

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU

FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Mémoire présenté par :

Lynda LOUNACI

Ingénieur d'état en génie civil de l'UMMTO, option « Voie et Ouvrage d'Art »

Pour obtenir le grade de Magister

Spécialité : Structure et Matériaux

THEME

**ANALYSE NON LINEAIRE D'UN RESERVOIR SURELEVE PAR LA METHODE
PUSHOVER**

Soutenu publiquement le devant le jury composé de :

BOUAFIA Professeur à l'université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou	Youcef	Président
HAMMOUM Maitre de Conférences à l'université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou	Hocine	Rapporteur
BOUZELHA Professeur à l'université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou	Karima	Examinatrice
KACHI Professeur à l'université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou	Mohand Said	Examineur

REMERCIEMENTS

Avant tout, je remercie le bon Dieu qui a illuminé mon chemin et qui m'a armés de courage et de bonne volonté pendant tout mon cursus universitaire.

Je tiens à exprimer mes remerciements à :

*Mon directeur de thèse **M^r H.HAMMOUM**, Maître de conférences classe A à l'Université de Tizi-Ouzou ,pour l'excellent suivi et les conseils pertinents apportés durant la réalisation de cette thèse ainsi que pour la grande confiance qu'il a pu m'accorder.*

Tous les membres du jury qui me font l'honneur d'examiner ce travail.

A tous ceux qui m'ont aidés de près ou de loin à la réalisation de ce manuscrit.

Merci...

Dédicace

*Je dédie ce modeste travail, en signe de affection et d'amour
à :*

Mon adorable fille.

*Mon mari, Pour tous les sacrifices et son soutien moral et
matériel dont il a fait preuve pour que je puisse achever ce projet.*

Je le dédie également à :

*Mes parents , Mes beaux parents, aux quels je souhaite
une longue vie.*

*A toute ma famille, mes amis(es) et tous ceux qui ont
contribué de près ou de loin à L'élaboration de cette thèse.*

Sommaire

Introduction générale	01
Chapitre I : Synthèse bibliographique	
1.Introduction.....	03
2. modèle mathématique équivalent.....	05
2.1. Evaluation des forces sismiques	05
2. 2.Variation du coefficient de cisaillement en fonction de la période	
2.2.1 Selon l'Eurocode 8.....	06
2.2.2. Selon le règlement parasismique Américain IBC 2006 /ASCE7	07
2.2.3. Selon le règlement parasismique Américain ACI-350.3	08
2.2.4. Selon le règlement parasismique Américain AWWA D-110(American Water Works Association	09
2.2.5. Selon le règlement parasismique américain AWA D-115	10
2.2.6. Selon le règlement parasismique de la Nouvelles Zélande NZSEE.....	10
2.3. Evaluation de la période d'oscillation selon le les différents codes parasismiques	11
2.3.1. Selon le RPA 2003	11
2.3.2. Selon le RPS2002 Marocain.....	12
2.3.3. Selon le code national du bâtiment –canada NBCC 2005	12
2.3.4. Selon le code Americain1997	13
2.3.5. Selon Eurocode 8	14
Conclusion	15
Chapitre II : Présentation de la méthode pushover	
Introduction :	17
2 - La méthode de capacité spectrale ATC 40.....	18

Sommaire

3. Eléments clés de l'analyse Pushover	18
3.1. Buts d'une analyse Pushover	18
3.2. Déplacement cible	19
3.3. Formes de la force latérale	19
3.4. Méthodologie de l'analyse Pushover	20
3.5. Critères de base de l'analyse Pushover	20
3.6. Bases théoriques de l'analyse non linéaire Pushover.....	21
3.6.1. Détermination de la Courbe de capacité.....	21
3.6.2. Critères d'acceptation et niveau de performance de la rotule plastique.....	22
3.6.3. Transformation de la courbe de capacité.....	23
3.6.4. Détermination de la demande sismique.....	24
3.6.5. Détermination du spectre élastique amorti à 5	24
3.6.6. Transformation du spectre élastique au format accélérations -déplacements	25
3.6.7. Détermination de l'amortissement effectif et réduction du spectre élastique	26
3.6.8. Détermination du point de performance.....	26
3.6.8.1. Description de la procédure A	27
3.6.8.2. Description de la procédure B	30
3.6.8.3. Description de la procédure C	33
Conclusion	35
Chapitre III : Application de la méthode pushover à un réservoir surélevé sur pilotis dont la demande sismique est introduite par spectre de réponse du RPA 2003	
Introduction.....	37
2. Modélisation générale.....	37

Sommaire

2.1. Présentation du projet.....	37
2.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	38
2.3. Eléments de l'ouvrage	38
3. Préparation de la structure au calcul par logiciel d'élément finis ETABS	39
3.1. Spécification des propriétés des matériaux	40
3.2. Introduction des section des éléments de la structure	40
3.3. Chargement statique de la structure (G et Q)	41
3.4. Définition de l'analyse dynamique	42
a. Analyse modale	42
b. Analyse spectrale	42
3.5. Combinaisons d'actions.....	43
3.6. Les appuis	44
4. Préparation du calcul Pushover dans ETABS	45
5. Résultats de l'analyse Pushover.....	49
6. Evaluation du point de performance	50
7. Analyse des résultats.....	55
7.1. Evaluation des domaines de dommage	55
7.2. Estimation et attribution de degré de dommage	57
7.3. Déplacements inter-niveaux	58
7.4. Demande en ductilité.....	60
7.5 Mécanisme de ruine de la structure.....	60
Conclusion	64

Sommaire

Chapitre IV: Application de la méthode pushover à un réservoir surélevé sur pilotis dont la demande sismique est introduite par l'accélerogramme de Boumerdes 2003.

Introduction.....	65
a. Le séisme.....	65
b. Action sismique	65
c. Spectre de réponse.....	66
2. caractéristiques générales de l'ouvrage	66
3. Préparation de la structure au calcul par le logiciel ETABS.....	66
4. Résultats de l'analyse Pushover.....	67
5. Evaluation du point de performance	68
5.1 Création du spectre de calcul	69
5.1.1.Données de l'accélerogramme de boumerdes 2003	69
5.1.2..Normalisation de l'accélerogramme de boumerdes 2003	70
5.1.3. Introduction de l'accélerogramme normalisé	73
6. Estimation et attribution de degré de dommage	75
7. Déplacements inter-niveaux	76
8. Demande en ductilité	78
9. Mécanisme de ruine de la structure	78
Conclusion	82
conclusion générale.....	83

Sommaire

Liste des figures

Chapitre I

Figure I.1 : Modèle mathématique d'HOUSNER	04
Figure I.2: Système physique et mécanique équivalent des pressions convectives.....	04
Figure I. 3 : Système physique et mécanique équivalent des pressions impulsives	05

Chapitre II

Figure II.1 : Courbe de capacité	21
Figure II.2 Représentation de la courbe de capacité selon l'ATC40.....	22
Figure II.3: Représentation de la courbe de capacité selon FEMA273	23
Figure II.4 : Transformation de la courbe de capacité.....	23
Figure II.5: Spectre de réponse élastique format (Sa-T)	25
Figure II.6:: Spectre de réponse élastique format (Sa-sd)	25
Figure II.7: Schématisation de l'énergie dissipée par la structure.....	26
Figure II.8: Critère d'égalité des déplacements	27
Figure II.9: Représentation bilinéaire du spectre de capacité.....	28
Figure II.10: Types de comportement de la structure.....	28
Figure II.11: Détermination du point de performance.....	30
Figure II.12: Représentation du spectre de capacité et du spectre de réponse	31
Figure II.13: Détermination du point a^*-d^*	32
Figure II.14: Détermination du point (a_y-d_y)	32
Figure II.15 : représentation d'une famille de spectres réduits	33
Figure II.16 : Evaluation du point de performance par la méthode B.....	33
Figure II.17 : Représentation bilinéaire du spectre de capacité.....	34

Figure II.18 : Illustration de l'étape 7 de la procédure C.....	34
Figure II.19: Illustration de l'étape 8 de la procédure C.....	35

Chapitre III

Figure III.1: Plan d'exécution du réservoir surélevé	38
Figure III.2: Lignes de construction du modèle	39
Figure III.3 définition des propriétés des matériaux.....	40
Figure III.4 Modélisation des éléments poutres et poteaux.....	41
Figure III.5 Modélisation des éléments murs et dalles.....	41
Figure III.6 : Détermination des paramètres de l'analyse dynamique.....	42
Figure III.7 : Définition de la structure dans le RPA 2012	43
Figure III.8 : Définition des combinaisons d'action pour 1er cas de calcul	44
Figure III.9 : Encastrement des poteaux.....	44
Figure III.10 : Aperçu de la structure après modélisation	45
Figure III.11 : Définitions des rotules	46
Figure III.12 : Définitions des rotules	46
Figure III.13 : Attribution des rotules.....	47
Figure III.14 : Paramétrage pour le pushover (charges gravitaires	48
Figure III.15 : Paramétrage pour le pushover (sens x-x)	48
Figure III.16 : Paramétrage pour le pushover (sens y-y)	48
Figure III.17 : Lancement de l'analyse pushover.....	49
Figure III.18 : Spectre de capacité donnée par le pushover (Sa-Sd.....	49
Figure III.19 : Résultat des données de la courbe pushover (Sa-Sd.....	50
Figure III.20 : Programme EXCEL pour la représentation de bilinéaire de la courbe de capacité	51
Figure III.21 : Idéalisation bilinéaire de la courbe de capacité.....	51
Figure III.22 : Représentation de la courbe amortissement effectif-déplacement spectral	53
Figure III.23 : Représentation de la famille de spectres d'amortissements réduits.....	53

Figure III.24 : Superposition de la courbe de capacité et les spectres réduits	54
Figure III.25 : Représentation du point de performance	54
Figure III.26 : Représentation du point de performance	55
Figure III.27 Représentation graphique des spectres de demande sismique au format (β_{eff} -Sd.....)	56
Figure III.28: Détermination des points de performance.	56
Figure III.29: domaines des dommages.....	58
Figure III.30: Déplacements inter-niveaux au point de performance.....	59
Figure III.31: Apparition des rotules plastiques de type B (step1	61
Figure III.32: Apparition des rotules plastiques de type IO (step5	61
Figure III.33: Apparition des rotules plastiques de type LS (step6	62
Figure III.34: Apparition des rotules plastiques de type C (step11	62
Figure III.35: Apparition des rotules plastiques de type D (step 12.....	63
Figure III.36:situation du point de performance.....	64

Chapitre IV

Figure IV.1 : introduction des accélérogramme dans le logiciel ETABS	67
Figure IV.2 : Aperçu de la structure après modélisation	67
Figure I.3 : Spectre de capacité donnée par le pushover (Sa-Sd	67
Figure IV.4 : résultat des données de la courbe pushover (Sa-Sd	68
Figure IV.5 : programme EXCEL pour la représentation de bilinéaire de la courbe de capacité	68
Figure IV.6 : Idéalisations bilinéaires de la courbe de capacité	69
Figure IV.7 : représentation de la courbe amortissement effectif-déplacement spectral	69
Figure IV.8 : Données de l'accélérogramme de boumerdes 2003	70
Figure IV.9 : Interface du logiciel seismomatch	70
Figure IV.10 : Ouverture d'une session de travail du logiciel seismomatch.....	71
Figure IV.11 : Introduction des données de l'accélérogramme à partir des fichiers textes	71

