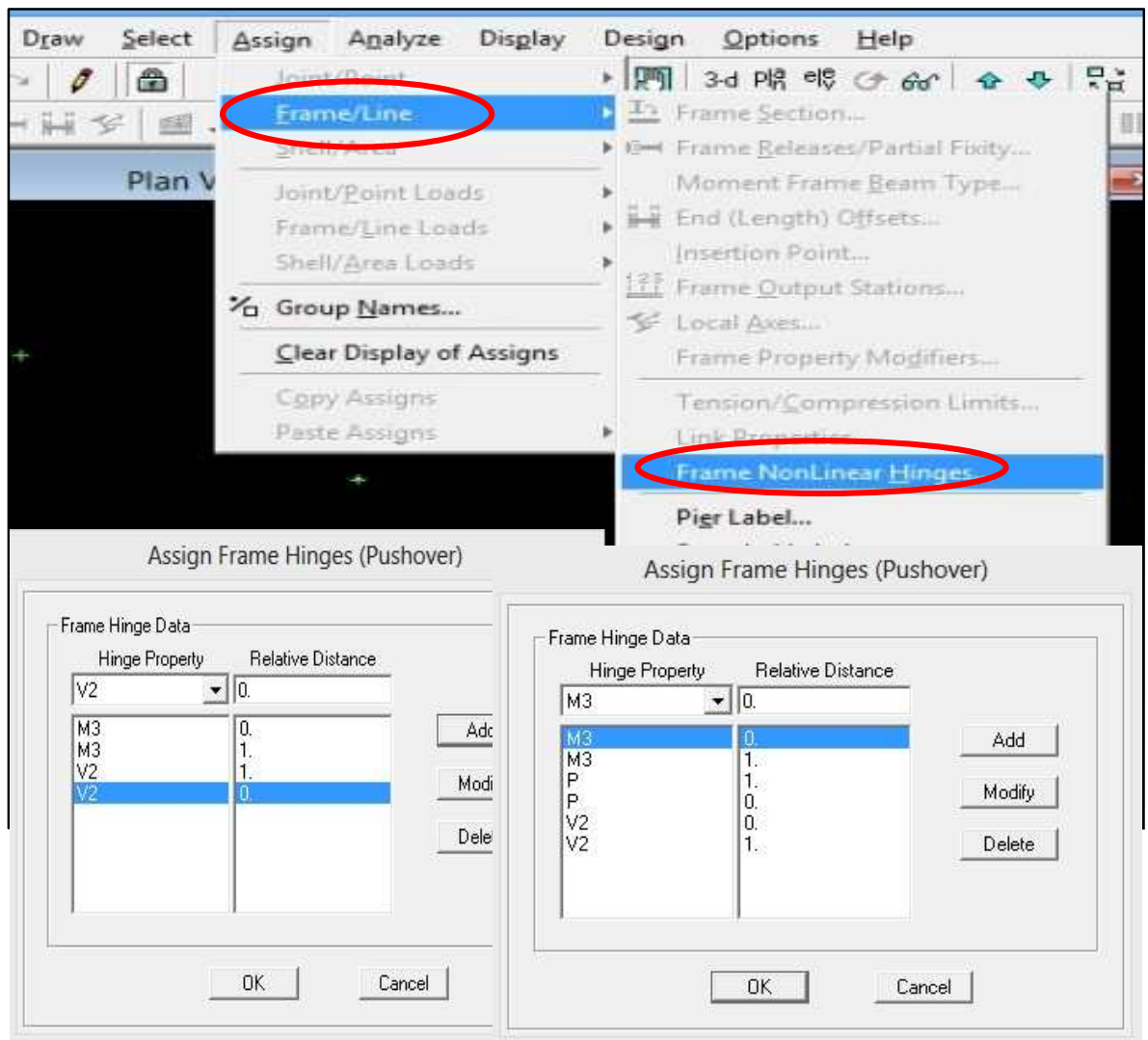


Figure 3.19 : Attribution des rotules.

Pour les voiles nous sommes confrontés à un problème de modélisation, car l'analyse non linéaire est réservée aux éléments frame (linéaires). Pour ce faire, nous les avons remplacés par des poteaux équivalents y compris le noyau central. (Annexe2) (figure 3.20).

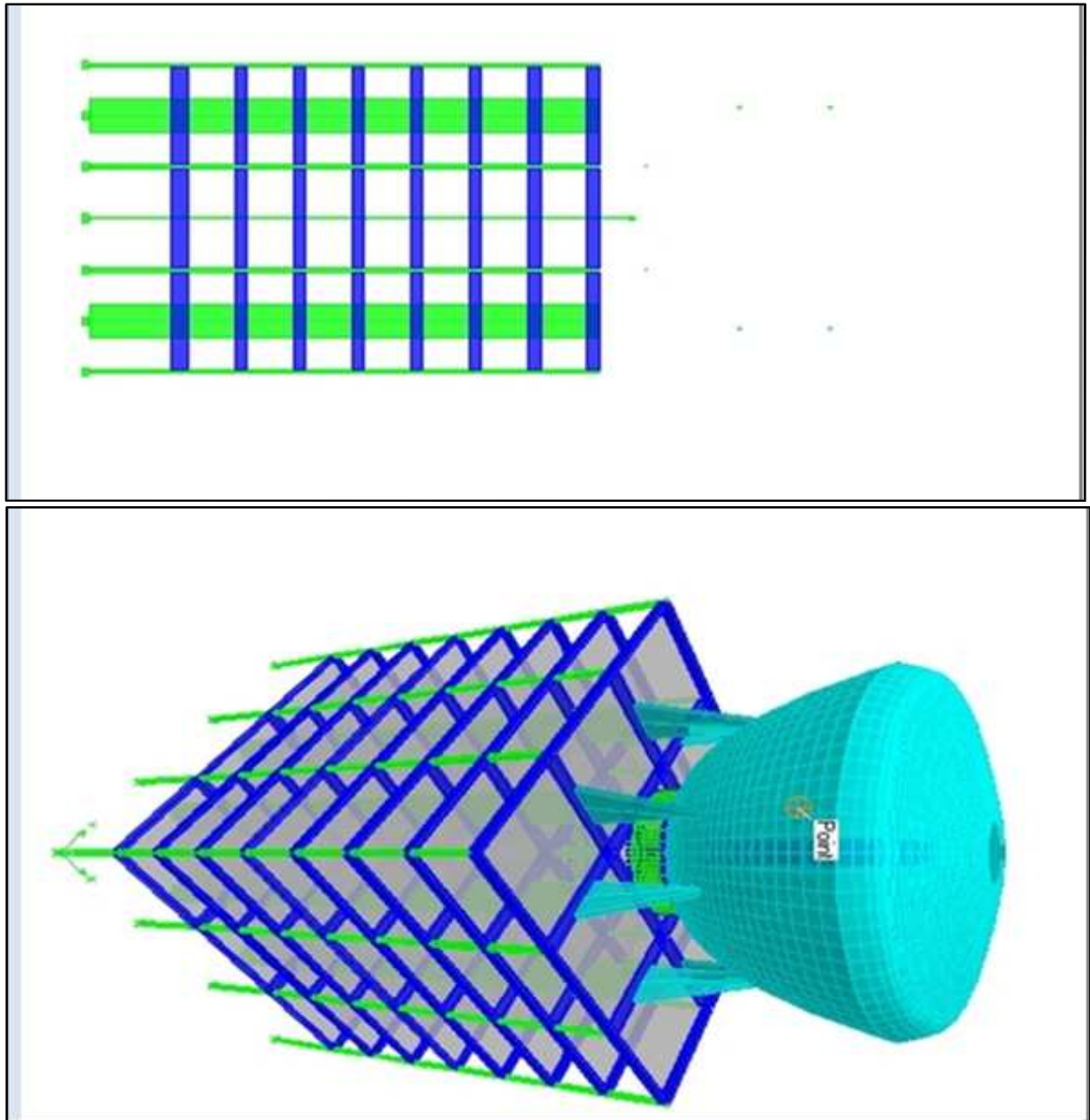


Figure 3.20 : Modélisation des voiles par des poteaux équivalents.

3.2.3.1. Définition du chargement de l'analyse Pushover

Dans cette étape nous allons procéder au chargement de la structure par les paramètres du Pushover. La distribution des charges horizontales est un des aspects les plus critiques de la méthode, car elle est basée sur l'hypothèse que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration, et que ce mode reste constant durant toute la durée de l'excitation sismique.

Sachant aussi, que la distribution des forces latérales est incrémentée de façon progressive jusqu'à ce que le déplacement au sommet de la structure atteigne un déplacement cible « **déplacement-contrôlé** ».

Ce type d'analyse est mené lorsque les charges ne sont pas connues, ou lorsque l'augmentation des charges pendant l'analyse est susceptible de provoquer l'instabilité de la structure.

En plus de l'analyse en mode « **Déplacement contrôlé** », le programme offre la possibilité d'effectuer des analyses en mode « **force contrôlée** ». Ce type d'analyse est choisie lorsque les charges sont connues et ne risquent pas de provoquer l'instabilité de la structure (Belkheir, 2012).

- L'analyse sous charges gravitaires se fait en cliquant sur **Define** → **Static Non Linear /Pushover Cases** (figure 3.21).

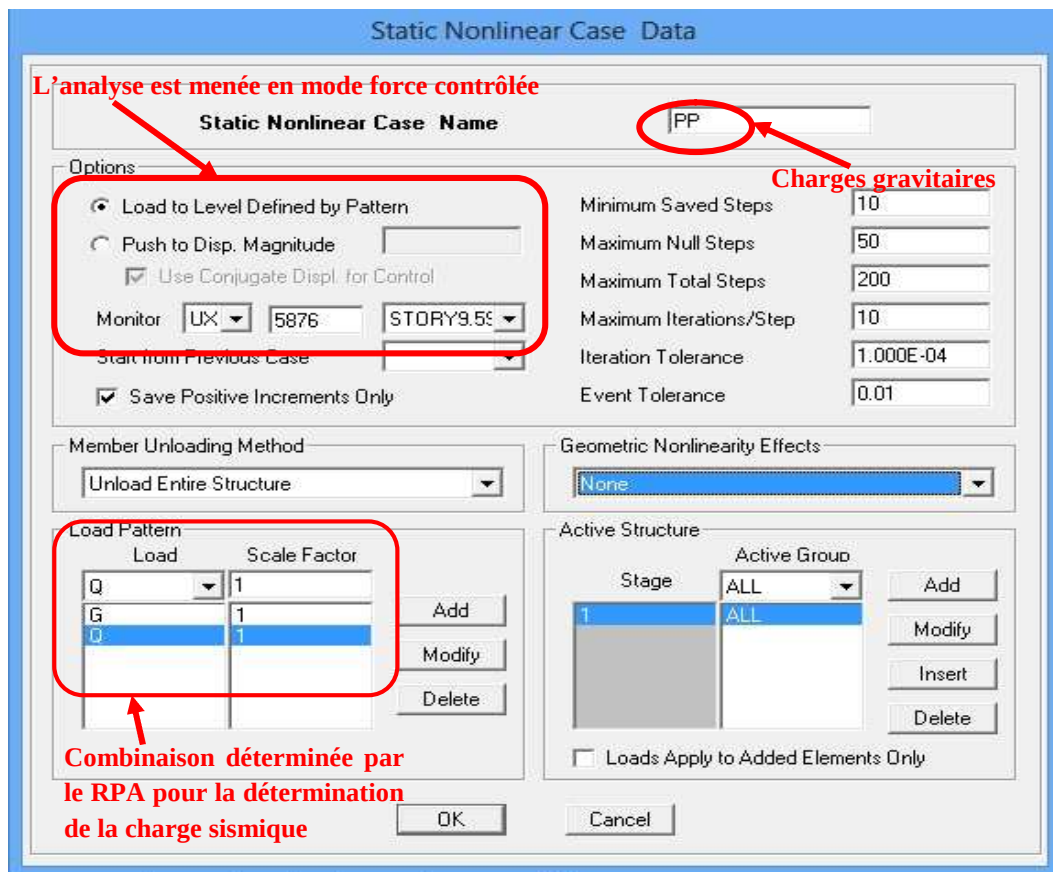


Figure 3.21 : Définition du chargement de l'analyse pushover sous charges gravitaires.

- L'analyse sous charges horizontales se fait en cliquant sur **Define** → **Static Non Linear /Pushover Cases** (figure 3.22)

Static Nonlinear Case Data

Static Nonlinear Case Name PUSHXX

Options

☐ Load to Level Defined by Pattern

☒ Push to Disp. Magnitude 1.507965

☒ Use Conjugate Displ. for Control

Monitor UX 5876 STORY9.5

Start from Previous Case PP

☒ Save Positive Increments Only

Minimum Saved Steps 20

Maximum Null Steps 50

Maximum Total Steps 200

Maximum Iterations/Step 10

Iteration Tolerance 1.000E-04

Event Tolerance 0.01

Member Unloading Method

Unload Entire Structure

Geometric Nonlinearity Effects

None

Load Pattern

Load	Scale Factor
MODE	1
MODE 3	1

Active Structure

Stage	Active Group
1	ALL

☐ Loads Apply to Added Elements Only

OK Cancel

Figure 3.22 : Définition du chargement de l'analyse pushover (sens XX).

Etant donné que la structure est parfaitement symétrique, les résultats de l'analyse seront donc les mêmes dans les deux sens (xx-yy).