Figure IV.12 : Visualisation de l'accelerogramme de boumerdes 2003 dans le logiciel.....	71
Figure IV.13 : Attribution des paramètres de normalisation	72
Figure IV.14 : Accelerogramme de boumerdes 2003 avant normalisation.....	72
Figure IV.15 : création de l'accelerogramme normalisé	72
Figure IV.16 : spectre de réponse (Sa-T.....	73
Figure IV.17 Figure IV.16 : spectre de réponse (Sa-Sd	73
Figure IV.18 : représentation de la famille de spectres d'amortissements réduits.....	74
Figure IV.19 Superposition de la courbe de capacité et les spectres réduits.....	74
Figure IV.20 : : point de performance	75
Figure IV.21 : Attribution Des domaines des dommages	76
Figure IV.22: Déplacements inter-niveaux au point de performance.....	77
Figure IV.23: Apparition des rotules plastiques de type B (step1)	79
Figure IV.24: Apparition des rotules plastiques de type C (step2)	79
Figure IV.25: Apparition des rotules plastiques de type D (step3)	80
Figure IV.26: Apparition des rotules plastiques de type E (step21).	80
Figure IV.27 : Point de fonctionnement.	81

Liste des tableaux

Chapitre II

Tableau II.1: Détermination de l'amortissement effectif de la structure.....	29
Tableau II.2: Type de comportement structurel	29
Tableau II.3 : Valeurs minimales de S_{RA} et S_{RV}	30

Chapitre III

Tableau III.1 : Point de performance.....	55
Tableau III.2 : Valeur de S_d correspondant au différentes accélérations sismiques	55
Tableau III.3 : Points de performance	57
Tableau III.4 : Attribution des degrés des dommages	57
Tableau III.5: Déplacements inter-niveaux au point de performance	59

Chapitre IV

Figure IV.2 : Attribution Des domaines des dommages	75
Tableau IV.1 : point de performance.....	75
Tableau IV.3 : Déplacements inter-niveaux au point de performance	79

Introduction générale

Les réservoirs d'eau sont utilisés dans les systèmes de distribution d'eau potable ou industriels. Ils sont principalement divisés en deux types :

- Réservoirs posés au sol; ces réservoirs sont généralement réalisés en béton, en béton armé, en béton précontraint ou en acier.
- Réservoirs surélevés appelés châteaux d'eau ; la cuve est supportée par un bâtiment, par une tour (fut) comme il peut être sur pilotis.

Les séismes importants dans le monde tels: Inde (1950), Chili (1960) Alaska (1964), Hanson (1973), Californie (1979), Portes (1980), Californie Coalinga (1983), Manos et Clough (1985), Northridge (1994), Salle (1995), séisme Depagny-Annecy (France) (1996) Inde: (Gurajat 2001 et Bhuj et 2002) ont lancé une vaste recherche sur l'analyse sismique des réservoirs et depuis les codes de calcul ont fait l'objet d'amendements importants, ainsi des recherches plus avancées étaient menées par des chercheurs pour cibler les insuffisances rencontrées dans la pratique courante.

D'autre part on peut signaler que l'analyse sismique des réservoirs de stockage d'eau diffère de celle des bâtiments pour deux raisons principales :

D'abord, lors de l'excitation sismique, le liquide contenu dans la cuve se met en mouvement et exerce une force hydrodynamique sur les parois du réservoir et à la base.

Puis, les réservoirs de stockage sont généralement moins ductile, ont une faible redondance par rapport aux bâtiments et possèdent généralement une capacité de dissipation d'énergie inférieure à celle des bâtiments conventionnels.

Ces deux aspects sont reconnus par la plupart des codes de calcul parasismiques, en conséquence, les dispositions précisent que les forces sismiques sont plus élevées que celles dans les bâtiments et exigent la modélisation de l'effet hydrodynamique.

Dans le cadre du travail de recherche que nous présentons ici, nous nous intéresserons qu'aux réservoirs surélevés posés sur pilotis, qui à l'instar des structures surélevées telles que les minarets, les cheminées et des unités industrielles sont vulnérables et dont le comportement mécanique est semblable à un pendule simple tel que nous le verrons plus loin.

Sans compter que ces ouvrages d'art hydrauliques doivent rester debout après un séisme pour permettre l'organisation des secours.

Ainsi le manuscrit est structuré en quatre chapitres comme suit:

Au premier chapitre nous avons pris connaissance des plus importants règlements parasismiques dans le monde régissant les lois d'analyse sismique des réservoirs en procédant à une analyse comparative entre ces différents codes.

Au second chapitre nous avons décrit la méthode d'analyse statique non linéaire par poussée progressive « pushover » en décrivant la procédure d'analyse par l'approche du code « ATC40 » (Applied Technology Council) ou la méthode de capacité spectrale.

Au troisième chapitre nous avons appliqué la méthode d'analyse statique non linéaire par poussée progressive « pushover » à un réservoir surélevé sur pilotis dont la demande sismique est introduite par spectre de réponse du RPA 2003.

Au quatrième chapitre nous avons appliqué la méthode d'analyse statique non linéaire par poussée progressive « pushover » à un réservoir surélevé sur pilotis dont la demande sismique est introduite par l'accélerogramme du séisme de Boumerdes 2003.

Et enfin une conclusion générale viendra clore ce travail par une comparaison entre les résultats des deux chapitres 3 et 4.

Chapitre I

Synthèse bibliographique

1.Introduction:

Dans les régions de forte sismicité et à forte densité de population, une rupture d'un réservoir suite à un tremblement de terre, peut causer d'énormes dommages et de grandes pertes en biens et en vies humaines.

La complexité de l'analyse sismique des réservoirs se pose, aussi bien dans l'interaction dynamique entre le mouvement du liquide stocké et la déformation des parois, que dans l'interaction dynamique entre la flexibilité du sol de fondation et la fondation elle-même. C'est pour cela que de nombreux règlements parasismiques de par le monde proposent des formules pour le calcul des différents paramètres menant à la l'évaluation du comportement des structures sous sollicitation sismique.

D'autre part, ces codes sont continuellement modifiés et améliorés afin de mieux évaluer l'aléa sismique. Pour cela on trouve plusieurs versions pour chaque code, nous pouvons citer : le règlement parasismique algérien qui est passé du RPA1981 au RPA 1988 puis au RPA99 et enfin au RPA2003, ou le règlement parasismique marocain qui est passé du RPS 2002 au RPS 2011 ,ou encore le code parasismique européen qui a subit plusieurs amendements de l'Eurocode 1,..., à Eurocode9.

Dans ce chapitre nous avons essayé de passer en revue quelques règlements parasismiques et voir ce qu'ils proposent pour l'analyse sismique des réservoirs.

2. modèle mathématique équivalent:

Des modèles mécaniques simplifiés « équivalents » ont été développés dans des études analytiques, ceux-ci ont été rendues possibles par des hypothèses simplificatrices sur le réservoir ou en exploitant des résultats de calcul numériques. Les solutions analytiques considèrent généralement le réservoir comme rigide et le modèle mécanique équivalent au fluide comporte deux termes physiquement perceptibles comme le montre le modèle mathématique de HOUSNER.

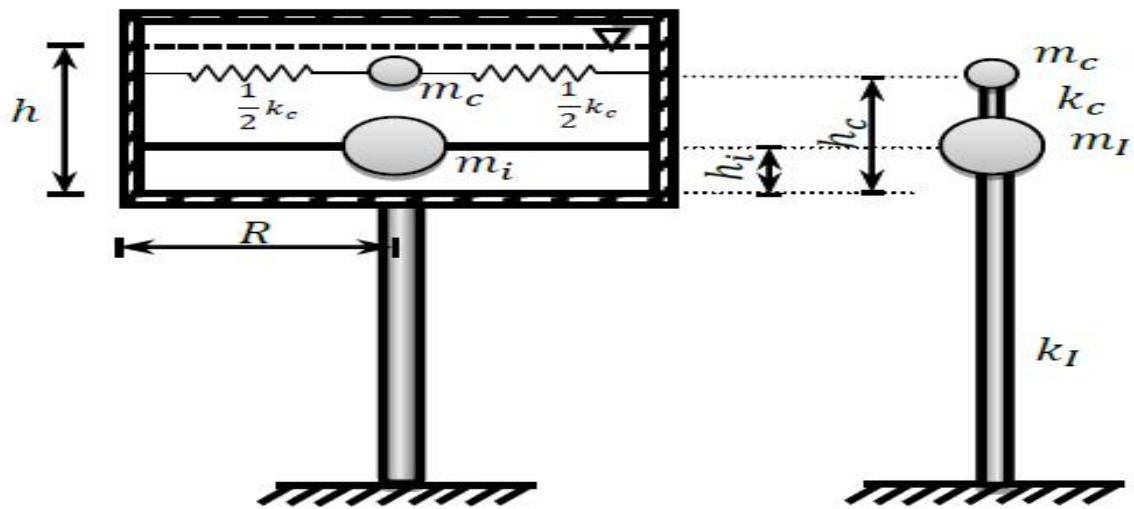


Figure I.1 : Modèle mathématique d'HOUSNER

De la figure I.1, on peut décomposer la masse de l'eau en:

- **Masse convective (m_c)** qui correspond à la partie du fluide mise en mouvement d'oscillation, appelée masse oscillante ou convective (sloshing or convective mass). Cette oscillation du fluide est, comme les vibrations de solides, caractérisée par un amortissement et par des fréquences propres liées à la géométrie du réservoir, comme le montre la figure I.2 ci-après.

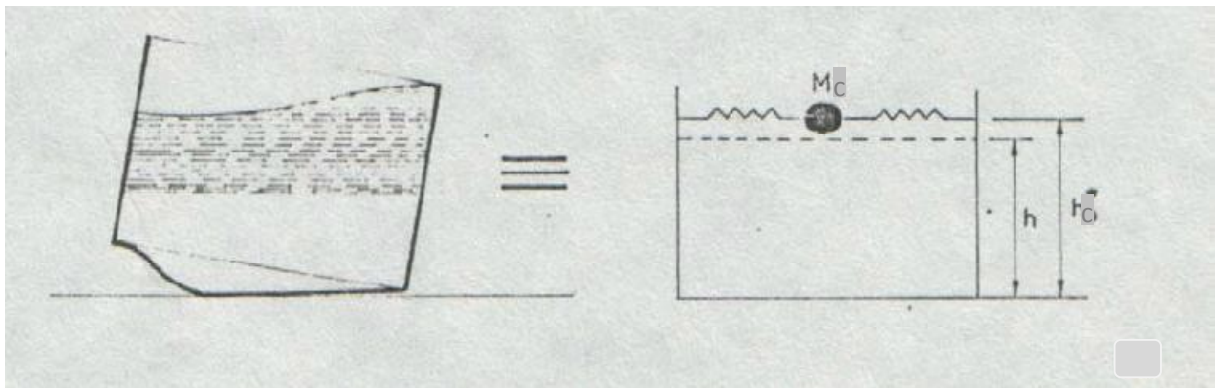


Figure I.2: Système physique et mécanique équivalent des pressions convectives.

- **Masse impulsive rigide** qui correspond à la partie inférieure du fluide, dont on peut considérer qu'elle n'a pas de déplacement relatif par rapport au réservoir. Les oscillations de la surface d'un fluide ont lieu à des fréquences très basses par comparaison aux fréquences de la structure, de sorte que le terme d'oscillation peut

être étudié avec une bonne précision en considérant le réservoir comme rigide (voir figure I.3).

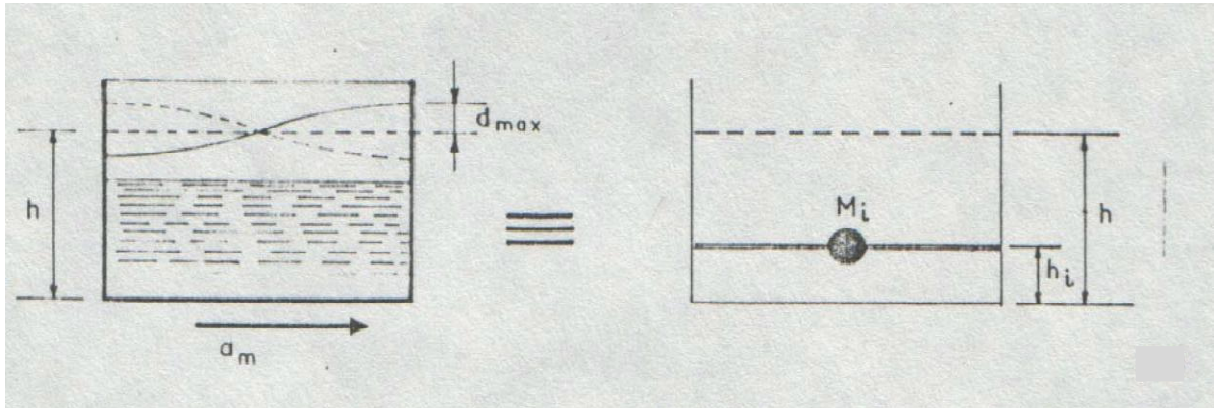


Figure I.3: Système physique et mécanique équivalent des pressions impulsives

Les modes de structures sont par contre liés au terme de masse impulsive, car si la structure du réservoir se déforme, la masse impulsive suit cette déformation et c'est une approximation de découpler les équations de fluide et de structure pour l'étude de ce terme.

2.1. Evaluation des forces sismiques :

Les forces sismiques latérales pour les réservoirs contenant des liquides comprennent deux composantes : Le terme impulsif " V_i " et le terme par convection " V_c ".

La composante impulsive est exprimée par $V_i = (C_s)_i W_i$. (1)

Où : $(C_s)_i$ est le coefficient de cisaillement impulsif à la base

W_i est le poids sismique de la composante impulsive .

* De même , la composante convective est donné par $V_c = (C_s)_c W_c$. (2)

Où : $(C_s)_c$ est le coefficient de cisaillement convectif à la base

W_c est le poids sismique de la composante convective

2. 2.Variation du coefficient de cisaillement en fonction de la période :

La variation du coefficient de cisaillement à la base en fonction de la période naturelle peut généralement être divisée en trois plages :

- Sensible à l'accélération ou à courte période
- Sensible à la vitesse ou à moyenne période
- Sensible au déplacement ou longue période.

Dans la plupart des codes, les coefficients de cisaillement à la base ;impulsifs et convectifs; ont un type de variation différent avec la période naturelle et par conséquent, ils sont traités séparément.

2.2.1 Selon l'Eurocode 8:

Ce règlement met en évidence le coefficient de cisaillement en fonction de la période comme suit:

- Mode impulsif [20]

$$(C_s)_i = \gamma_I S_e \quad \text{ou} \quad (C_s)_i = \gamma_I S_d \quad (I.1)$$

- Mode par convection [20]

$$(C_s)_i = \gamma_I S_e \quad (I.2)$$

Avec :

S_e : Le spectre de réponse élastique.

S_d : Le spectre de réponse de calcul .

γ_I : Le facteur d'importance de l'ouvrage.

Aussi l'Eurocode 8 propose des formules de calcul de l'accélération en fonction de la période pour les deux modes, impulsif et convectif.

- Pour le mode impulsif on aura :

$$S_e = \alpha S \left[1 + \frac{T}{T_B(2,5\eta-1)} \right] \quad \text{pour} \quad 0 \leq T < T_B$$

$$S_e = 2,5\alpha S \eta \quad \text{pour} \quad T_B \leq T < T_c \quad (I.3)$$

$$S_e = 2,5\alpha S \eta \left(\frac{T_c}{T} \right) \quad \text{pour} \quad T_c \leq T < 3 \text{ secondes}$$

$$S_e = 7,5\alpha S \eta \left(\frac{T_c}{T^2} \right) \quad \text{pour} \quad T \geq 3 \text{ secondes}$$

$$\text{Avec : } \eta = \left(\frac{7}{2+\xi}\right)^{0,5}$$

Et

- Pour le mode convectif on aura :

$$S_d = \alpha S \left[1 + \frac{T}{T_B} \left(\frac{2,5}{q} - 1 \right) \right] \quad \text{pour } 0 \leq T < T_B \quad (I.4)$$

$$S_d = 2,5 \alpha \frac{S}{q} \quad \text{pour } T_B \leq T < T_c$$

$$S_d = 2,5 \alpha \frac{S}{q} \left(\frac{T_c}{T} \right)^{2/3} \quad \text{pour } 0,2 \alpha T_c \leq T < 3 \text{ secondes} \quad (I.5)$$

$$S_d = 39 \frac{S}{q} \left(\frac{T_c^{2/3}}{T^{5/3}} \right) \quad \text{pour } T \geq 3 \text{ secondes}$$

Avec :

α : le facteur d'accélération maximale du sol.

S : le facteur de sol.

η : Facteur d'amortissement.

ξ : Taux d'amortissement visqueux.

q : Facteur de comportement.

T : Période naturelle de vibration.

T_C et T_B : Sont les périodes aux quelles les plages de l'accélération constante et la vitesse constante commencent.

2.2.2. Selon le règlement parasismique Américain IBC 2006 /ASCE7:

Ce règlement s'appuie sur les formules suivantes pour le calcul du coefficient de cisaillement.

Mode impulsif [28]

$$\begin{aligned}
 (C_S)_i &= \frac{S_{DS}I}{R} && \text{pour } T_i \leq T_s \\
 (C_S)_i &= \frac{S_{DI}I}{RT_i} && \text{pour } T_s \leq T_i \leq T_L \\
 (C_S)_i &= \frac{S_{DI}IT_L}{RT_i^2} && \text{pour } T_i \geq T_L
 \end{aligned} \tag{I.6}$$

- Mode convectif [28]

$$\begin{aligned}
 (C_S)_c &= \frac{S_{DS}I}{T_c} && \text{pour } T_c \leq T_L \\
 (C_S)_c &= \frac{S_{DI}IT_L}{T_c^2} && \text{pour } T_c > T_L
 \end{aligned} \tag{I.7}$$

Avec

I : Facteur d'importance.

R : Facteur de modification de réponse.

T_i : Période naturelle de vibration du mode impulsif.

T_c : Période naturelle de vibration du mode convectif.

S_{DS} et **S_{DI}**: Sont les coefficients de modification de réponse.

$$T_s = \frac{S_{DI}}{S_{DS}}$$

T_L : Période de transition pour la gamme longue période.

2.2.3. Selon le règlement parasismique Américain ACI-350.3 :

Vu l'importance des réservoirs dans l'industrie américaine, des normes visant à mettre des lignes directrices pour le calcul sismique de ceux-ci ont été mises en œuvre. Et parmi ces normes!, le ACI-350.3 qui propose les formules suivantes pour le calcul du coefficient de cisaillement à la base .

Mode impulsif [1]

$$(C_S)_i = \frac{2,75ZI}{R_{wi}} \quad \text{pour } T_i \leq 0,31s$$

$$(C_s)_i = \frac{1,25ZIS}{T_i R_w^{2/3}} \quad \text{pour } T_i > 0,31s \quad (I.8)$$

Mode convectif [1]

$$(C_s)_c = \frac{1,875ZIS}{T_c^{2/3}} < 2,75ZI \quad \text{pour } T_c < 2,4s \quad (I.9)$$

$$(C_s)_c = \frac{6ZIS}{T_c^2} \quad \text{pour } T_c \geq 2,4s$$

Avec

S : Facteur de sol.

I : Facteur d'importance de l'ouvrage.

R_{wi} et **R_w** : Facteurs de modification de réponse.

Z : Facteur de zone.

T_i : Période naturelle de vibration pour le mode impulsif.

T_c : Période naturelle de vibration pour le mode convectif.

2.2.4. Selon le règlement parasismique Américain AWWA D-110(American Water Works Association): Cette norme aussi appartient à la liste des normes mises au service de l'industrie américaine dans le domaine de stockage et la distribution d'eau ou autres produits chimiques. Elle propose les formules ci-après:

Mode impulsif [9]

$$(C_s)_i = \frac{1,25ZIS < 2,75ZI}{R_i T_i^{2/3}} \frac{2,75ZI}{R_i} \quad (I.10)$$

Mode convectif [9]

$$(C_s)_c = \frac{4ZIS}{R_c T_c^2} \quad (I.11)$$

Avec

Z : Facteur de zone.

I : Facteur d'importance de l'ouvrage.

S : Facteur de sol.

R_i : Facteur de modification de réponse.

T_i : Période naturelle de vibration pour le mode impulsif.

2.2.5. Selon le règlement parasismique américain AWA D-115: Vu l'importance des réservoirs dans l'industrie américaine, ce code est conçu pour prendre en charge le calcul sismique de ces derniers et parmi les formules qu'il propose on peut énumérer [10] :

-Mode impulsif

$$(C_s)_i = \frac{1,25ZIS \leq 2,75ZI}{R_w T_i^{2/3} R_w} \quad (I.12)$$

- Mode convectif

$$(C_s)_c = \frac{ZIS}{R_w T_c} \quad (I.13)$$

Z : Facteur de zone.

I : Facteur d'importance de l'ouvrage.

S : Facteur de sol.

R_w : Facteur de modification de réponse.

T_i : Période naturelle de pour le mode impulsif.

2.2.6. Selon le règlement parasismique de la Nouvelles Zélande NZSEE: Ce code met en évidence le coefficient de cisaillement pour le mode impulsif et convectif avec la même formule qui se présente comme suit [33]

$$(C_s)_i = C_h(T,1) S_p R Z L_u C_f(\mu, \xi) \quad (I.14)$$

Avec :

C_h(T,1) : Coefficient sismique de danger à la base.

T : La période naturelle.

S_p : Le facteur de performance.

R : Le facteur de risque sismique.

Z : Le facteur de zone.

L_u : Le facteur d'état limite.

C_f : Le facteur de correction qui dépend du facteur de ductilité u et le coefficient d'amortissement ξ .