Conclusion

A l'issue de ce chapitre, nous avons pu présenter les principales étapes de la modélisation avec le logiciel ETABS. Notons que lors de notre modélisation nous étions confrontés à plusieurs difficultés qui ont empêché d'aboutir initialement aux résultats.

La première difficulté était celle de la modélisation du réservoir ainsi que ces supports, ou nous avons passé plusieurs mois dessus.

La seconde, était un problème lié à modélisation des voiles par l'analyse non linéaire. Aussi, nous avons été amenés à changer le modèle initial par un modèle équivalent, en remplaçant les voiles par un nombre de poteaux d'inertie équivalente.

L'analyse non linéaire est donc effectuée, et les résultats obtenus seront présentés et interprétés au chapitre 4.

Chapitre 4

Présentation et interprétation des résultats

Introduction

L'analyse statique non linéaire (Pushover) est effectuée sur l'immeuble réservoir pour déterminer le comportement de ce dernier dans le domaine non linéaire et d'évaluer sa performance sismique.

Au terme de cette analyse non linéaire, nous procéderons au tracé de la courbe de capacité, nous déterminons aussi le point de performance ainsi que les déplacements relatifs inter-étages et la demande en ductilité (μ_D) qui caractérise le degré de pénétration du bâtiment dans le domaine plastique.

Nous déterminons également la distribution des rotules plastiques dans les différents éléments structuraux poutres et poteaux ainsi que leurs niveaux de dommages correspondant aux points de performance.

4.1. Résultats de l'analyse Pushover

La courbe de capacité, ainsi que spectre de capacité obtenue lors de l'analyse Pushover dans les deux sens (xx et yy), sont données respectivement par les figures (4.1) et (4.2)

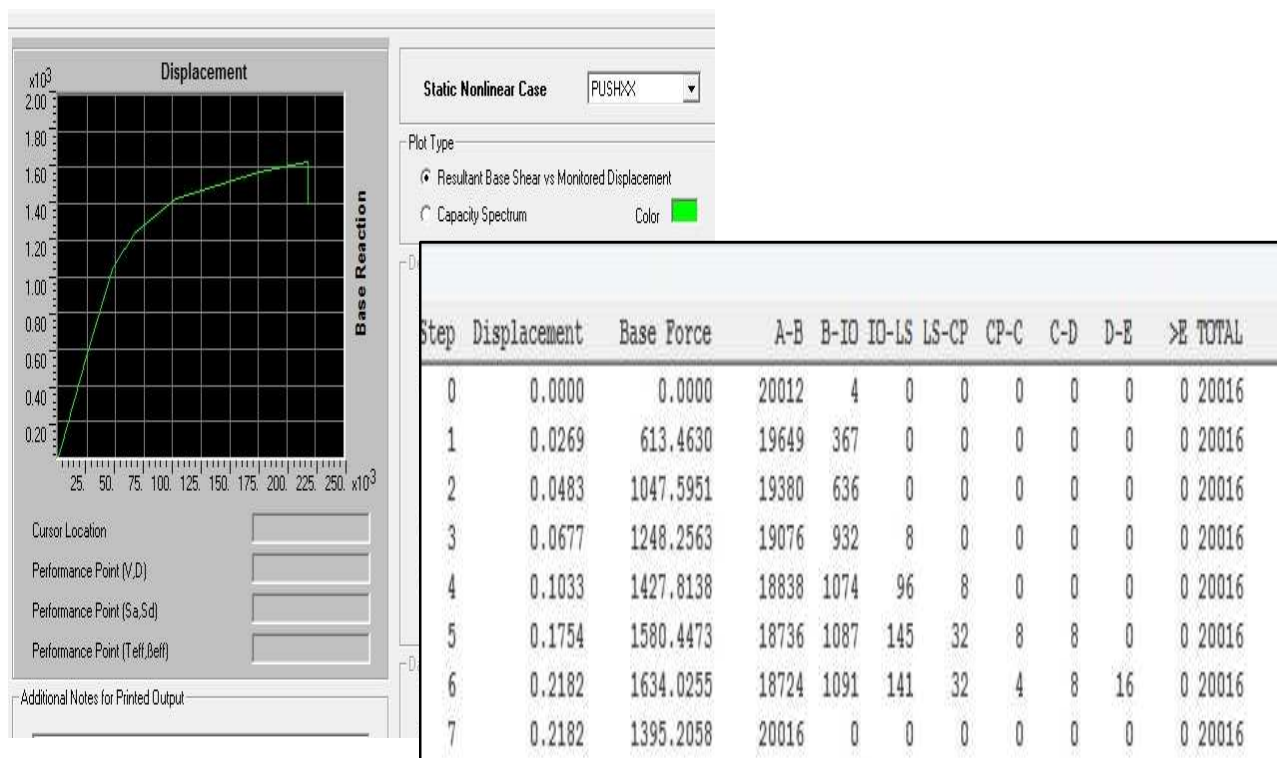


Figure 4.1 : courbe de capacité donnée par le pushover (V-Sd).

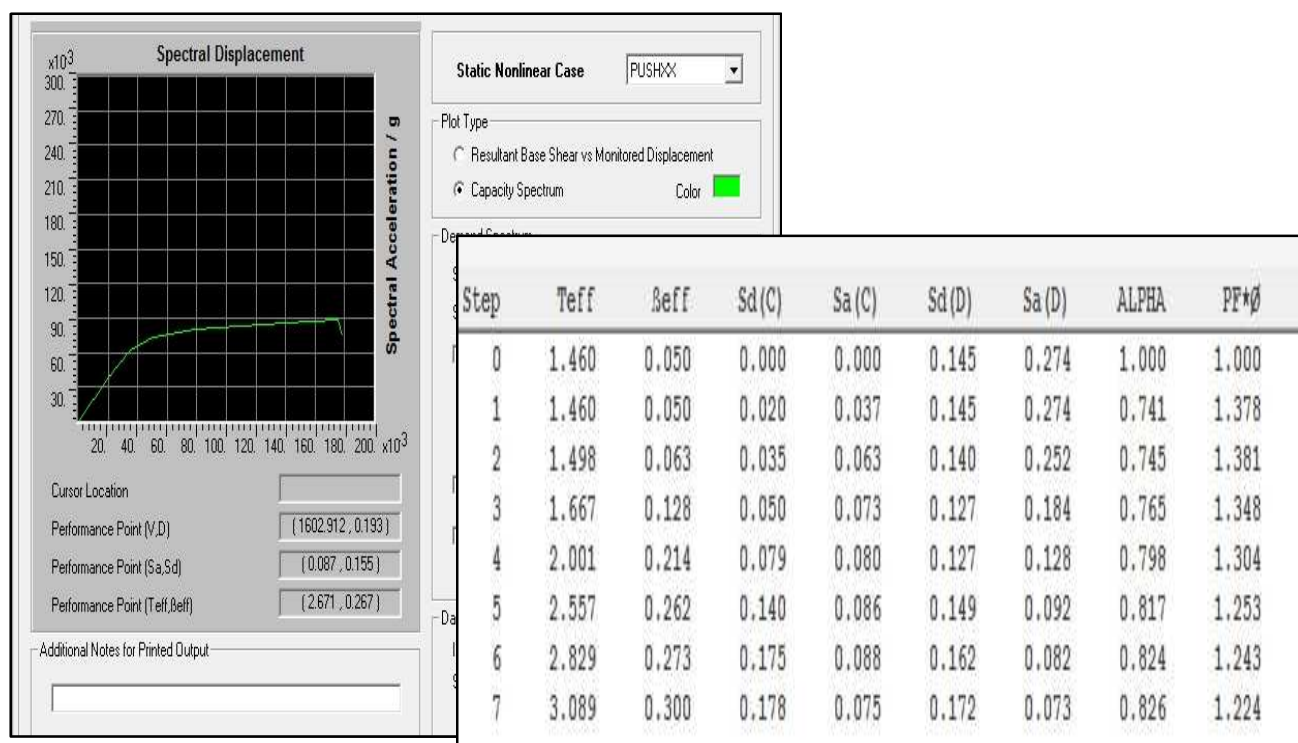


Figure 4.2 : Spectre de capacité donné par le pushover (Sa-Sd).

4.2. Evaluation du point de performance

Les étapes à suivre pour localisation du point de performance, sont celles de la procédure **B** déjà décrites au chapitre 2.

- Développer le spectre de réponse de la structure au format (Sa-Sd) (figure 4.3).

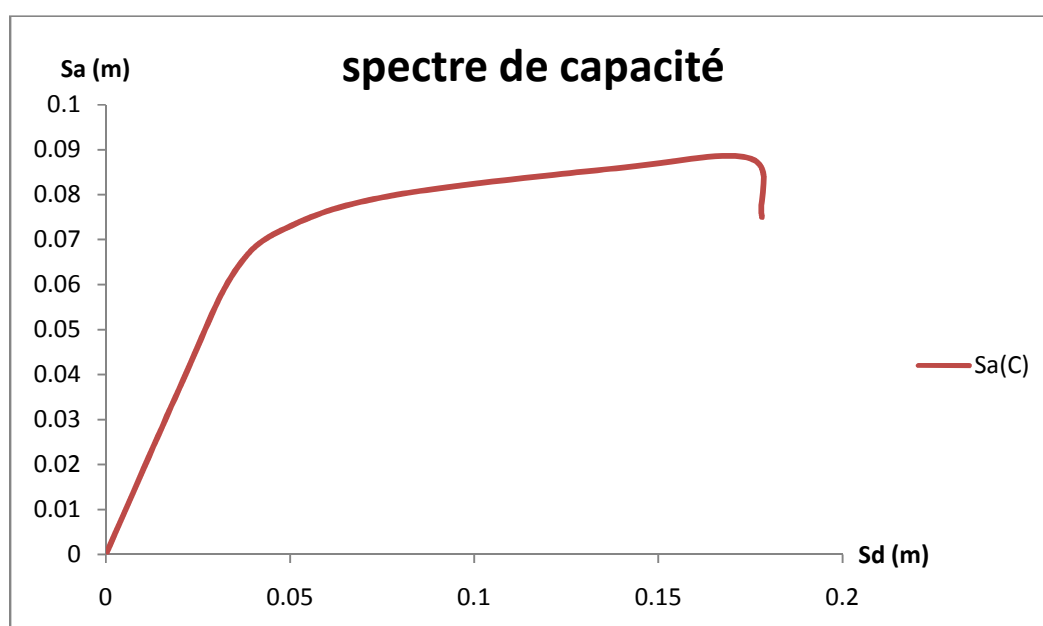


Figure 4.3. : Spectre de capacité (extrait des résultats du Pushover).

- Développer une représentation bilinéaire de la courbe de capacité (figure 4.4)

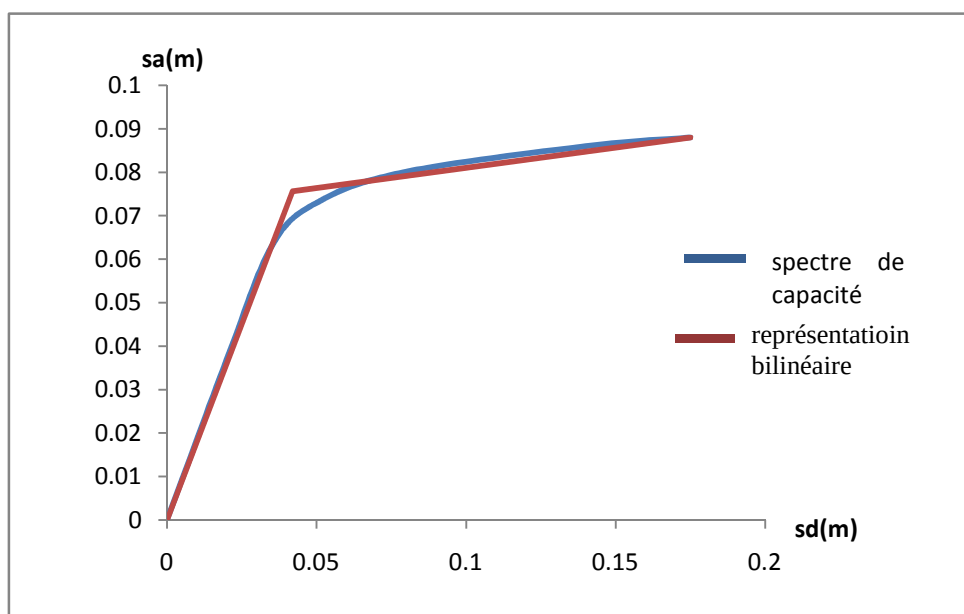


Figure 4.4 : Représentation bilinéaire du spectre de capacité.