2.3. Evaluation de la période d'oscillation selon le les différents codes parasismique: La plus part des codes qu'on va citer sont muets en ce qui concerne le calcul de la période d'oscillation pour les structures en réservoirs, car ils proposent que des formules pour les bâtiments.

2.3.1. Selon le RPA 2003:

Le règlement parasismique algérien propose des équations empiriques pour le calcul de la période propre des structures. Or ce calcul est très compliqué, c'est pour cela qu'il offre la possibilité d'utiliser des méthodes simplifiées telles que la méthode des consoles ou méthode de RAYLEIGH.

Et dans le cas d'étude des réservoirs surélevés sur pilotis , on peut les assimiler à une console comme suit :

Une masse concentrée (cuve) reposant sur l'extrémité d'un support de masse non négligeable (poteaux), d'où la formule de Rayleigh [18] :

La valeur de T peut être calculée avec la formule de Rayleigh ou une version simplifiée de cette formule :

$$T = 2\pi \sqrt{(\sum W_i \delta_i^2) / g \sum_i^n f_i \delta_i} \quad (I.15)$$

f_i : système de forces horizontales, distribuées selon les formules de répartition de V suivant la verticale.

δ_i : flèches horizontales dues aux forces f_i calculées à partir d'un modèle élastique linéaire de la structure qui prend en compte tous les éléments participant à sa rigidité.

2.3.2. Selon le RPS2002 Marocain [3] :

Le règlement parasismique marocain propose des formules forfaitaires pour le calcul de la période fondamentale de vibration des bâtiments, comme il propose la possibilité d'utiliser la méthode de Rayleigh pour les structures assimilés à des consoles .

De ces formules forfaitaires on peut citer :

- Pour une ossature à nœuds :

$$T = 0.085 N \quad (I.16)$$

Où

N : nombres d'étages du bâtiment.

- **pour des structures assimilés à des consoles** : qui nous intéresse dans notre cas.

$$T = 1,8(mH/EI) \quad (I.17)$$

m : La masse par unité de longueur de la structure.

H : La hauteur totale de la structure.

EI : La rigidité flexionnelle.

2.3.3. selon le code national du bâtiment –canada NBCC 2005 [4] :

Le code parasismique canadien nous invite à utiliser des formules empiriques pour le calcul de la période fondamentale de vibration comme :

- $T=0,1 N$ pour toute ossature résistant aux moments.
- $T=0,085h_n^{3/4}$ pour les ossatures en acier résistant aux moments.
- $T=0,075h_n^{3/4}$ pour les ossatures en béton résistant aux moments.

D'autre part on a aussi

$$T = 0,09 \frac{h_n}{\sqrt{D_s}} \quad (I.18)$$

Où

h_n : la hauteur de la structure.

D_s : longueur du mur ou l'ossature contreventée qui constitue le principal système de résistance aux forces latérales dans la direction parallèle aux forces exercées.

NB: Si la longueur du mur de contreventement n'est pas définie, on utilise D à la place de D_s .
Ce code n'exclue pas l'utilisation de la méthode de Rayleigh.

2.3.4. Selon le code Americain1997 [5] :

Le code parasismique américain prend le calcul de la période fondamentale par deux méthodes

Méthode A : qui s'énonce comme suit :

Pour toutes les structures, la période fondamentale de vibration peut être approchée par la formule :

$$T = C_t h_n^{3/4} \quad (I.19)$$

Pour :

$C_t = 0,0853$ pour les ossatures en portique en acier résistant aux moments.

$C_t = 0,0731$ pour les ossatures en portique en béton armé résistant aux moments.

$C_t = 0,00853$ pour toutes les autres structures.

Alternativement, la valeur de C_t , pour les structures à mur de refend en béton ou en maçonnerie peut être prise égale à :

$$C_t = 0,075 / \sqrt{A_c} \quad \text{Avec}$$

$$A_c = \sum A_e \left[0,2 \left(D_e / h_n \right)^2 \right]$$

Ou

A_e : Section transversale du mur de contreventement dans la direction considérée au premier niveau de la structure en m^2

D_e : Longueur du mur de contreventement au premier niveau dans la direction parallèle aux forces appliquées en m.

h_n : La hauteur totale du bâtiment en m.

D_e/h_n ne doit pas dépasser 0,9.

Méthode B : En utilisant les propriétés structurales et les caractéristiques de déformation des éléments résistants :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{(\sum_{i=1}^n w_i \delta_i^2)}{g(\sum_{i=1}^n f_i \delta_i)}} \quad (I.20)$$

Avec

f_i : Forces latérales.

δ_i : Déplacement élastique et doit être calculé en utilisant les forces latérales f_i .

2.3.5. Selon Eurocode 8[6] :

Pour déterminer les périodes fondamentales de vibration T des deux modèles plans des structures, ce code préconise l'utilisation des expressions approchées basées sur les méthodes de dynamique des structures (par exemple, méthode de RAYLEIGH) ainsi que quelques formules dont on cite :

1. Pour des structures jusqu'à 40 m de hauteur, une valeur approchée de T (en s) peut être obtenue par l'expression suivante :

$$T = C_t h^{3/4} \quad (I.21)$$

Où :

C_t : Est égal à 0,085 dans le cas des portiques spatiaux en acier, à 0,075 dans le cas des portiques spatiaux en béton et pour les triangulations excentrées en acier et à 0,050 pour toutes les autres structures ;

h : Est la hauteur de la structure, en m, depuis les fondations ou le sommet d'un soubassement rigide ; Par ailleurs, la valeur de C_t dans l'expression pour les structures avec des murs de contreventement en béton ou en maçonnerie, peut être prise égale à :

$$C_t = 0.075/\sqrt{A_c} \quad (I.22)$$

$$A_c = \sum [A_i (0.2 + (l_{wi}/H))^2]$$

A_c : Est l'aire effective totale des sections des murs de contreventement au premier niveau du bâtiment, en m^2 ;

A_i : Est l'aire effective de la section transversale du mur de contreventement dans la direction considérée i au premier niveau du bâtiment, en m^2 ;

H : Est comme indiqué en (2) du présent paragraphe ;

l_{wi} : Est la longueur du mur de contreventement i au premier niveau dans la direction parallèle aux forces appliquées, en m, sous la condition que l_{wi} / H ne dépasse pas 0,9 ;

2. En variante, la valeur de T (en s) peut être estimée par l'expression suivante :

$$T = 2\sqrt{d} \quad (I.23)$$

Où :

d : Est le déplacement élastique horizontal du sommet de la structure, en m, dû aux charges gravitaires appliquées horizontalement.

Conclusion :

Plusieurs codes de calcul proposent des formules empiriques pour l'analyse sismique des réservoirs, que cela soit dans l'évaluation du coefficient de cisaillement à la base ou le calcul de la période fondamentale. Notre choix s'est porté sur les codes développés dans des pays à sismicité élevée afin de réduire les pertes et les dommages dus aux séismes, ils diffèrent les uns des autres de par les paramètres pris en considération pour le calcul.

Dans ce chapitre, nous avons vu que la plupart de ces codes sont unanimes pour dire que la masse de l'eau dans le réservoir peut être divisée en deux composantes: la composante impulsive M_i et la composante convective M_c . Ce qui engendre l'expression du coefficient de cisaillement à la base en deux termes: impulsif $(C_s)_i$ et convectif $(C_s)_c$.

Aussi pour le calcul de la période fondamentale, dans les nombreux codes parasismiques cités n'apparaissent pas de formules pour le calcul sismique distinctes aux réservoirs, par contre ils préconisent des équations de calcul applicables que pour les bâtiments et proposent pour les autres structures ou les réservoirs peuvent être classés.

Chapitre II

Présentation de la méthode Pushover

Introduction:

Une évaluation fiable du comportement d'une structure face à un tremblement de terre, en termes de dommages, requiert un outil permettant une analyse des structures au-delà du domaine élastique.

La méthode d'analyse de type "Pushover", basée sur les courbes de capacité, représente une nouvelle approche d'estimation de dommages (structurels et non structurels), incluant notamment les effets du comportement post-élastique.

Les techniques d'analyse de structures consistent essentiellement à comparer un paramètre de demande de déplacement avec un paramètre de capacité.

L'effort tranchant a été le paramètre utilisé traditionnellement pour la conception parasismique des structures. L'ingénieur calcule la sollicitation (la force) provoquée par un séisme donné (ou plusieurs) à la base de la structure, et la compare avec la résistance de cette dernière.

Dans le calcul traditionnel, les forces sont réduites d'une manière artificielle c.à.d avec des coefficients de pondération), afin de garder la conception dans le domaine élastique.

Alors que dans le domaine post - élastique, le dommage apparaît progressivement, en diverses parties de la structure, provoquant la plastification de certains éléments, provoquant par conséquent une redistribution des efforts. La demande dépend ainsi que du comportement de chaque composant. De cette manière, l'endommagement est plus sensible, en général, au déplacement qu'à la force. Ces facteurs ont conduit au développement des outils d'analyse non linéaire.

Pour faciliter l'accès à ce type d'analyse, plusieurs approches simplifiées ont été développées, telles que la méthode des coefficients de déplacement, du déplacement équivalent ou encore du spectre de capacité

Les approches simplifiées pour l'évaluation sismique des structures qui considèrent le comportement inélastique, utilisent généralement les résultats d'une analyse statique de rupture pour définir la performance inélastique globale de la structure. Actuellement pour atteindre ce but, la procédure statique non linéaire ou l'analyse pushover est utilisée. Les demandes sismiques sont calculées par une analyse statique non linéaire de la structure soumise à des forces latérales monotonement croissante avec une distribution invariante sur la hauteur jusqu'à ce qu'un déplacement prédéterminé soit atteint.

L'analyse statique non linéaire (Pushover) peut donner un aperçu sur les aspects structuraux qui contrôlent la performance pendant un séisme sévère. L'analyse fournit des informations

sur la force et la ductilité de la structure qui ne peuvent pas être obtenue par l'analyse élastique.

Pour évaluer si une structure est adéquate à résister à un certain niveau de charges sismiques, sa capacité doit être comparée avec les exigences qui correspondent à un scénario de l'événement sismique. Cette comparaison peut être basée sur des forces ou des déplacements.

Nous proposons dans ce chapitre d'exposer la méthode statique non linéaire dite pushover par capacité spectrale telle que publié dans l'ATC 40.

2 . La méthode de capacité spectrale ATC 40:

Elle 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 .

3. Eléments clés de l'analyse Pushover :

3.1. Buts d'une analyse Pushover :

Le but d'une analyse Pushover est d'évaluer la performance souhaitée d'une structure en estimant ses demandes en résistance et en déformation lors d'un séisme et cela, par l'intermédiaire d'une analyse statique non linéaire et en comparant ces demandes aux capacités existantes. cette analyse est basée sur une évaluation des paramètres de performance les plus importants, déformations inélastiques dans les éléments, les déformations entre les éléments, les forces dans ces derniers et les assemblages. L'analyse non linéaire pushover peut être considérée comme une méthode pour prédire les demandes en termes de forces sismiques et de déformation, qui tient compte d'une manière approximative de la redistribution des forces internes qui se produisent lorsque la structure est soumise à des forces d'inertie qui ne peuvent être résistées par un comportement structural linéaire élastique.

L'analyse Pushover est supposée donner des informations sur beaucoup de caractéristique de la réponse qui ne peuvent être obtenues à partir d'une analyse élastique ou dynamique linéaire. Dans ce qui suit, on présentera des exemples de quelques caractéristiques :

- Evaluer les demandes réalistes en termes de forces dans les éléments potentiellement fragiles, telles que les demandes en forces axiales dans les poteaux, les demandes en

forces dans les connections des contreventements, les demandes en moments dans les connections poteaux-poutres et les demandes en cisaillement dans les poutres épaisses.

- Estimations des demandes en déformations pour les éléments qui doivent se déformer inélastiquement pour dissiper l'énergie provenant des séismes.
- Dédire les conséquences 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 élevées et qui doivent être l'objet d'une attention particulière durant la conception.
- Identification des discontinuités des résistances en plan ou en élévation qui résultent en des modifications des 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- Δ .

3.2. Déplacement cible:

Dans l'analyse Pushover, il est supposé que le déplacement cible pour le système à plusieurs degrés de liberté peut être estimé comme la demande en déplacement pour le système à un seul degré de liberté équivalent.

Inhérente à cette approche est la supposition que le déplacement maximal du SPDL soit - contrôlé par un seul vecteur propre sans considération des modes supérieurs.

L'incorporation de toutes les caractéristiques de la réponse structurale pour l'estimation de la demande en déplacement du SSDL implique la capacité de représenter la réponse force-déplacement globale de la structure par des caractéristiques hystérétiques appropriées. Si la demande en déplacement dépend fortement de ces caractéristiques, leur incorporation dans le modèle du système à SSDL sera une nécessité.

3.3. Formes de la force latérale:

Le choix de la forme de la force latérale est susceptible d'être beaucoup plus critique que la détermination exacte du déplacement cible. Les formes de la force latérale ont pour but de représenter et de borner la distribution des forces d'inertie lors d'un séisme. Il est clair que la variation dépend de la puissance d'un séisme (étendue des déformations anélastiques) et sa durée.

L'utilisation d'au moins deux formes de forces qui sont supposées borner la distribution des forces d'inertie est recommandée.

3.4. Méthodologie de l'analyse Pushover:

L'analyse Pushover est faite en soumettant une structure à un modèle monotone des forces croissantes, représentant les forces latérales inertielles qui seraient subies par la structure quand elle est soumise à un mouvement du sol. Sous l'action de charges incrémentales croissantes, plusieurs éléments peuvent se plastifier progressivement. Par conséquent, pour chaque événement, la structure subira une perte de rigidité. Utilisant l'analyse Pushover, une caractéristique non linéaire de la courbe force-déplacement peut être déterminée. En principe, n'importe quelle force et n'importe quel déplacement peuvent être choisis. Typiquement, le premier cas de charge Pushover est utilisé pour appliquer les charges de gravité et par la suite des cas de charges Pushover sont spécifiées et démarrées après l'application des charges gravitaires.

La procédure statique non linéaire dans EC8 et FEMA-356 nécessite le développement d'une courbe Pushover en appliquant d'abord des charges et ensuite des forces latérales monotonement croissantes avec une distribution bien spécifiée suivant la hauteur.

3.5. Critères de base de l'analyse Pushover :

1. définition du nœud de contrôle : Il est le nœud qui permet de suivre le déplacement de la structure. Son déplacement par rapport à l'effort tranchant à la base permet d'obtenir la courbe de capacité (Pushover) de la structure.
2. Développement de la courbe Pushover qui inclut l'évaluation des distributions des forces ; Pour avoir un déplacement semblable au déplacement réel dû à un tremblement de terre, il est important d'utiliser une distribution des forces équivalente à la distribution attendue des forces d'inertie.
3. Estimation de la demande du déplacement: Ceci est une étape clé dans une analyse Pushover. Le nœud de contrôle est poussé pour atteindre le déplacement de la demande qui représente le déplacement maximal attendu et qui résulte de l'intensité du séisme considéré.
4. Evaluation du niveau de la performance: C'est l'objectif principal d'une conception des structures ayant une base d'isolation. Une composante ou une action est considérée satisfaite si elle satisfait à un certain niveau de performance prescrit. Pour les actions avec contrôle en déformation, les demandes en déformations sont comparées aux capacités maximales admissibles. Pour les actions avec contrôle en chargement, la capacité de résistance est comparée avec la demande en force. Si les valeurs admissibles sont dépassées, alors l'élément est supposé violer le critère de performance.

3.6..Bases théoriques de l'analyse non linéaire Pushover:

Les éléments principaux de l'analyse Pushover sont. la demande et la capacité, qui représentent respectivement l'action sismique, et l'aptitude de la structure à résister au séisme.

3.6.1. Détermination de la Courbe de capacité:

L'analyse Pushover est effectuée en appliquant à la structure une distribution de forces latérales incrémentées jusqu'à ce que le déplacement au sommet de la structure atteigne un déplacement cible défini.

La courbe traduisant le comportement de la structure est tracée en portant en abscisse le déplacement du sommet d et en ordonnée l'effort tranchant à la base V .

La courbe de capacité est transformée en une courbe de capacité équivalente reliant l'accélération d'une structure à un seul degré de liberté à son déplacement en multipliant l'effort tranchant (V) et le déplacement (d) respectivement par

$$\left(\frac{1}{\alpha_1 w}\right) \text{ et } \left(\frac{1}{P_{f1} \phi_1}\right) \quad (\text{II.1})$$

Avec:

α_1 : Pourcentage de participation massique du mode fondamental.

w : Masse sismique de la structure.

P_{f1} : Facteur de participation modal du mode fondamental

ϕ_1 : Amplitude du mode fondamental.

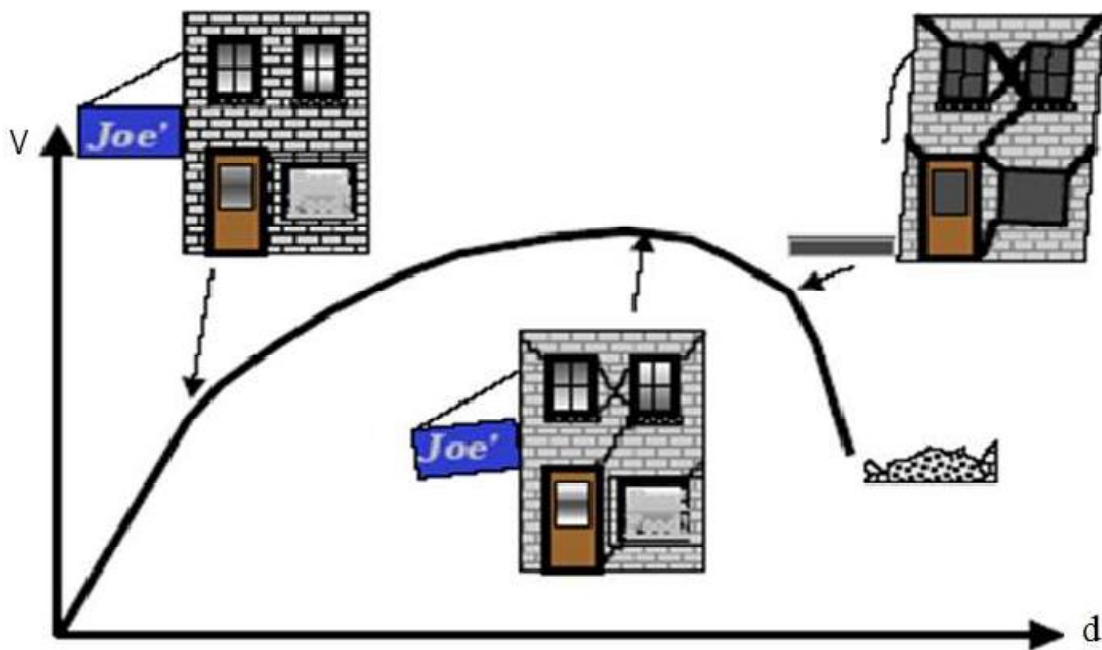


Figure II.1 : Courbe de capacité.

La courbe de la **figure (II.1)** 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 II.2).

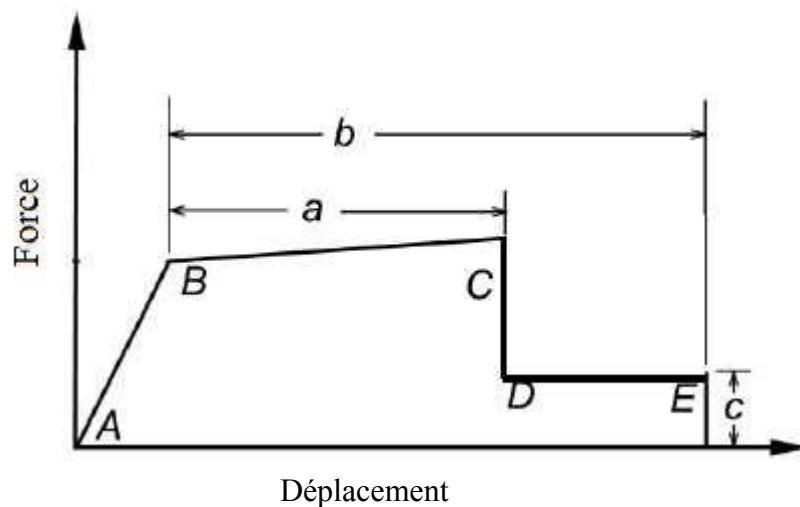


Figure II.2 : Représentation de la courbe de capacité selon l'ATC40.

- **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.

3.6.2. 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 II.3**), 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.

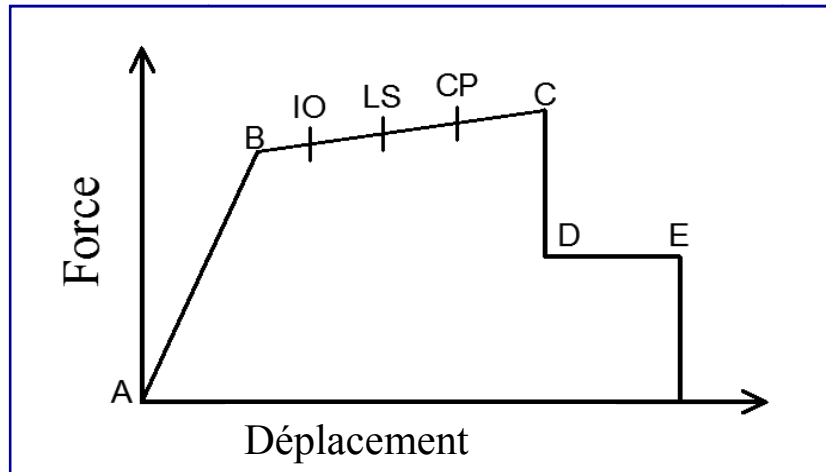


Figure II.3: Représentation de la courbe de capacité selon FEMA273.

3.6.3. 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 spectrale ($S_a - S_d$) donné par la (figure II.4).