- Calcul de l'amortissement effectif ξ_{eff} par la formule donnée au chapitre 2

$$\xi_{eff} = 0.05 + \kappa \cdot \xi_o = 0.05 + k \frac{0.637 (a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{(a_{pi} d_{pi})} \quad (2.19)$$

- Représentation de la courbe (ξ_{eff} -Sd) (figure 4.5)

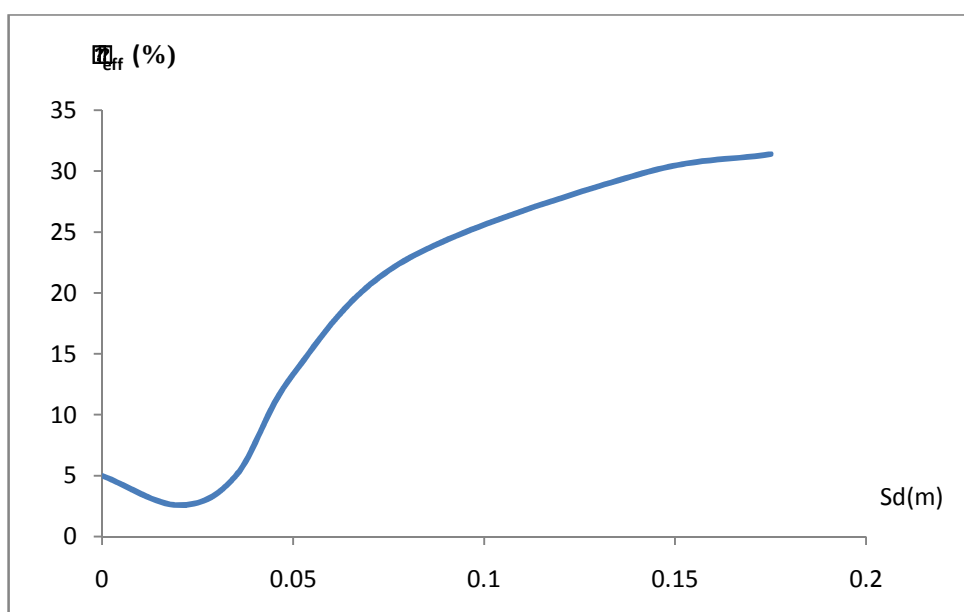


Figure 4.5 : représentation de la courbe amortissement effectif-déplacement spectrale.

- Développer et représenter une famille de spectres réduits ($\xi_{eff} > 5\%$) (figure 4.6)

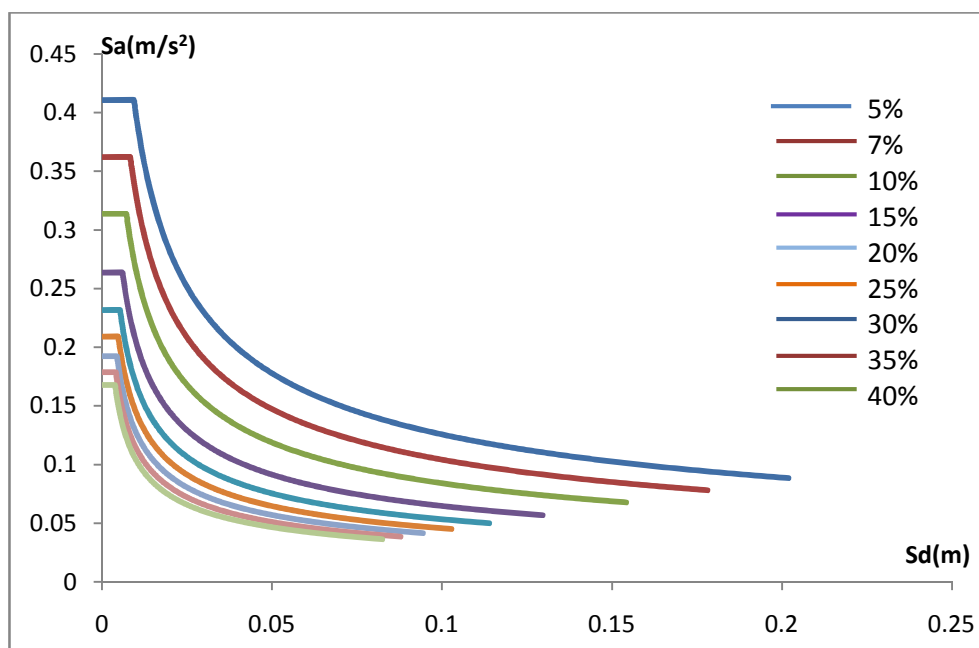


Figure 4.6 : représentation d'une famille de spectres réduits.

- Détermination des points ($\xi_{eff}-S_{dpi}$), ceux-ci sont obtenus en superposant la courbe de capacité spectrale bilinéaire avec les spectres de réponse des amortissements effectifs ξ_{eff} . (figure 4.7)

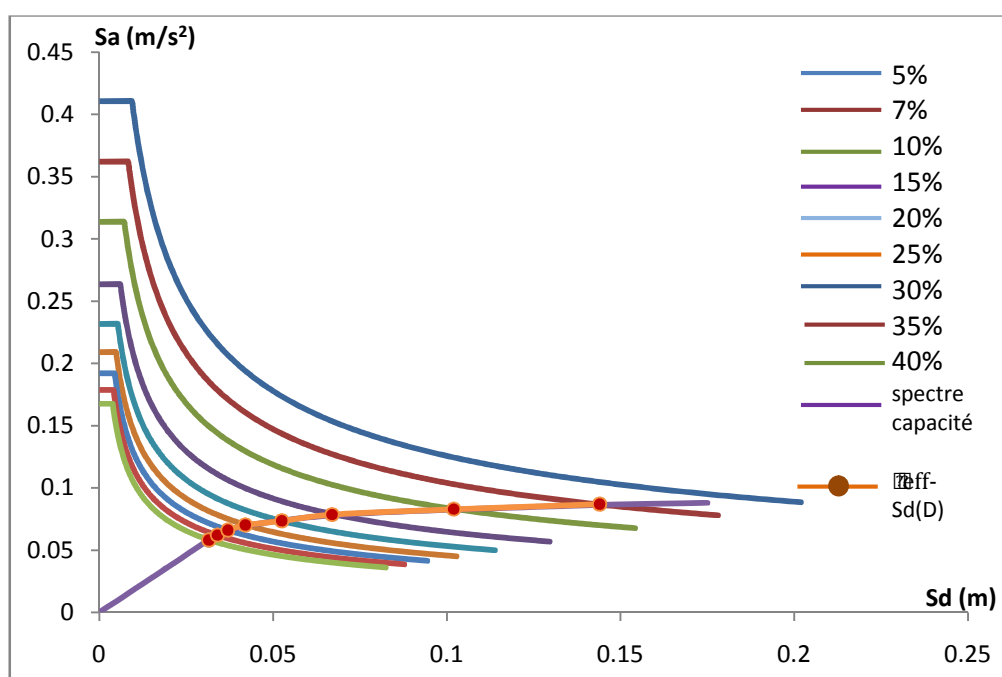


Figure 4.7 : Détermination des points ($\xi_{eff}-S_{dpi}$).

- Superposition des deux courbes $(\xi_{eff}-S_{dpi})_{(C)}$ (obtenue en figure 4.5), et celle de $(\xi_{eff}-S_d)_{(D)}$ (obtenue en figure 4.7), puis détermination du point de performance comme illustré sur la figure (4.8)

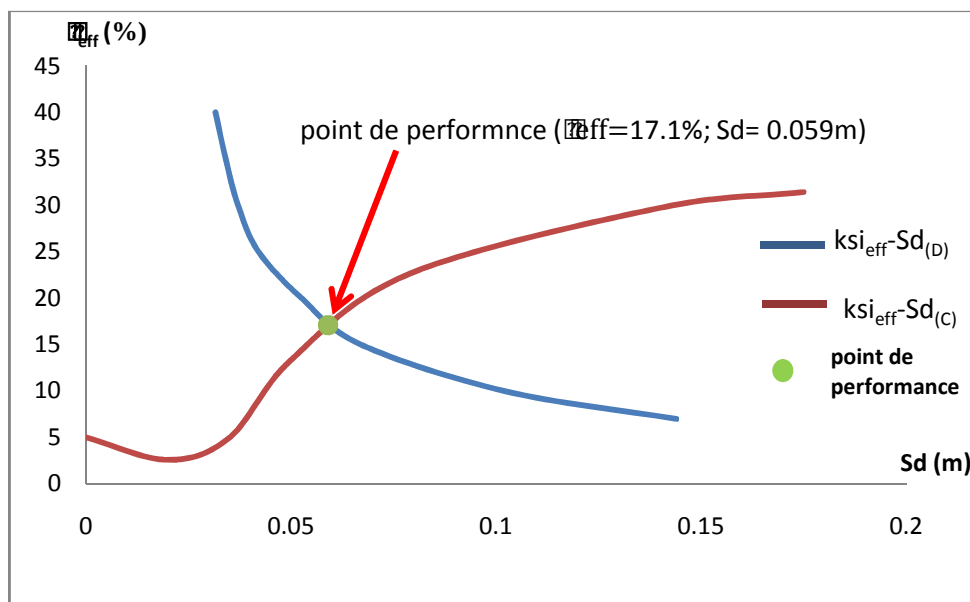


Figure 4.8 : Détermination du point de performance.

4.3. Analyse des résultats

4.3.1. Evaluation des domaines de dommage

Pour évaluer les dommages, nous avons décidé de calculer des accélérations sismiques (Kahil, 2008) comme données dans les tableaux suivants

Tableau 4.1 : spectres de demande sismique en format $(\xi_{eff}-S_d)$.

ξ_{eff} (%)	Sd(m)			
	A=0.15	A=0.20	A=0.30	A=0.40
5	0.029	0.0415	0.1	0.144
7	0.025	0.035	0.0727	0.102
10	0.022	0.03	0.0555	0.067
15	0.019	0.0245	0.04	0.0525
20	0.017	0.022	0.03	0.042
25	0.015	0.02	0.027	0.037
30	0.013	0.0178	0.025	0.037
35	0.0123	0.0165	0.0245	0.0315
40	0.012	0.0159	0.024	-

Les graphes des différentes accélérations sismiques (A), sont illustrés dans la figure (4.9) ci-dessous

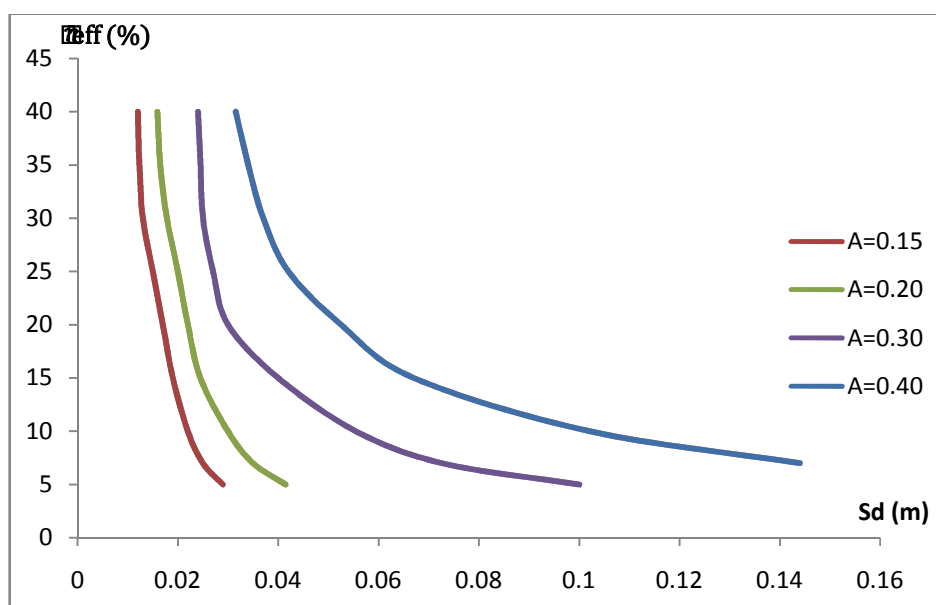


Figure 4.9 : Représentation graphique des spectres de demande sismique au format (Z_{eff} - S_d).

- Afin de déterminer les points de performance, les deux graphes (4.9) et (4.6) sont superposés comme illustré sur la figure (4.10)

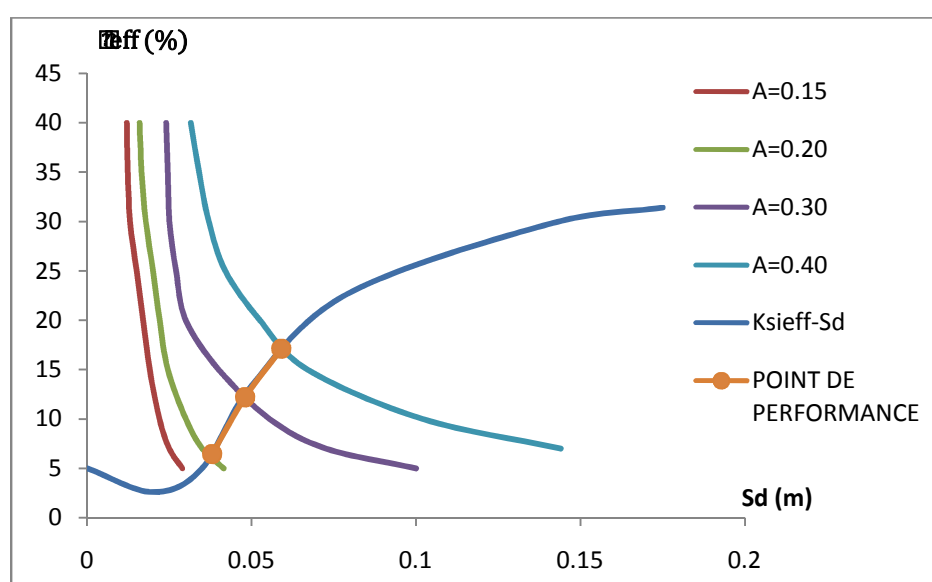


Figure 4.10 : Détermination des points de performance.

- Les points de performances trouvés ont les valeurs suivantes :

Tableau 4.2 : variation du point de performance en fonction de l'accélération sismique.

Accélération sismique (A)	Sd (m)	η_{eff} (%)
0.15	/	/
0.20	0.038	6.45
0.30	0.048	12.2
0.40	0.059	17.1

4.3.1.1. Domaines de dommage

On divise la courbe de capacité de la structure en cinq domaines des dommages qui correspond à l'échelle des dommages **EMS 98**.