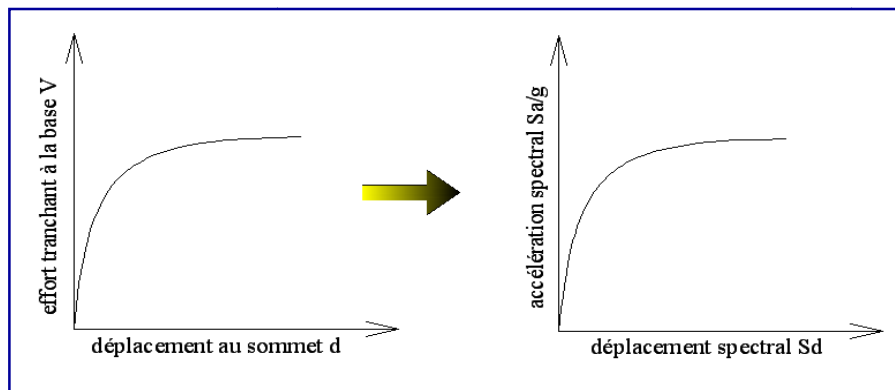


Figure II.4 : Transformation de la courbe de capacité.

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

$$S_d = \frac{d}{P f_1 \phi_{1S}} \quad (\text{II. 2})$$

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \quad (\text{II.3})$$

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.

3.6.4. Détermination de la demande sismique:

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 . Les étapes de détermination de la demande sismique peuvent être résumées comme suit:

- Détermination du spectre élastique amorti à 5%.
- Transformation du spectre élastique au format accélération-déplacements.
- Détermination de l'amortissement effectif et réduction du spectre élastique.

3.6.5. Détermination du spectre élastique amorti à 5%:

Le spectre de réponse définie dans le règlement algérien (RPA2003) est une courbe de réponse maximale d'accélération (S_a/g) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T. L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant:

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \quad (\text{II.4})$$

A : coefficient d'accélération de zone. (tableau 4.2. RPA2003)

η : facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

ξ : pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2. RPA2003)

R : coefficient de comportement de la structure (tableau 4.3 .RPA2003)

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (tableau 4.7 .RPA2003)

Q : facteur de qualité (tableau 4.4 .RPA2003)

Pour obtenir un spectre élastique amorti à 5%, il suffit d'attribuer une valeur égale à l'unité pour le coefficient de comportement (R) et le facteur d'amortissement (η).

3.6.6. Transformation du spectre élastique au format accélérations - déplacements:

Le spectre de réponse élastique est transformé du format traditionnel accélération-périodes (S_a - T) (Fig II.5), au format accélérations-déplacements (S_a - S_d) (Fig II.6), en utilisant la relation suivante:

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (\text{II.5})$$

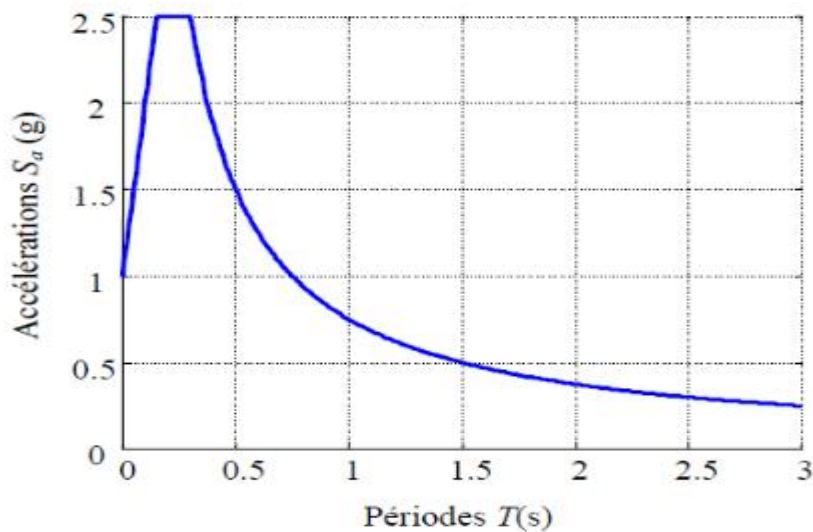


Figure II.5: spectre de réponse élastique format (S_a - T)

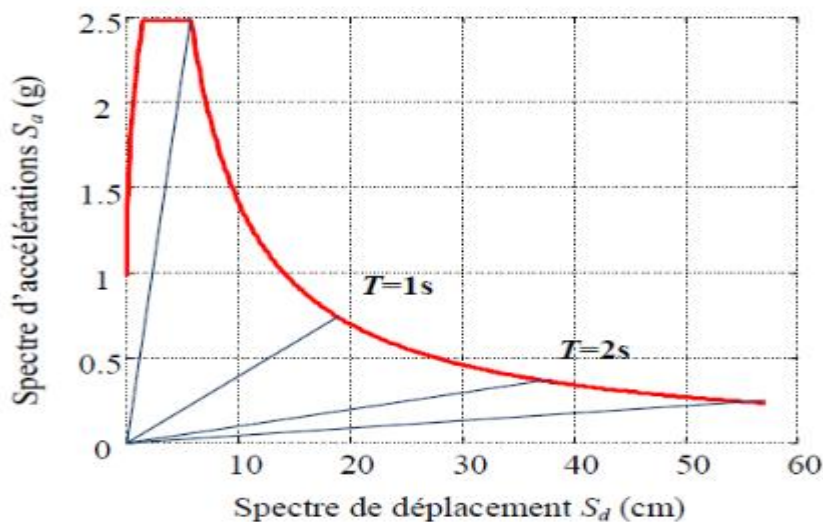


Figure II.6: spectre de réponse élastique format (S_a - S_d).

3.6.7. Détermination de l'amortissement effectif et réduction du spectre élastique:

L'amortissement qui intervient lorsque la structure est dans le domaine inélastique peut être considéré comme une combinaison d'amortissement visqueux inhérent à la structure et d'amortissement d'hystérésis.

L'amortissement visqueux inhérent à la structure est supposée constant et égale à 0.05 (5%).

L'amortissement d'hystérésis peut être représenté par un facteur d'amortissement visqueux équivalent noté (β_0) en utilisant des équations disponibles dans la littérature, le règlement ATC 40 propose de déterminer le terme (β_0) en utilisant l'équation suivante:

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S_0}} \quad (\text{II.6})$$

comme le montre la figure II.7

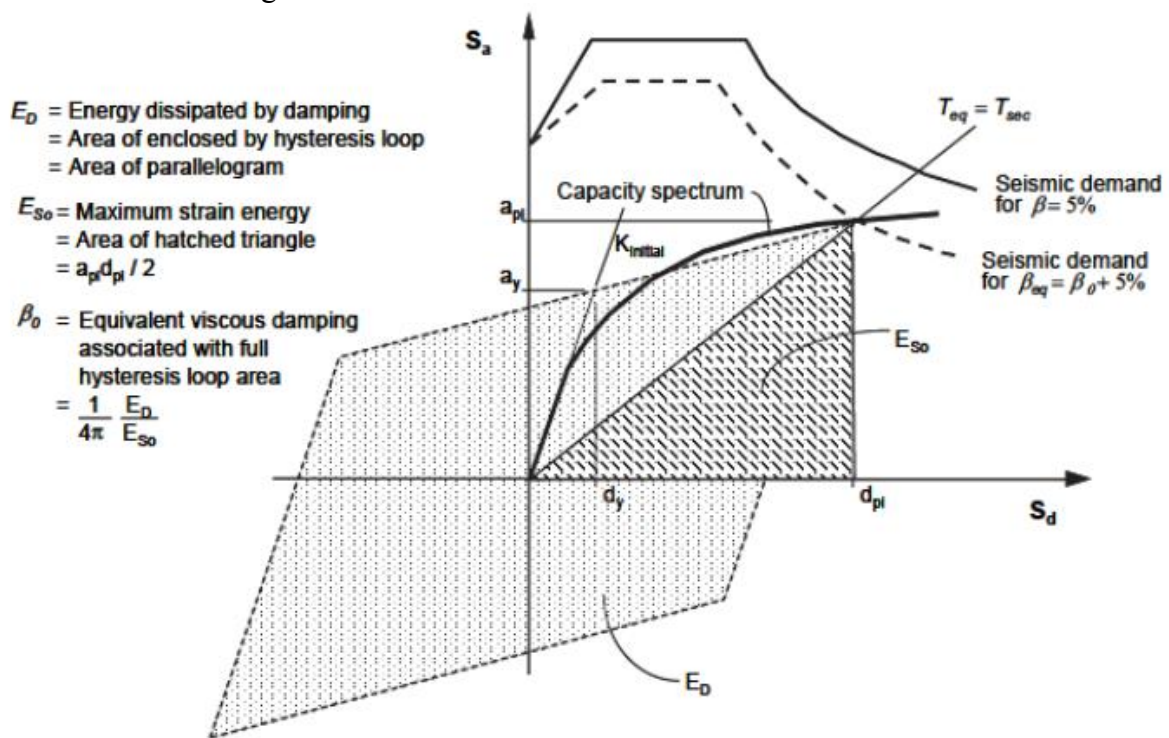


Figure II.7: Schématisation de l'énergie dissipée par la structure.

3.6.8. Détermination du point de performance:

Dans l'ATC 40, trois procédures (A, B, C) sont proposées pour la détermination du point de performance.

2.6.8.1. 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% approprié au site, au format accélération-déplacement (S_a - S_d).
2. transformer la courbe de capacité en spectre de capacité et le reporter 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 II.8).

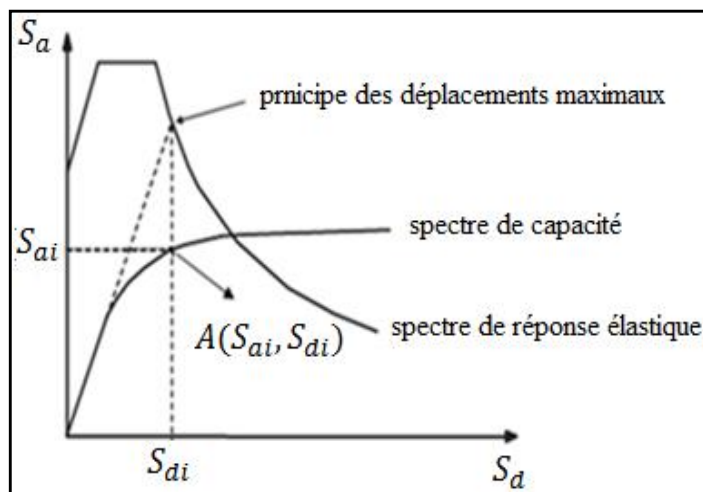


Figure II.8. : Critère d'égalité des déplacements

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 III.9).

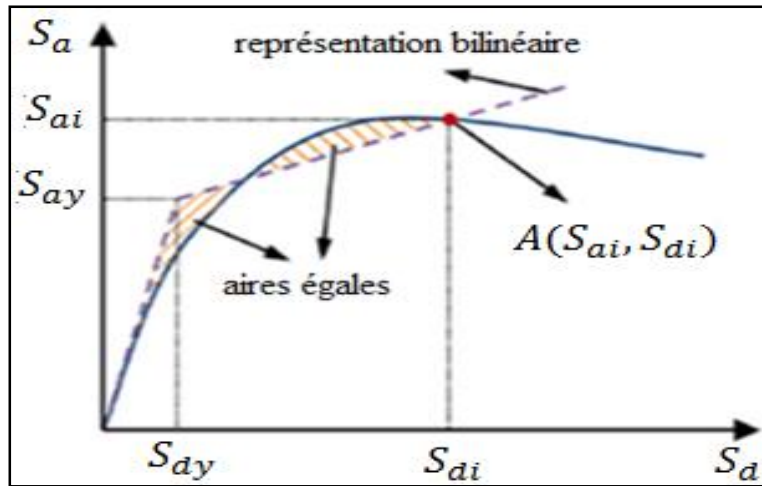


Figure II.9 : Représentation bilinéaire du spectre de capacité

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

$$\xi_{eff} = 0.05 + \kappa \cdot \xi_o \tag{II.7}$$

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 :

$$\xi_o = 0.637 \cdot \frac{(S_{ay} S_{di} - S_{dy} S_{ai})}{S_{ai} S_{di}} \tag{II.8}$$

Pour simplifier, le code (ATC-40,1996) définit trois types de comportement structurel schématisés dans la figure II.10.

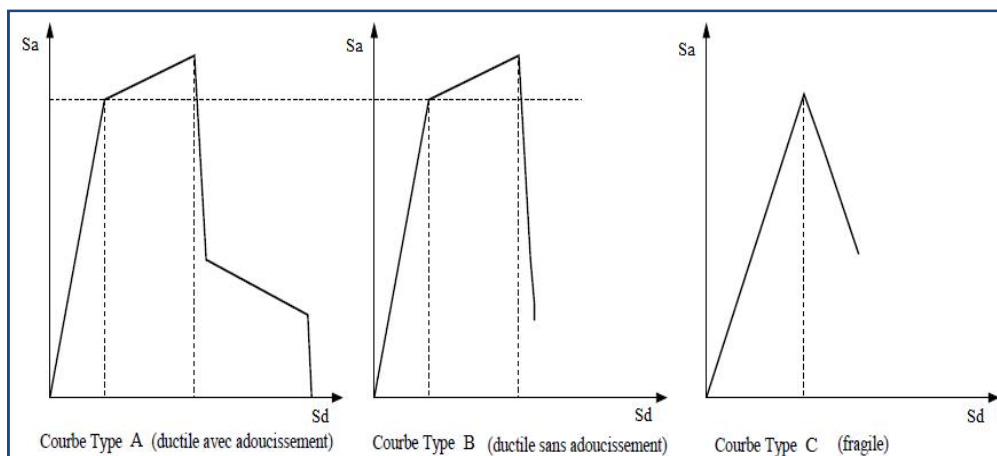


Figure II.10 : Types de comportement de la structure.

Le type A : représente un comportement ductile avec une boucle d'hystérésis sensiblement similaire à celle de la figure II.7, le facteur κ est affecté d'une valeur égale à 1.0 lorsque $\xi_o \leq 16.25$.(Tableau II.1).

Le type B : représente le comportement semi ductile, la boucle d'hystérésis est relativement réduite par rapport à celle de la figure II.7, le facteur κ est affecté d'une valeur égale à 2/3 lorsque $\xi_o \leq 25$. (Tableau II.1).

Le type C : représente le comportement fragile (pas de déformation plastique) la boucle d'hystérésis est très réduite par rapport à celle de la figure II.7, le facteur κ est affecté d'une valeur égale à 1/3 lorsque $\xi_o \leq 25$. (Tableau II.1)..

Ainsi, le facteur κ dépend du comportement de la structure, qui à son tour dépend du système de contreventement et de la durée du séisme, comme le montre le tableau II.1.

Type de comportement structurel	ξ_o (en pourcents)	κ
TYPE A	≤ 16.25	1.0
	≥ 16.25	$1.13 - \frac{0.51(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
TYPE B	≤ 25	0.67
	≥ 25	$0.845 - \frac{0.446(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
TYPE C	Toutes les valeurs	0.33

Tableau II.1: Détermination de l'amortissement effectif de la structure.

Aussi, le choix du type de comportement (Type A,B et C) dépend de la qualité des éléments structuraux mais aussi de la durée de l'onde sismique comme indiqué dans le Tableau II.2

Durée du séisme	Structures neuves	Structures existantes	Structures dégradées
Court	Type A	Type B	Type C
Long	Type B	Type C	Type C

Tableau II.2: Type de comportement structurel

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

$$S_{RA} = \frac{3.21 - 0.68 \ln(\xi_{eff})}{2.12} \geq \text{valeur tableau 2.1} \quad (II.9)$$

$$S_{RV} = \frac{2.31 - 0.41 \ln(\xi_{eff})}{1.65} \geq \text{valeur tableau 2.1} \quad (II.10)$$

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 II.3 : 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 II.12).

Le déplacement correspondant à l'intersection des courbes est le point S_{dp} , tel que

$$0.95 S_{di} \leq S_{dp} \leq 1.05 S_{di} \quad (\text{II. 11})$$

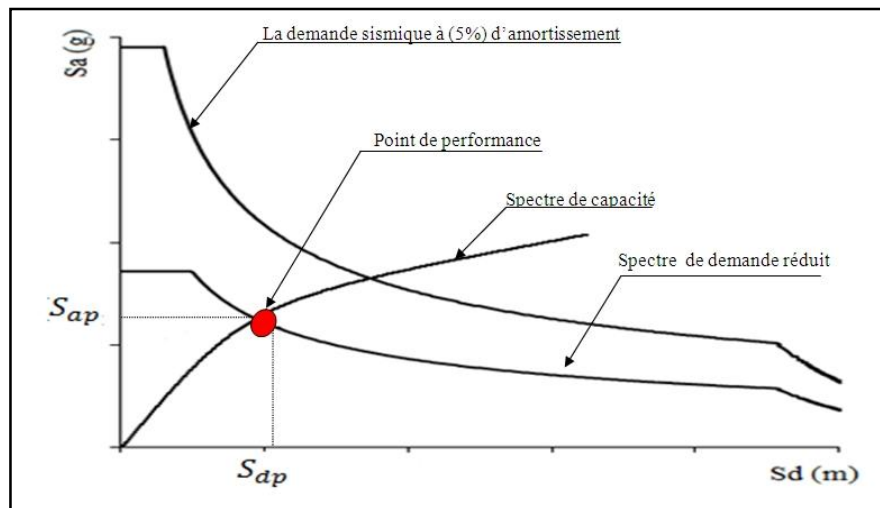


Figure II.11. : Détermination du point de performance.

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.

3.6.8.2. 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 poste 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 II.13).

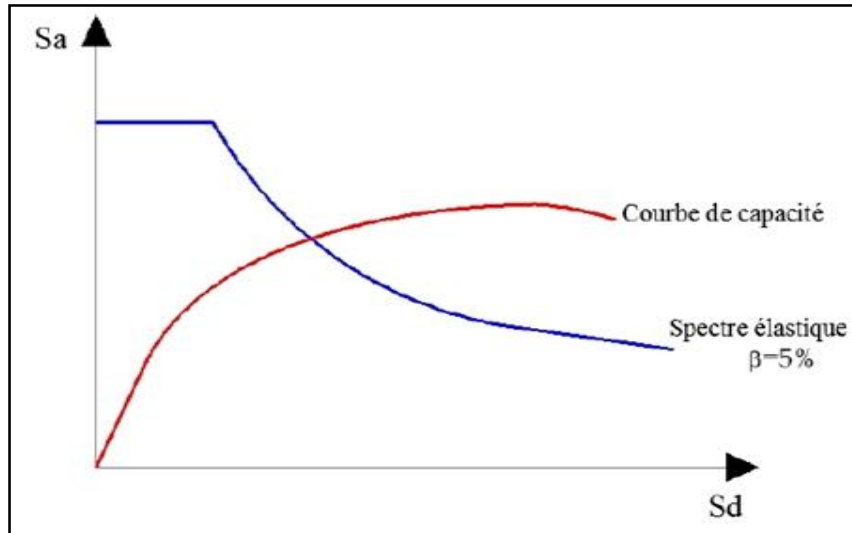


Figure II.12 : Représentation du spectre de capacité et du spectre de réponse.

5. Développer une représentation bilinéaire de la courbe de capacité (figure II.14, II.15). 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 III.15). Le segment poste 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 III.16).

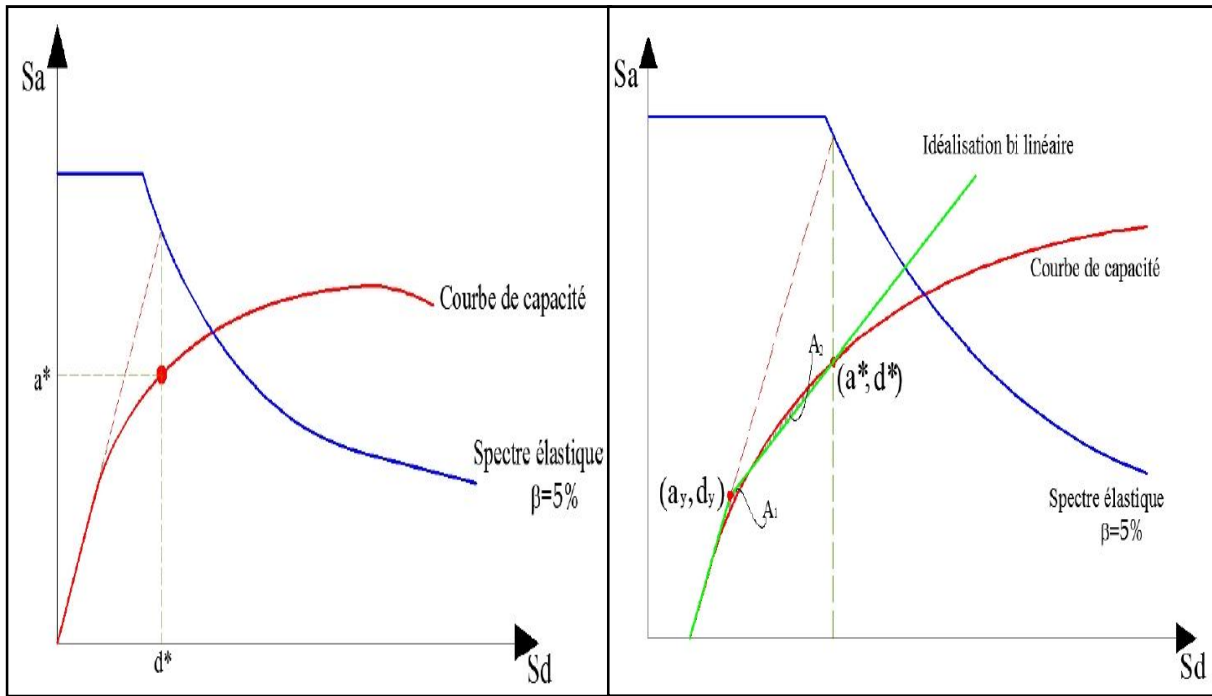


Figure III.13 : Détermination du point a*-d*.