Tableau 4.3 : calcul des domaines des dommages.

Degrés des dommages	Formule des différents déplacements spectraux	Sd (m)
DG1	$S_d = 0,4 S_{dy}$	0.014
DG2	$S_d = 0,8 S_{dy}$	0.028
DG3	$S_d = S_{dy} + 0,25 (S_{du} - S_{dy})$	0.07
DG4	$S_d = 0,75 S_{du}$	0.13125
DG5	$S_d = S_{du}$	0.175
S _{dy} : limite élastique en déplacement		
S _{du} : limite ultime en déplacement		

4.3.1.2. Estimation et attribution de degré de dommage

Chaque point de performance se localise dans un intervalle qui définit un état d'endommagement, ces intervalles nous permettent d'estimer et d'attribuer un degré de dommage, (tableau 4.4).

Tableau 4.4 : dommages probable sur la structure.

Ordre d'accélération	Description et attribution des dommages probables	
	Description	attribution de degré de dommage
0.15 - 0.20	Dommages structuraux modérés, dommages non structuraux importants • Fissures dans les structures de types portiques (poteaux et poutres) et dans les structures avec murs. • Fissures dans les cloisons et les murs de remplissage ; • Chute des revêtements friables et du plâtre. • Chute du mortier aux jonctions entre les panneaux des murs.	2
0.20 -0.30	Dégâts structuraux importants, dégâts non structuraux très importants • Fissures dans les poteaux et dans les nœuds à la base de l'ossature et aux extrémités des linteaux des murs avec des ouvertures. • Ecaillage du revêtement de béton, flambement des barres d'armature longitudinale. • Fissures importantes dans les cloisons et les murs de remplissage.	3
Au de la de 0.30	Dégâts structuraux importants, dégâts non structuraux très importants • Fissures dans les poteaux et dans les nœuds à la base de l'ossature et aux extrémités des linteaux des murs avec des ouvertures. • Ecaillage du revêtement de béton, flambement des barres d'armature longitudinale. • Fissures importantes dans les cloisons et les murs de remplissage.	3

- Les cinq domaines sont représentés sur la figure ci-après (figure 4.11)

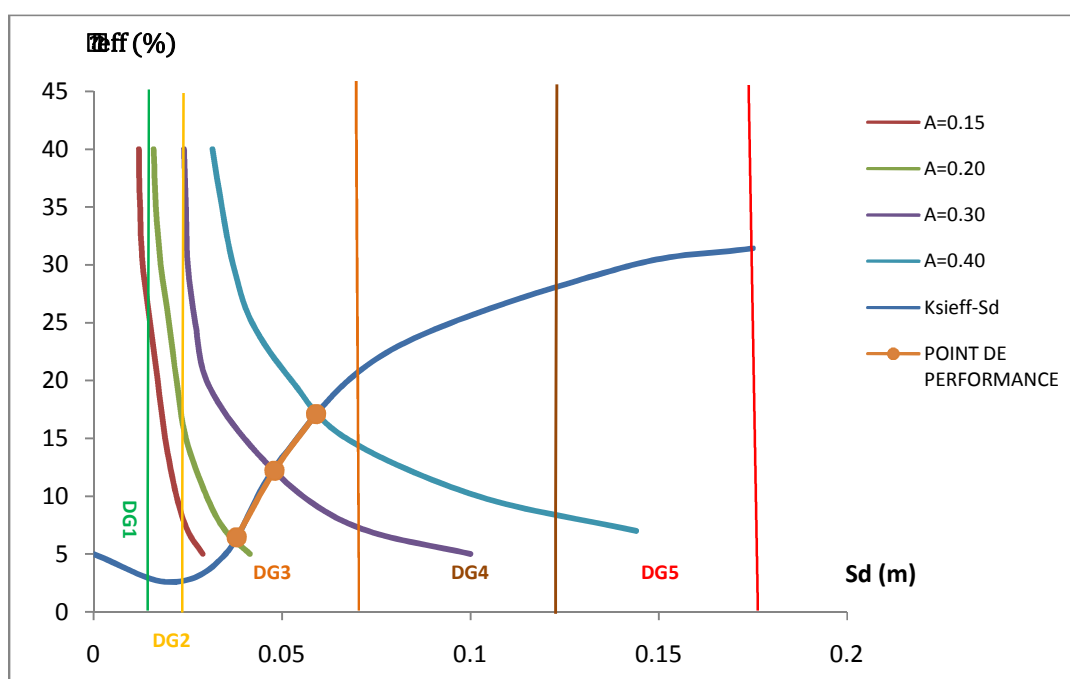


Figure 4.11 : domaines des dommages.

- Les dommages sont donc illustrés sur l'histogramme suivant (figure 4.12)

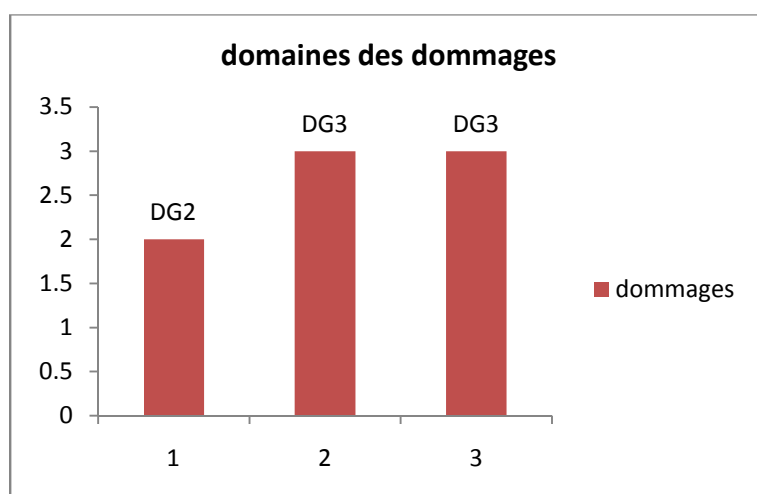


Figure 4.12 : Variation du domaine des dommages en fonction de l'accélération sismique.

- Analyse des histogrammes :**

L'échelle macrosismique européenne (EMS 98), nous a permis de classer notre structure dans le troisième domaine ; qui décrit un état d'endommagement très important dans les éléments structuraux du bâtiment. Dans le cas réel, ces dommages sont reflétés par l'apparition des fissures dans le noyau central de l'immeuble au niveau du RDC.

4.3.2. Déplacements inter-étage

Les différents déplacements inter-étage sont déterminés par l'équation (4.1)

$$\Delta x = D_k - D_{k-1} \quad (4.1)$$

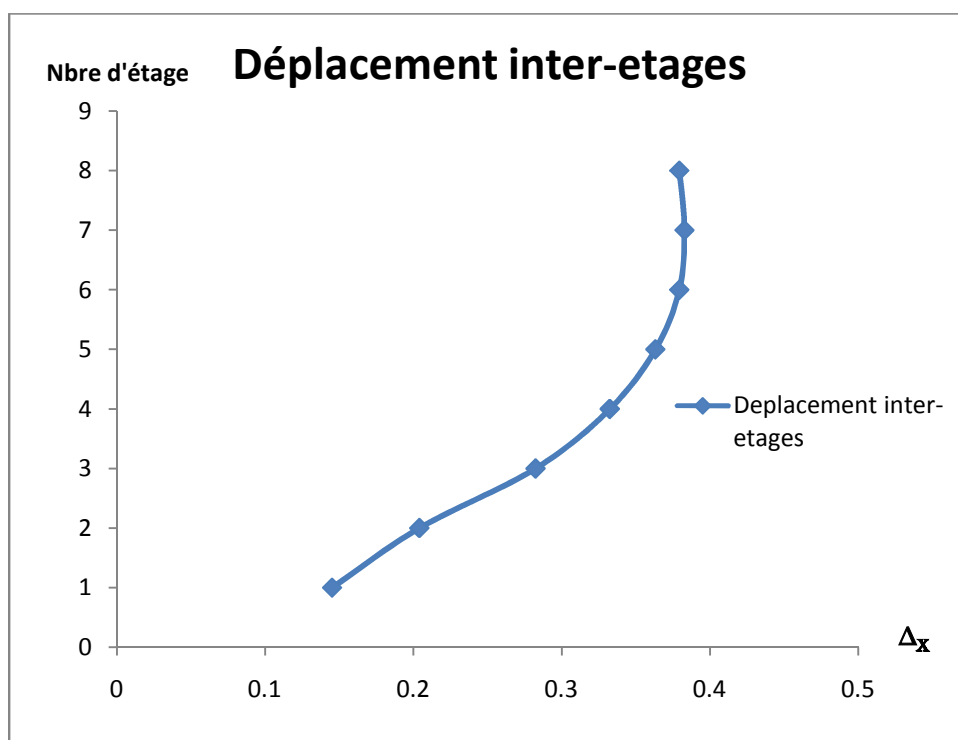


Figure 4.13 : déplacement inter-étages.

4.3.3. Demande en ductilité

La demande en ductilité est un critère qui situe le degré de pénétration de la structure dans le domaine post-élastique. Et elle est estimée par le rapport entre le déplacement correspondant au point de performance et le déplacement élastique limite ($\mu_D = S_d / S_{dy}$).

A mesure que le facteur (μ_D) est grand, le degré de pénétration de la structure dans le domaine plastique est important. Dans notre cas, le déplacement au point de performance $S_d = 5.95 \text{ (cm)} * \Gamma(1000) * \Phi \text{ (0.16 cm)}$ et le déplacement de la structure à l'état élastique limite $S_{dy} = 3.5 \text{ (cm)}$; d'où $\mu_d = 2.83$.

4.4. Mécanisme de ruine et états de dégradation de la structure

Le logiciel **Etabs**, nous permet de visualiser le développement des rotules plastiques dans les éléments structuraux. La distribution des rotules plastiques au point de performance est illustrée dans ces figures.

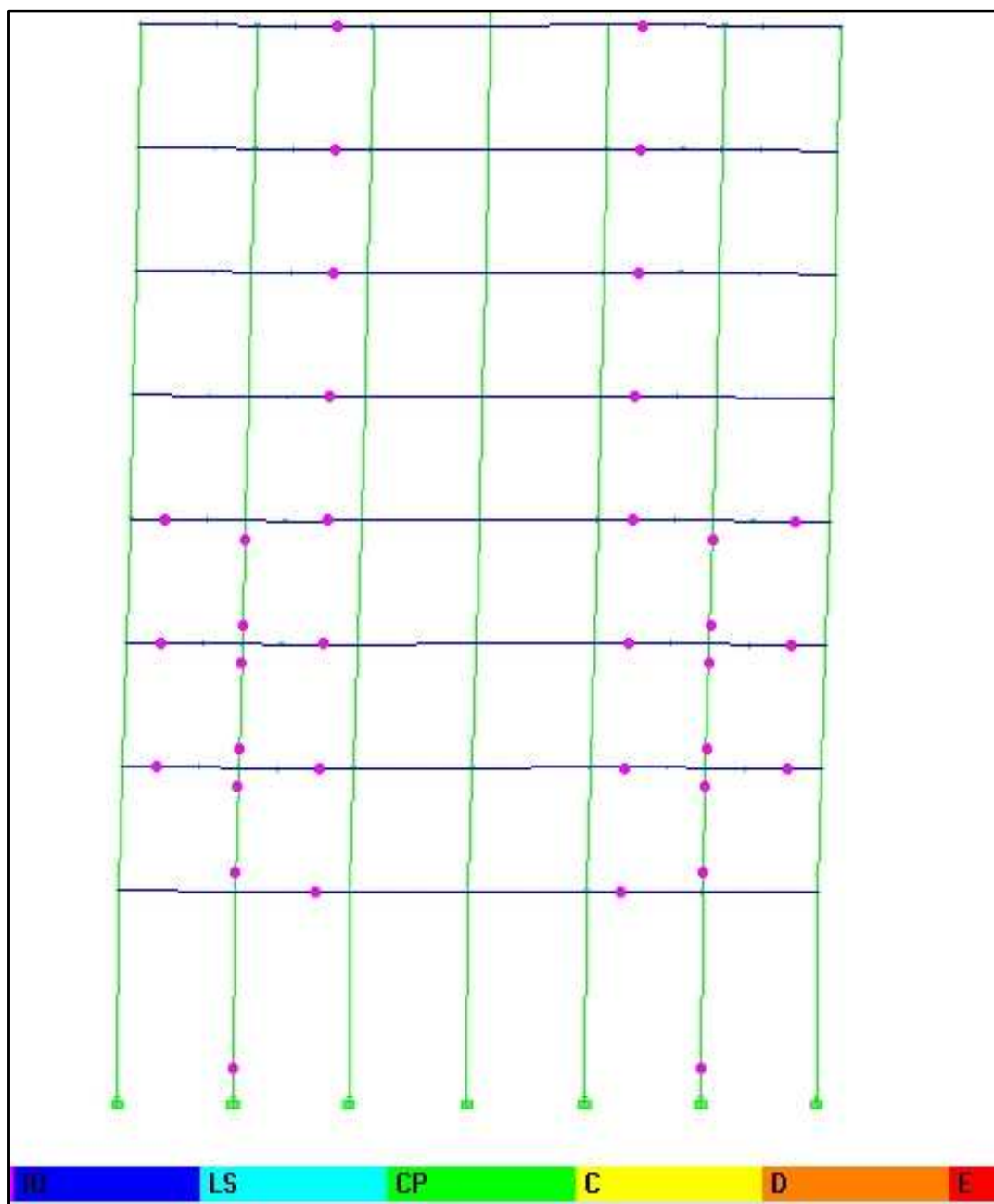


Figure 4.14 : Distribution des rotules plastiques dans les différents éléments.

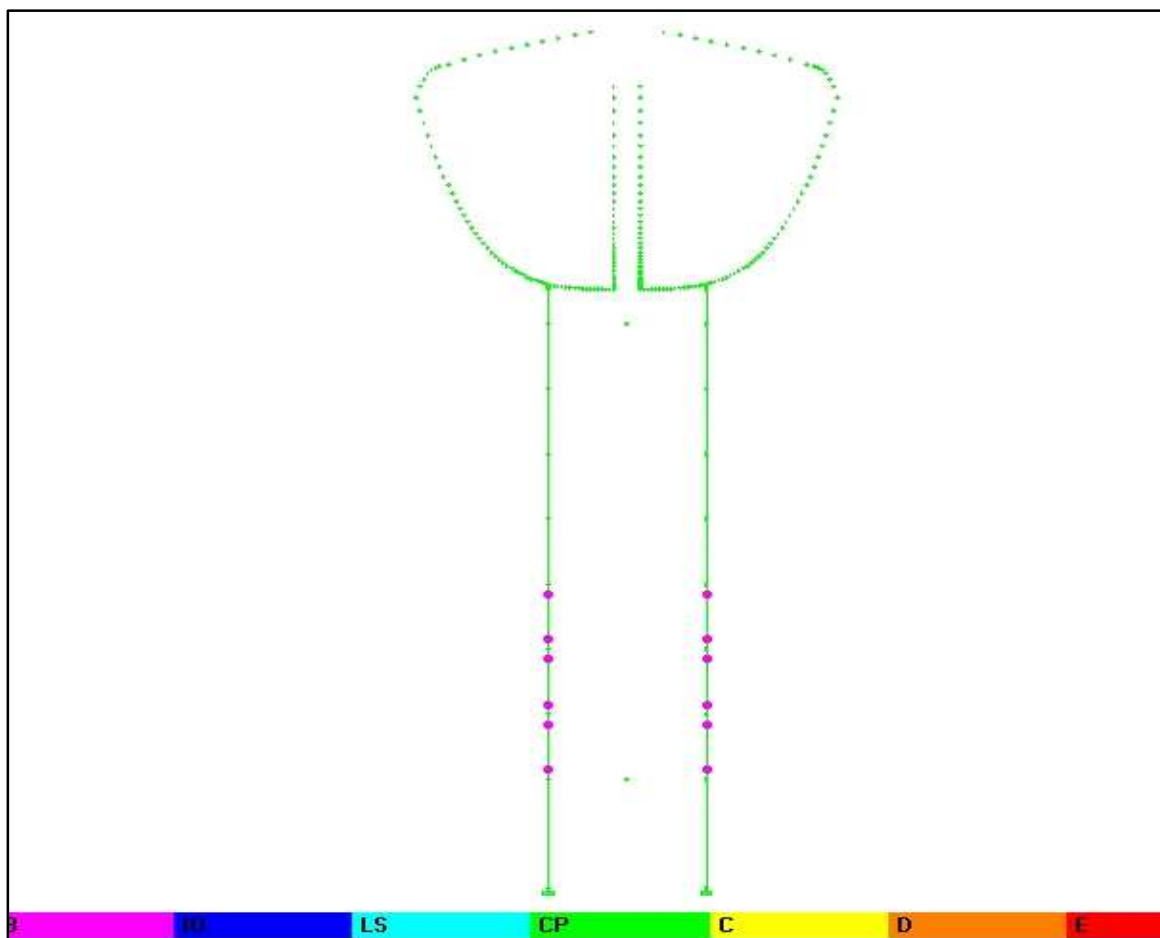


Figure 4.15 : Distribution des rotules plastiques dans les éléments du noyau central.

Commentaires :

- On remarque que les premières rotules qui sont apparues dans les différents éléments sont de type (B-IO), qui apparaissent en premier lieu dans les poteaux et les poutres du premier, deuxième et troisième étage (figure 4.14), avant d'apparaître progressivement dans le noyau central (figure 4.15).
- A mesure que la charge augmente, on remarque que des rotules de type (B-IO), et même de type (LS-CP), ou encore de type (D) apparaissent de plus en plus dans les éléments structuraux du 1^{er}, 2^e et 3^e étages, et des rotules de type (B-IO) dans les autres étages (figure 4.16).
- Les poteaux du RDC sont affectés, dont on voit l'apparition de rotule dans ces derniers (figure 4.17).
- Le noyau central, lui aussi est de nouveau touché par des rotules de type (B-IO) et de type (LS-CP). (figure 4.18)

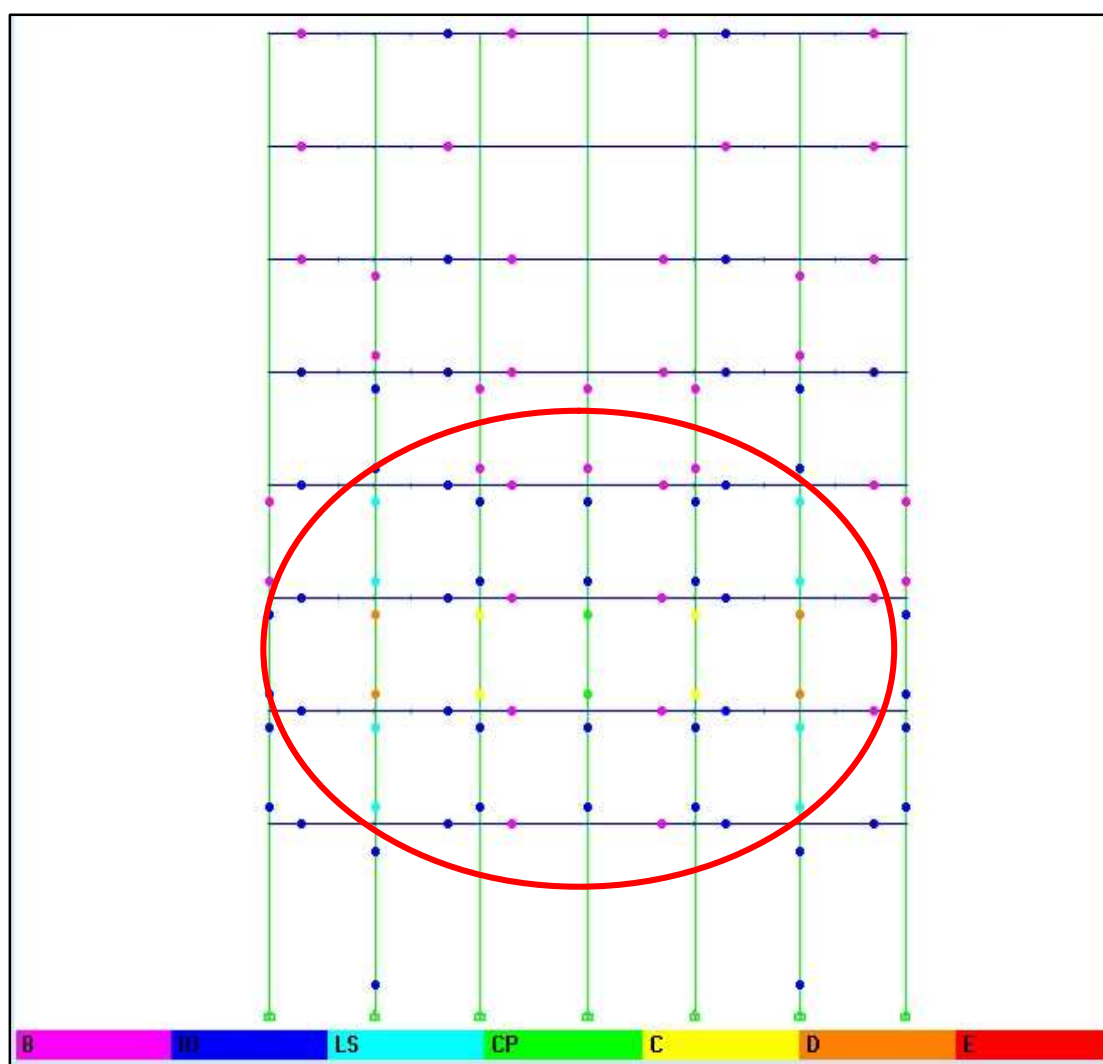


Figure 4.16 : Apparition de rotules de type (B-IO), (LS-CP) et (E).

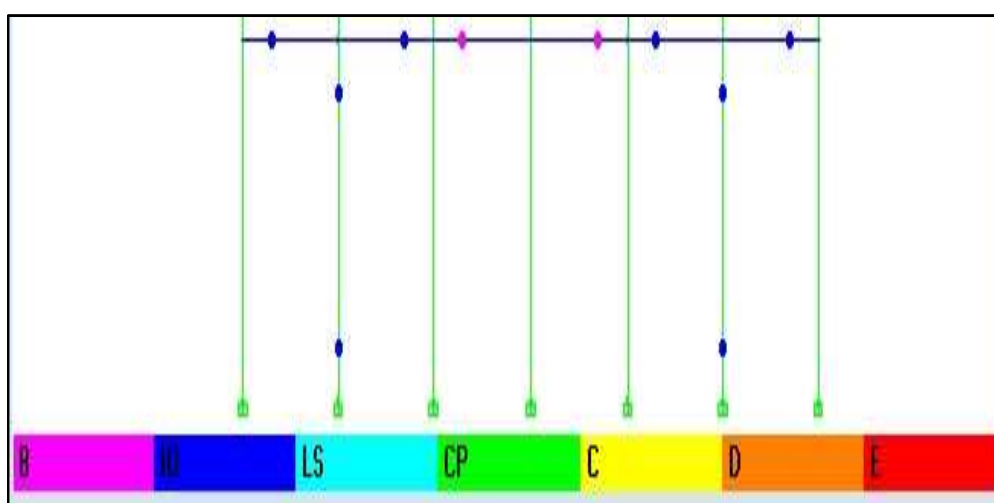


Figure 4.17 : Apparition des rotules de type (B-IO), au niveau du RDC.

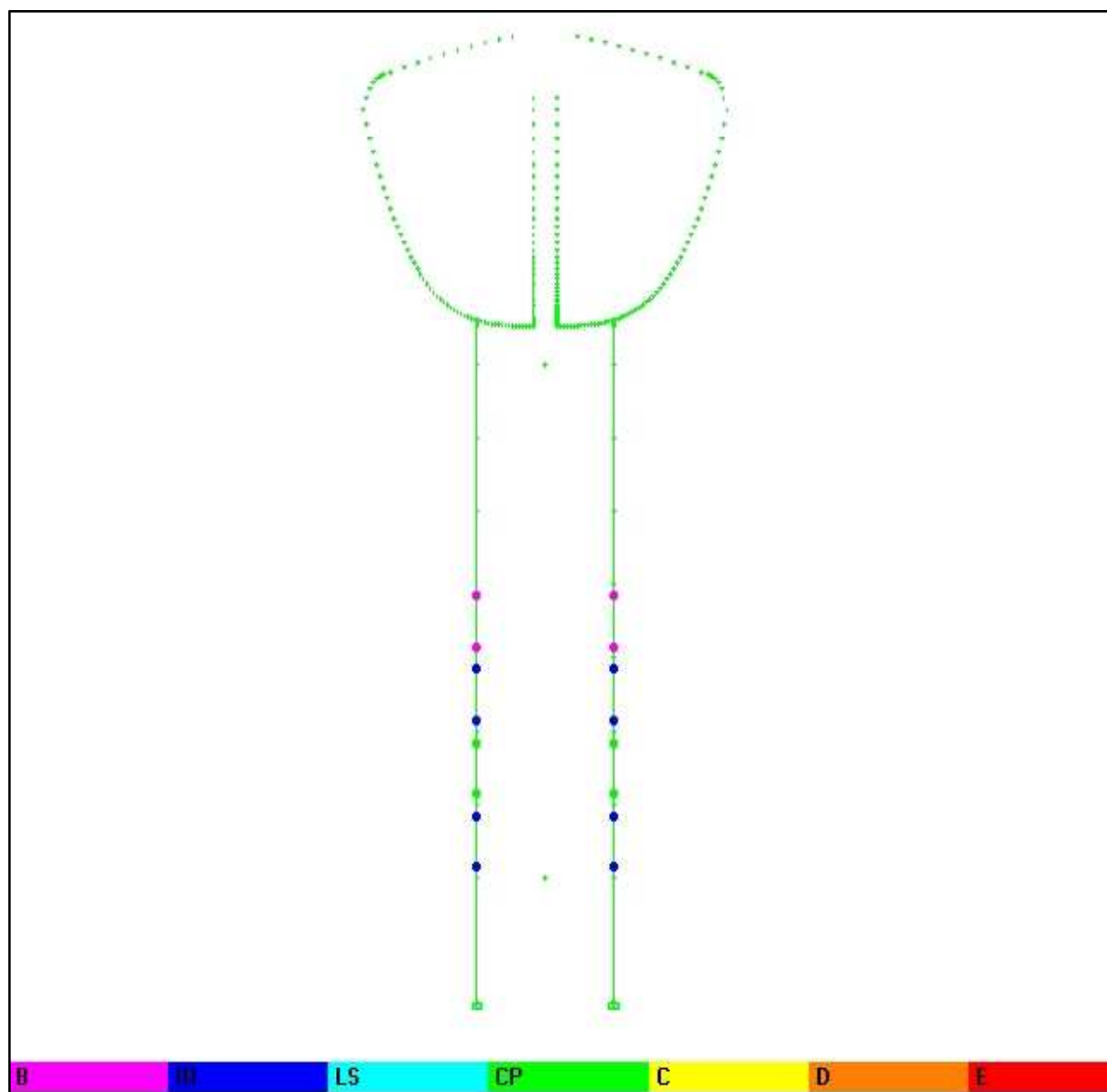


Figure 4.18 : Apparition des rotules de type (B-IO), (LS-CP) au niveau du noyau central.

- dans le cadre de notre étude, nous avons proposé une échelle du comportement de la structure comportant quatre couleurs tels que
 - le vert : définit un comportement élastique de la structure,
 - orange1 : définit un comportement élasto-plastique ;
 - orange 2 : définit le comportement post plastique ;
 - rouge : définit l'état limite ultime et/ou l'effondrement de la structure.

- En plaçant le point de performance, sur le spectre de capacité (figure 4.19), on remarque que ce dernier se situe dans la zone orange 1, qui définit un comportement élasto-plastique de la structure. Ce comportement est dû au chargement pushover qui provoque un effort tranchant à la base correspondant au point de performance, le mécanisme de ruine est un mécanisme plastique d'étages qui est dû au non respect de la loi poteaux forts-poutres faibles.

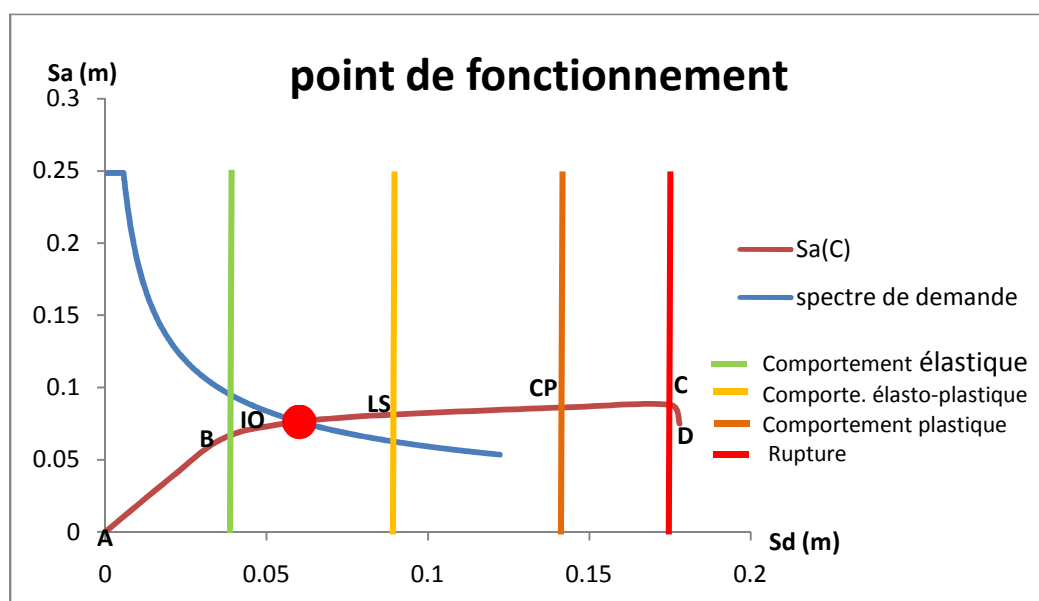


Figure 4.19 : Situation du point de performance.

4.5. Présentation des résultats de (Hamitouche, 2012)

Les résultats de (Hamitouche, 2012), nous montrent que Seul le noyau central qui a subi des endommagements (figure 4.20), cela est dû à une grande variation de contrainte et l'importance du chargement qu'il reprend peut être aussi la cause de ces désordres sachant qu'il reprend 64,5% des charges revenant au réservoir. Par ailleurs, lorsque un réservoir couvert, et entièrement plein, naturellement il n'y a pas de mouvement relatif du fluide par rapport au réservoir à la suite d'une excitation sismique : tout se passe comme si l'ensemble fluide+ réservoir constituait une masse unique. Par contre, dans des réservoirs partiellement remplis, l'excitation met une partie du fluide en mouvement, ce qui conduit à la formation des vagues en surface.

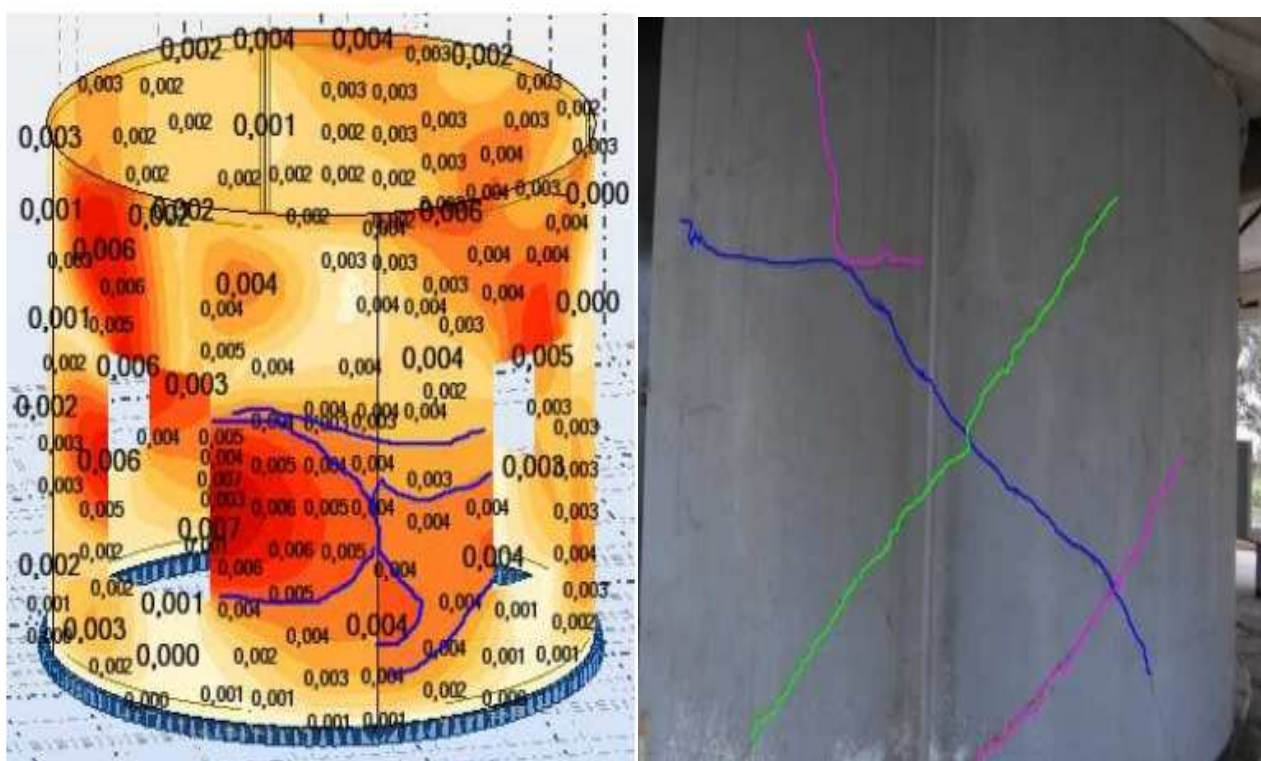


Figure 4.20 : Apparition des fissures au niveau du noyau central (RDC), (photo Hamitouche).

4.6. Comparaison des résultats de (Hamitouche, 2012) avec ceux de l'analyse non linéaire

En comparant les résultats issus de l'analyse linéaire et ceux issus de l'analyse pushover, on constate que la méthode non linéaire décrit fidèlement le comportement réel de notre structure vis-à-vis du séisme.

Conclusion

L'analyse non linéaire effectuée sur l'immeuble réservoir, nous a permis d'étudier le comportement au-delà du domaine élastique de la structure.

A partir des résultats obtenus, nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

- le point de performance de notre structure est estimé à un amortissement égal à 17%, avec un déplacement spectral correspondant à 5,9 cm ;
- en situant le point de fonctionnement sur le spectre de capacité, on remarque que ce dernier est localiser dans la zone orange 1 ; qui définit un comportement elasto-plastique globale de la structure ;
- le taux d'endommagement de cet ouvrage est de l'ordre de ; qui correspond à l'apparition des fissures dans quelques éléments de ce dernier.
- le taux de pénétration dans la ductilité est estimé à 2.83, signifiant que la structure n'est pas trop loin du domaine élastique.

Nous pouvons alors dire que cette structure pourra résister mieux si elle été implantée dans une autre zone sismique.

Conclusion générale

Afin de réduire les pertes et les dommages des structures, sous l'effet d'un séisme, plusieurs approches d'évaluation de leurs vulnérabilités sismiques ont été développées. Ces approches diffèrent les unes des autres en coût, en moyens utilisés et en précision. Le choix du type d'approche dépend de l'objectif d'évaluation, de la disponibilité des données et de la technologie utilisée.

Dans le cadre de cette étude, et afin d'évaluer la performance sismique de notre structure particulière « immeuble surmonté d'un réservoir », nous avons adopté une méthode d'analyse non linéaire dite « Pushover » ; qui consiste à superposer dans un graphe de type (Sa-Sd) la courbe de capacité issue de l'analyse non linéaire et celle représentative de la sollicitation apportée par le séisme. L'intersection des deux graphes représente le point de performance, qui permet d'évaluer le déplacement maximal de la structure, en estimant son degré de dommage.

Après avoir exposé les bases théoriques nécessaires pour la détermination des spectres de demande et de capacité, nous avons présenté les principales étapes de la modélisation de la structure par le logiciel d'élément finis ETABS. Notons que lors de notre modélisation nous étions confrontés à plusieurs difficultés qui ont empêché d'aboutir initialement aux résultats dont l'un était lié à la modélisation des voiles par l'analyse non linéaire. Aussi, nous avons été amenés à changer le modèle initial par un modèle équivalent ayant un même comportement, en remplaçant les voiles par un nombre de poteaux d'inertie équivalente.

Après l'analyse des résultats, il ressort ce qui suit :

- le point de performance de notre structure est estimé à un amortissement égal à 17%, avec un déplacement spectral correspondant à 5,9 cm ;
- dans le cadre de notre étude, nous avons proposé une échelle du comportement de la structure comportant quatre couleurs tels que
 -  le vert : définit un comportement élastique de la structure,
 -  orange1 : définit un comportement élasto-plastique ;
 -  orange 2 : définit le comportement post plastique ;
 -  rouge : définit l'état limite ultime et/ou l'effondrement de la structure

En situant le point de fonctionnement sur le spectre de capacité, on remarque que ce dernier est localisée dans la zone orange 1 ; qui définit un comportement plastique globale de la structure ;

- le taux d'endommagement de cet ouvrage est de l'ordre 3 ; qui correspond à l'apparition des fissures dans quelques éléments de ce dernier.
- le taux de pénétration dans le domaine plastique est estimé à 2.83.

Ce qui nous amène à conclure que cette structure pourra résister mieux si elle été implantée dans zone sismique de faible magnitude.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

ANIL K. CHOPRA, RABESH K. GEOL, " A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for buildings: Theory and preliminary evaluation ", Pacific Earthquake, Engineering Research Center, University of California, Los Angeles, 2001.

ANKIK D., " Incidence de périodes fondamentales proposés par les différents règlements parasismique sur la performance sismique des bâtiments ", thèse de magister en génie civil, Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou, mai 2013.

APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL, "The seismic evaluation and retrofit of concrete buildings ", ATC40, volumes 1 and 2, Redwood City, California, 1996.

BAEL, " Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites-**BAEL91** révisé **99** ", 1999.

BELHEOUNE F., " Détermination de l'indice de vulnérabilité pour les bâtiments en béton armé ", Thèse magister en génie civil, Université SAAD DAHLEB de Blida, juin 2006.

BELKHIR Med. A., " Influence de la disposition des voiles sur la performance sismique des bâtiments", thèse de magister en Génie Civil, Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou, juillet 2012.

BELMOUDEN Y., "Analyse spectrale non itérative des oscillateurs simples sous l'action des tremblements de terre ", Bulletin de l'institut Scientifique, Rabat, Section Science de la Terre, 2004, N°26, 1-10, **2004**.

BELMOUDEN Y., LESTUZZI P., " Modélisation Parasismique ", Projet ENAC, cycle de master, Ecole Poly Technique de Lausanne, EPFL, juin 2007.

BOUHADOUN D., BELKACEM F., " Indice de vulnérabilité", thèse de magister en Génie Civil, Tizi-Ouzou, juillet 2012.

BOULAOUAD A., " Dynamique non linéaire des systèmes à plusieurs degrés de liberté ", thèse de doctorat en Génie Civil, université Hadj Lakhdar de Batna, Avril 2012.

BOUMEKIK A., " Analyse Pushover des structures en béton armé : Théorie de l'endommagement", rapport final, projet de recherche CODE : J0501/04/01/05, université de Batna, Algérie, **2005**.

DJEBBAR N., " Contribution à l'étude de la performance parasismique des éléments linéaires en béton ", Thèse de doctorat en mécanique des structures, Université de Constantine **2006**.

DTR B C 2-48., " Règles parasismiques algérienne (addenda 2003) RPA99/2003", CGS, Alger 2003.

EUROCODE8, " Calcul des structures pour leur résistances au séisme", Diffuser par l'association française de normalisation AFNOR, **2003**.

ETAB V9.7.0, "Extended Three dimensional Analysis of Building Systems", CSI, Barkley California.

FAJFAR P. , MEERI "A non linear analysis method for performance Based Seismic Design ", Earthquake Spectra, vol. 16, N03, PP.537-592, AUGUST 2000.

FEMA, NEHRP, "Commentary on the guidelines for seismic rehabilitation of buildings, FEMA 273 ", report, prepared by the building seismic safety council and Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., **1997**.

HAMITOUCHE S., " Expertise d'un immeuble-réservoir de capacité de 1000m³ en zone sismique avec programme de réhabilitation ", Mémoire de master 2 en génie civil, Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou, Septembre 2012.

HAMITOUCHE S., HAMMOUM H., BOUZELHA K., HANNACHI N.E., Expertise of an apartments building surmounted by a tank with a container capacity of 1000 m³ in Algiers, proceedings of the 4th International Conference on integrity, reliability and failure 2013, from 23 to 27 june 2013, in Funchal, Ed. INEGI, pp. 393-394, ISBN 978-972-8826-27-7, Porto, Portugal (www.inegi.up.pt).

HAMMOU K., REMDANE K.E., " Augmentation de la capacité de la structure par l'ajout des murs voiles, Méthode Pushover ", 7^{ème} Colloque National AFPS, 2007, Ecole Centrale Paris, **2007**.

HAMMOU K., REMDANE K.E., " Etablissement de la courbe de fragilité par la méthode Pushover ", 7^{ème} Colloque National AFPS, Ecole Centrale Paris, **2007**.

HAMMOUM H., " Diagnostic et analyse de risques lies au vieillissement des réservoirs en béton arme. Développement de méthodes d'aide à l'expertise ", Thèse de doctorat des sciences en Génie Civil, Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou, 2012.

HECHICHE I., " Influence du modèle de concentration des masse sur la réponse dynamique et le dimensionnement parasismique d'un bâtiment multi étagé en portiques auto-stables en béton armé, irrégulier en plan ", Mémoire de master 2 en génie civil, Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou **2010**.

HEMSAS M., ELACHACHI S.M., BREYSSE D., " Analyse performantielle des murs voiles soumis à une excitation sismique ", 7^{ème} Colloque National AFPS, Ecole Centrale Paris, 2007.

HAMIZI M., KAHIL A., BOUKAIS S., HANNACHI N.E., "Recherche de la position optimale des voiles et endommagement des structures sous charges dynamiques", Communication de 10^{ème} Congres de Mécanique, Oujda, Maroc, 2011.

HEMSAS M., ELACHACHI S.M., " Evaluation de la performance et analyse du comportement non linéaire des murs voiles en B.A. soumis à une action sismique ", 25^o rencontres de l'AUGC, 23-27, Bordeaux, mai 2007.

KAHIL A. " Evaluation de la performance sismique des bâtiments ", thèse de magister en génie civil, Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou, 2008.

LAFI. D.E., "Evaluation de la capacité portante des structures par la méthode Pushover ", mémoire de magister en Génie Civil, Université Hadj Lakhdar de Batna, Novembre 2012.

LESTUZZI P., " Etude Parasismique D'une Ecole ", Projet IMAC, cycle de master, Ecole Poly Technique de Lausanne, EPFL.

MENASRI Y., NOUAOURIA M.S., GUENFOUD M., " Evaluation de la vulnérabilité sismique à l'échelle d'une structure en béton arme par l'analyse statique non linéaire (pushover) ".

MICHALIS F. DIMITRIOS V. MARK A. "Application of Nonlinear Static Procedures for Seismic Assessment of Regular RC Moment Frame Buildings".

N. FALLAH, S. POUZEYNALI, M.I. HAFEZI., "Accuracy Evaluation of the Modal Pushover Analysis Method In The Prediction of Seismic Response of Vertically Irregular Frames", IJST, Transactions of Civil Engineering, Vol. 35, No. C2, pp 171-184. Shiraz University. August, 2011, Iran.

SERMIN. O, " Evaluation of Pushover Analysis Procedures for frame structures ", Master of science in Civil Engineering, The Graduate School of Natural and Applied Sciences of Middle East Technical University, April, 2005.

ZACEK M., " Collection parasismique Niveau D'avant Projet ", Cahier N°1, Collection Conception Parasismique. MILAN ZACEK, **2004.**

ZACEK M., " Vulnérabilité Et Renforcement ", Cahier N°2, Collection Conception Parasismique. MILAN ZACEK, **2004.**

ZACEK M., "Guide d'évaluation de la présomption de vulnérabilité aux séismes des bâtiments existants", collection conception parasismique, mai 2004.

Annexes

Annexe 1

Coefficient d'amortissement effectif

Nous présentons dans cette annexe1 différents tableaux permettant la détermination des coefficients d'amortissements pour différents types de structures.

Tableau 1.1 : Détermination du coefficient ξ_{eff} pour une structure de type A.

	Coefficients $(S_{api}/S_{ay})/(S_{dpi}/S_{dy})$						
S_{dpi}/S_{dy}	0.50	0.40	0.30	0.20	0.10	0.05	0.0
10	10	12	16	21	30	37	40
8	11	14	18	23	31	37	40
6	13	16	20	25	33	37	40
4	16	19	23	28	34	37	40
3	16	19	23	27	33	36	39
2	16	19	22	25	29	31	33
1.5	13	16	18	20	23	24	24
1.25	11	12	13	15	16	17	18

Tableau 1.2 : Détermination du coefficient ξ_{eff} pour une structure de type B.

	Coefficients $(S_{api}/S_{ay})/(S_{dpi}/S_{dy})$						
S_{dpi}/S_{dy}	0.50	0.40	0.30	0.20	0.10	0.05	0.0
10	10	12	16	21	30	37	40
8	11	14	18	23	31	37	40
6	13	16	20	25	33	37	40
4	16	19	23	28	34	37	40
3	16	19	23	27	33	36	39
2	16	19	22	25	29	31	33
1.5	13	16	18	20	23	24	24
1.25	11	12	13	15	16	17	18

Tableau 1.3 : Détermination du coefficient ξ_{eff} pour une structure de type C.

	Coefficients $(S_{api}/S_{ay})/(S_{dpi}/S_{dy})$						
S_{dpi}/S_{dy}	0.50	0.40	0.30	0.20	0.10	0.05	0.0
10	7	7	9	10	14	17	20
8	7	8	9	11	15	18	20
6	7	9	10	12	16	18	20
4	8	9	11	13	16	18	20
3	9	10	11	13	16	17	19
2	9	10	11	12	14	15	16
1.5	8	9	9	10	11	11	11
1.25	7	7	8	8	9	9	9

Annexe 2

Modélisation des voiles par des poteaux équivalents

2. 1. Modélisation des voiles du RDC et des étages courants

Les voiles étaient de dimensions très petites ce qui a rendu le changement de ces derniers moins complexe, et la procédure à suivre est la suivante :

- 1- Cliquer sur : Define → frame section → add rectangular

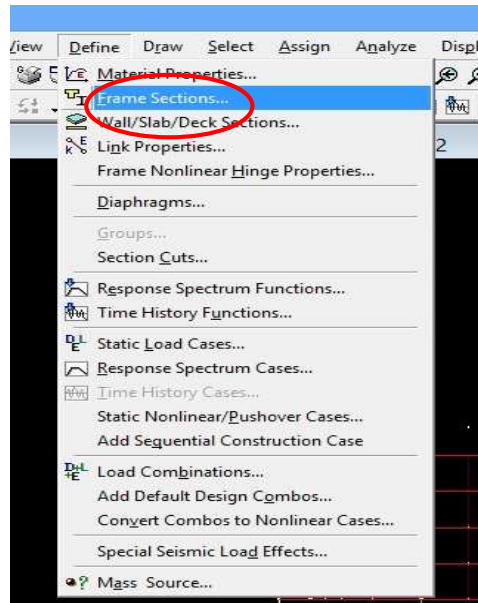


Figure 2.1 : Définition des sections.

- 2- Définir les sections des poteaux du RDC comme illustré sur les figures 2.2 et 2.3 :

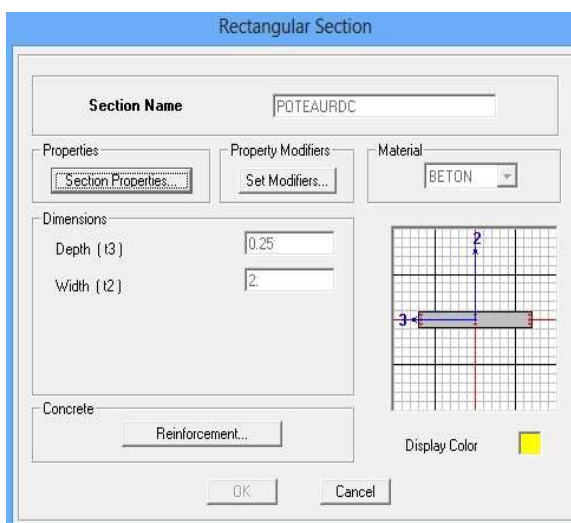


Figure 2.2. : Introduction des dimensions des poteaux du RDC.

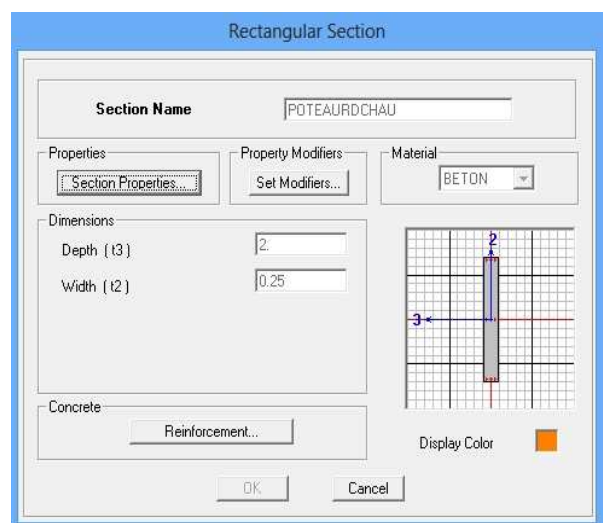


Figure 2.3. : Introduction des données.

3- Définir les sections des poteaux des étages courants (figure 2.4)

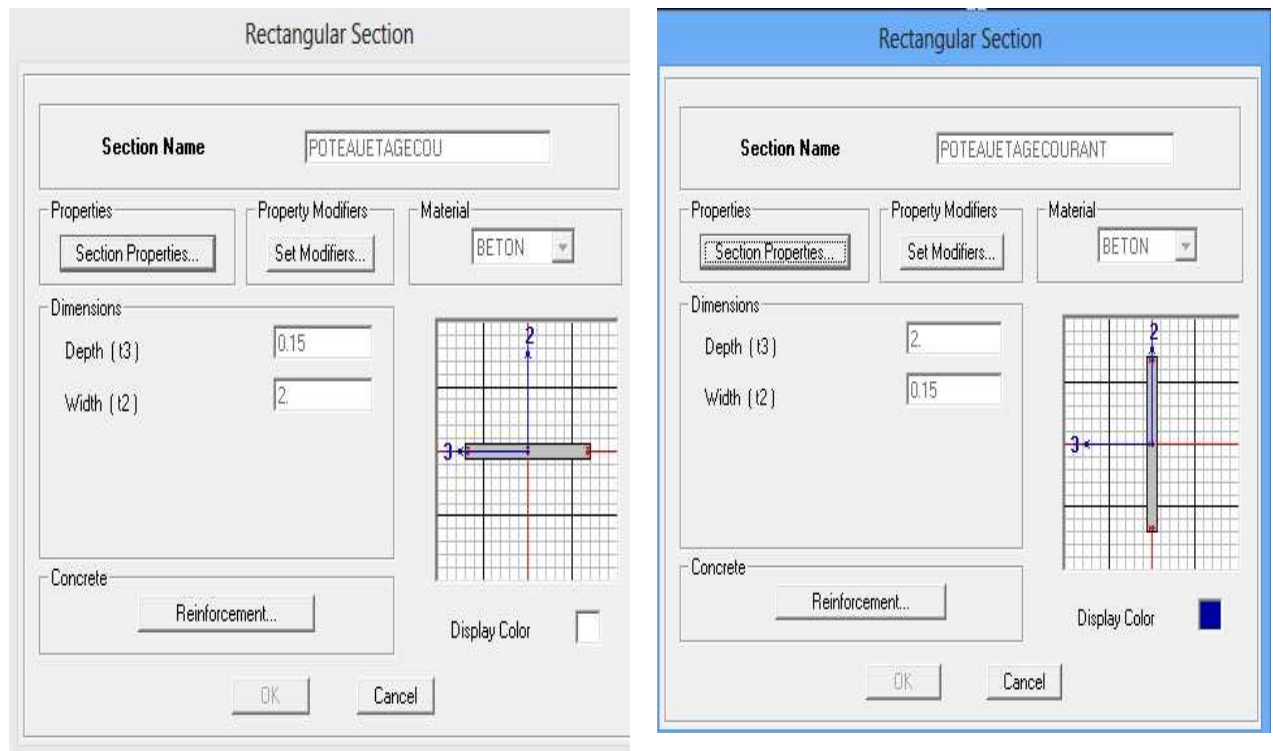


Figure 2.4 : introduction des dimensions des poteaux des EC.

A2. 2. Modélisation du noyau central

Pour ce faire, nous avons opté pour des poteaux circulaires, tout en sachant que ces derniers ont une inertie constante selon toutes les directions $I_x=I_y$.

Ainsi, nous avons procédé comme suit :

- 1- Calcule de l'inertie du noyau central :

$$I = \frac{\pi(D_{ext}-D_{int})^4}{64} \quad (2.1)$$

avec :

Dext : diamètre extérieur du noyau = 3.05m

Dint : diamètre intérieure du noyau central = 3.2 m

Ce qui donne l'inertie du noyau $I= 14.39 \text{ m}^4$.

- 2- Choix du diamètre des poteaux pour calculer l'inertie d'un poteau par le théorème d'Huygens

$$I_p = \left(\frac{\pi(D_p)^4}{64} + r^2 \frac{\pi D_p^2}{4} \right) \quad (2.2)$$

avec

I_p : inertie d'un seul poteau (m^4) ;

D_p : diamètre choisi = 0.2m ;

- 3- Calcul de l'inertie totale des poteaux, soit :

$$I = n * \left(\frac{\pi(D_p)^4}{64} + r^2 \frac{\pi D_p^2}{4} \right) \quad (2.3)$$

n étant le nombre de poteau (trouver en divisant le périmètre du noyau central par des pas de 5° ; tel que $n=360^\circ/5^\circ= 72$)

- 4- L'égalité des deux relations (1.2) et (1.3), donne le diamètre du poteau recherchée
Dp=0.1681m ;

- 5- Création des poteaux illustrée sur la figure 2.5

Define → frame sections → add circular

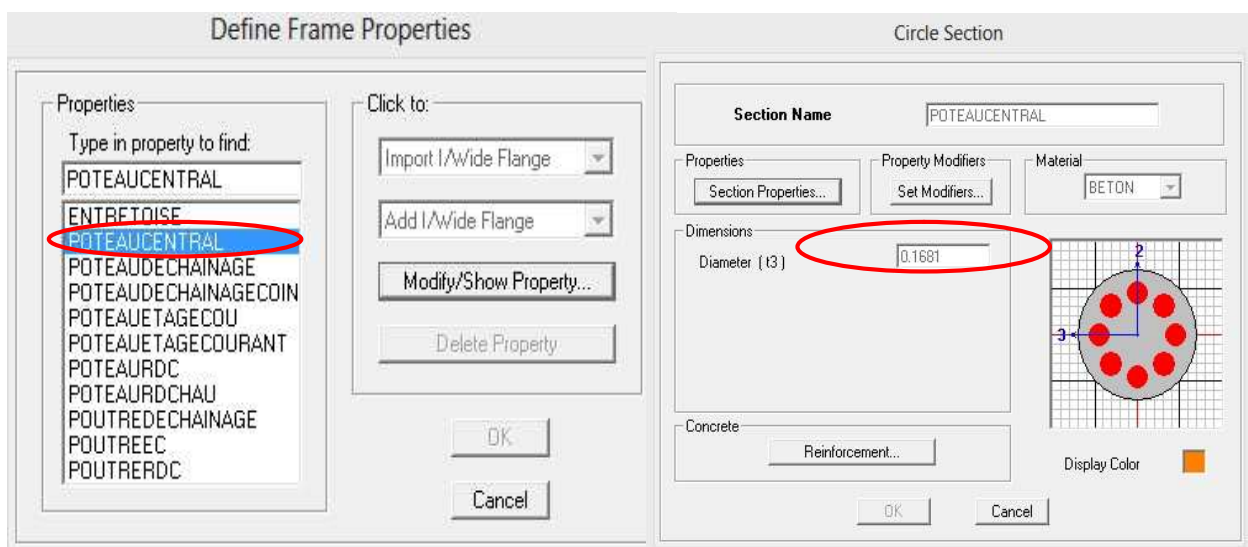


Figure 2.5 : Création des poteaux du noyau central.

- 6- Chainer ses poteaux par des entretoises ayant l'épaisseur (e) du noyau centrale (e= 0.15m) (figure 2.6).

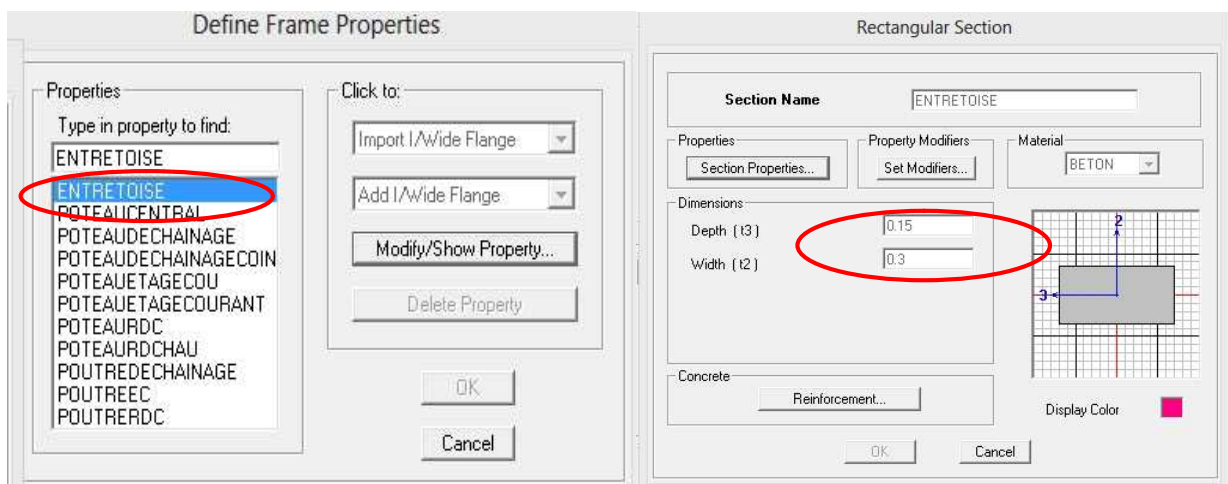


Figure 2.6 : Création des entretoises.

7- Vue générale de l'ensemble des modifications.

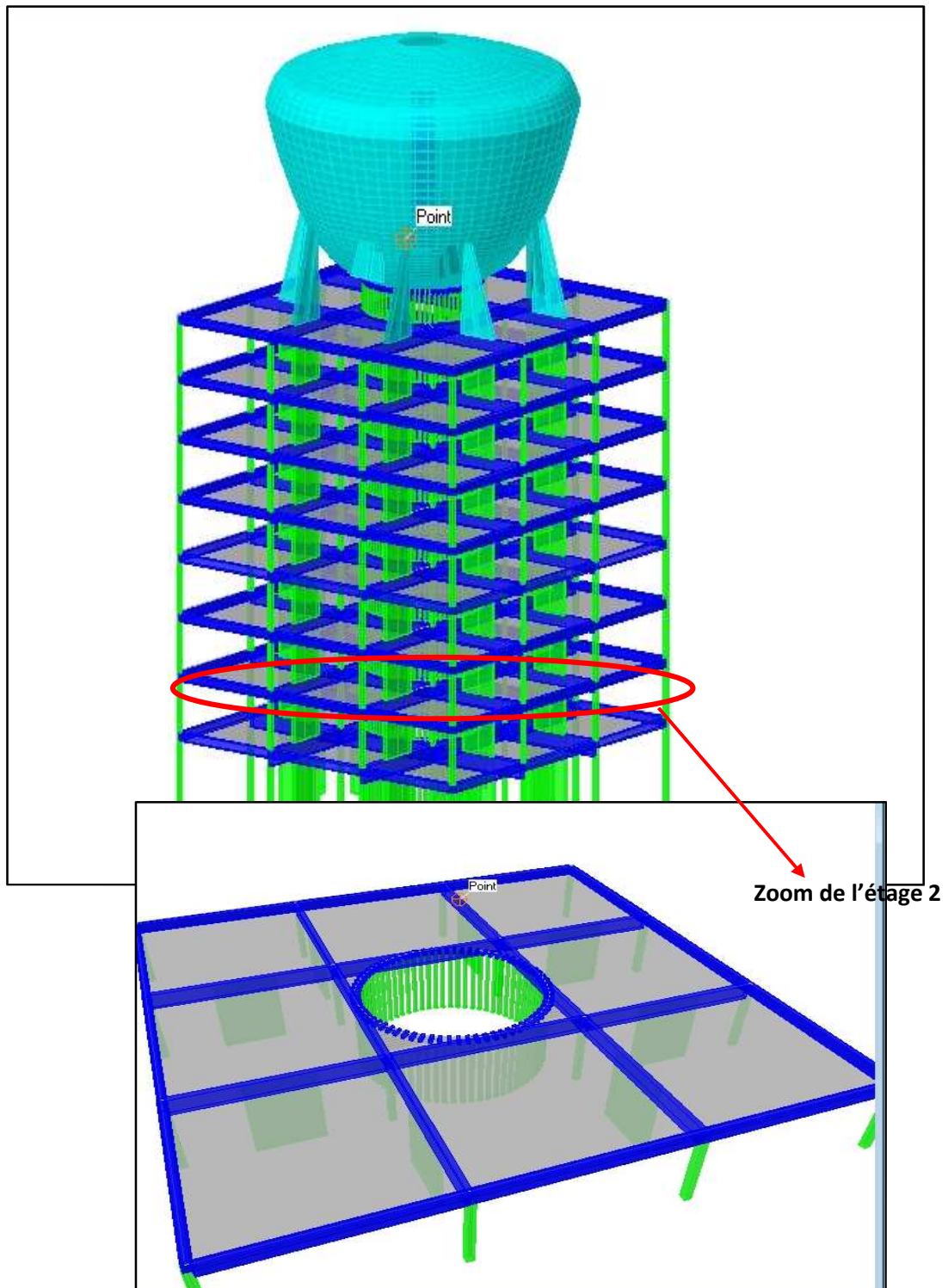


Figure 2.7 : Vu générale de l'immeuble après transformation des voiles.

Annexe 4

Calcul de la surcharge d'eau (pression hydrostatique)

- Le calcul de la pression se fait selon les étapes suivantes :
- calcul des hauteurs de colonnes d'eau par l'équation (4.1)

$$H_i = h_k - h_{k-1} \quad (4.1)$$

avec h_k : hauteur de l'étage

- calcule du poids de l'eau par l'équation (4.2)

$$P_i = \rho_{eau} * H_i \quad (4.2)$$

Tableau 4.1 : valeurs du poids de l'eau.

Poids de l'eau	Valeurs $10^3(\text{KN/m}^3)$	Poids de l'eau	Valeurs (KN/m^3)
P _{coup.inf}	7,8838	P25	6,9531
P1	7,8819	P26	6,8337
P 2	7,8792	P27	6,7031
P 3	7,8708	P28	6,5607
P 4	7,8647	P29	6,4057
P 5	7,857	P30	6,2375
P 6	7,8475	P31	6,0553
P 7	7,8357	P32	5,8583
P 8	7,8219	P33	5,6458
P 9	7,8052	P34	5,41687
P 10	7,7854	P35	5,1709
P 11	7,7622	P36	5,9069
P 12	7,7353	P37	4,624
P 13	7,7042	P38	4,3213
P14	7, 6685	P39	3,999
P15	7,6248	P40	3,36531
P16	7,5816	P41	2,2857
P17	7, 4708	P42	2, 4795
P18	7,5249	P43	2,03875
P19	7,4708	P44	1,5714
P20	7, 4052	P45	1,0766
P21	7,3321	P46	0.5531
P22	7,2509	Pcoup.sup	0
P23	7,1041		
P24	6,962		

- calculer la surcharge d'eau par l'équation (4.3)

$$Q = \frac{1}{2} (P_i + P_{i+1}) \quad (4.3)$$

Tableau 4.2 : valeurs de la surcharge d'eau.

Surcharges d'eau	Valeurs 10 ³ (KN/m ²)	Surcharges d'eau	Valeurs 10 ³ (KN/m ²)
Qcoup.inf	7,88285.10 ³	Q25	6,8934.10 ³
Q1	7,88055.10 ³	Q26	6,7684.10 ³
Q2	7,87735.10 ³	Q27	6,6319.10 ³
Q3	7,87315.10 ³	Q28	6,5232.10 ³
Q4	7,86775.10 ³	Q29	6,3616.10 ³
Q5	7,86085.10 ³	Q30	6,1464.10 ³
Q6	7,85225.10 ³	Q31	5,9568.10 ³
Q7	7,8417.10 ³	Q32	5,75205.10 ³
Q8	7,8289.10 ³	Q33	5,531335.10 ³
Q9	7,81355.10 ³	Q34	5,29388.10 ³
Q10	7,7953.10 ³	Q35	5,0399.10 ³
Q11	7,7738.10 ³	Q36	4,76545.10 ³
Q12	7,74875.10 ³	Q37	4,48185.10 ³
Q13	7,71975.10 ³	Q38	4,16015.10 ³
Q14	7,68635.10 ³	Q39	3,82605.10 ³
Q15	7,64815.10 ³	Q40	3,4694.10 ³
Q16	7,6047.10 ³	Q41	3,09025.10 ³
Q17	7,5555.10 ³	Q42	2,68715.10 ³
Q18	7,5001.10 ³	Q43	2,2591.10 ³
Q19	7,438.10 ³	Q44	1,80505.10 ³
Q20	7,36855.10 ³	Q45	1,324.10 ³
Q21	7,2915.10 ³	Q46	0,81485
Q22	7,1775.10 ³	Qcoup.sup	0,27655
Q23	7,03305.10 ³		
Q24	6,95755.10 ³		