Figure III.14: 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 (api-dpi) sur le segment post élastique de la représentation bilinéaire, la pente p du segment peut être calculée par l'équation (II.12) suivante :

$$p = \frac{(a_{pi} - a_y)}{(d_{pi} - d_{yi})} = \frac{(a^* - a_y)}{(d^* - d_y)} \tag{II.12}$$

Le terme (api) peut être calculé en fonction du terme (dpi) par l'équation (II.13) :

$$a_{pi} = \frac{(a^* - a_y) - (d_{pi} - d_{yi})}{(d^* - d_y)} + a_y \tag{II.13}$$

Les valeurs du terme (api) sont introduites dans l'équation (II.13) pour obtenir l'équation (II.14) qui suit :

$$\xi_{eff} = 0.05 + \kappa \cdot \xi_o = 0.05 + k \frac{0.637 (a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{(a_{pi} d_{pi})} \tag{II.14}$$

7. Développer et représenter une famille de spectres réduits ($\xi_{eff} > 5\%$) (figure III.15).

L'amortissement effectif ξ_{effmax} dépend du type de comportement structural de la structure ; **type A** $\xi_{eff}=40\%$, **type B** $\xi_{eff}=29\%$, **type C** $\xi_{eff}=20\%$.

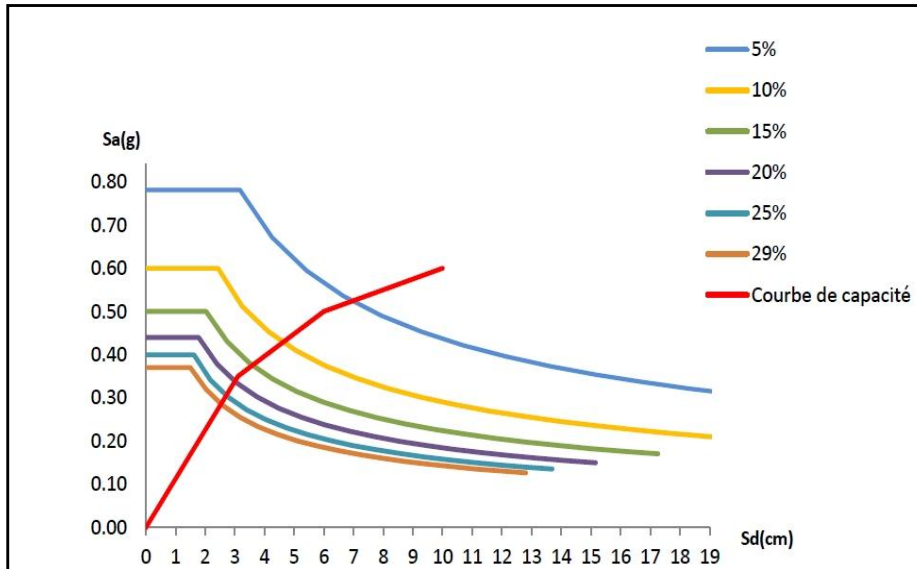


Figure II.15 : représentation d'une famille de spectres réduits.

8. Pour chaque valeur (dpi) considérée dans l'étape 6, représenter les points (d_{pi} - ξ_{eff}), puis relier ces points. L'intersection de ces points avec la courbe de capacité définit le point de performance (figure II.16).

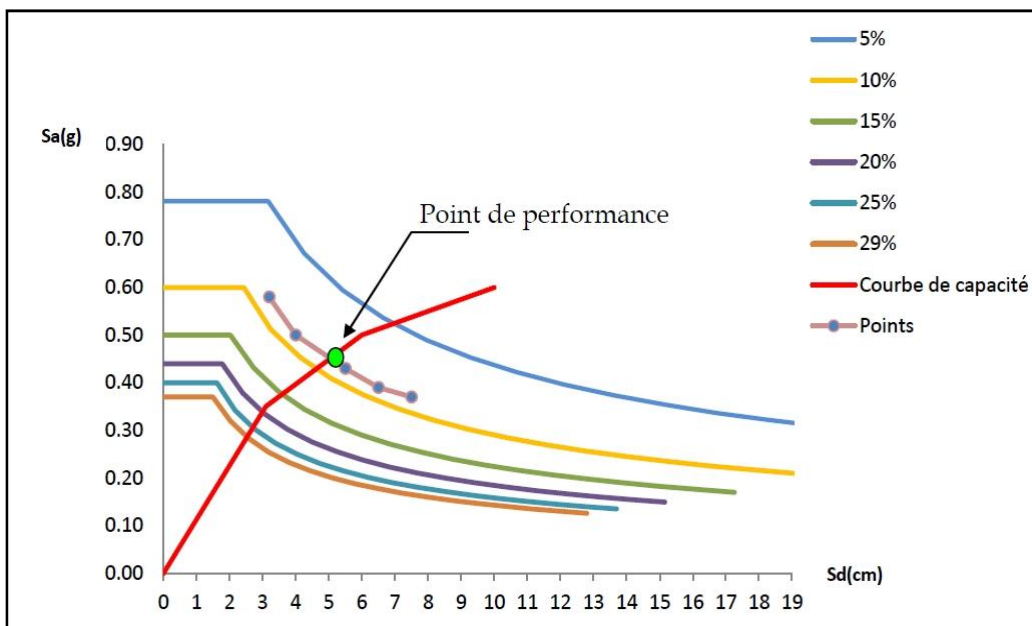


Figure II.16 : Evaluation du point de performance par la méthode B.

3.6.8.3. Description de la procédure C:

La procédure C est une méthode purement graphique qui utilise des méthodes manuelles. Elle suit 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 II.17).

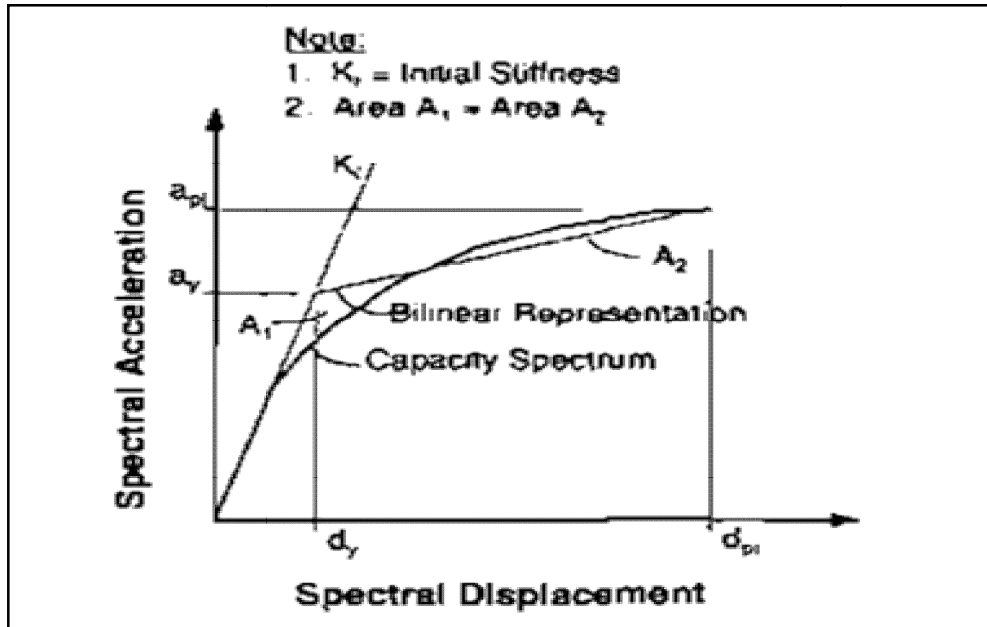


Figure II.17 : Représentation bilinéaire du spectre de capacité.

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.
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 II.18) ;

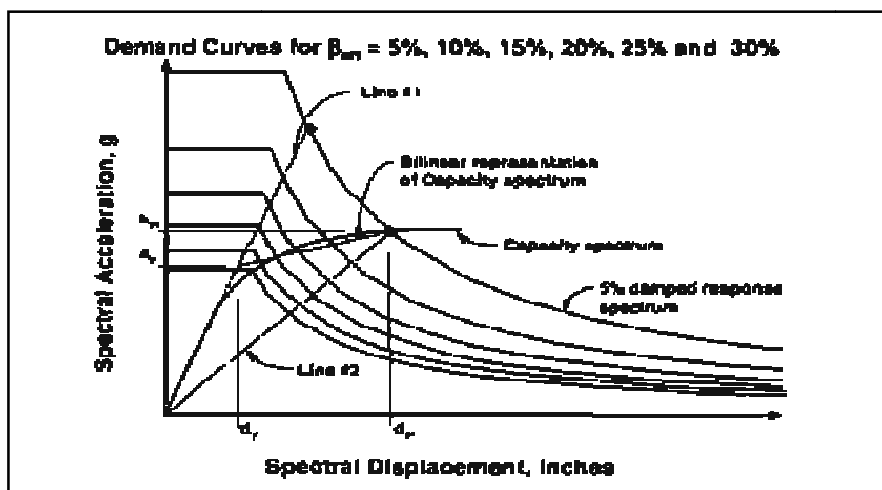


Figure II.18 : Illustration de l'étape 7 de la procédure C.

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 II.19) ;

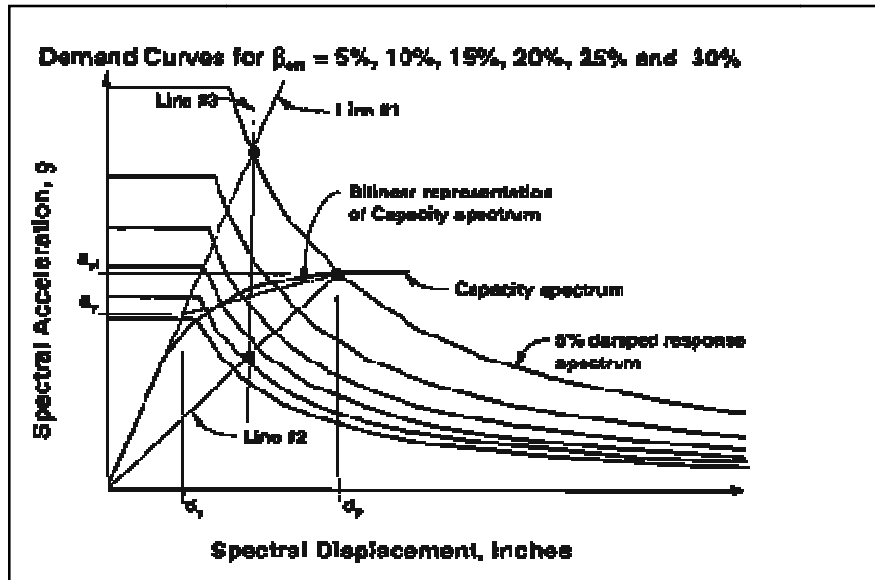


Figure II.19: Illustration de l'étape 8 de la procédure C.

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:

Afin de mieux comprendre le comportement sismique des structures, une analyse basée sur les notions de performance et de capacité est effectuée. Ce type d'analyse permet de ramener l'étude du comportement dynamique d'ensemble d'un ouvrage souvent complexe, en prenant en compte des non linéarités matérielle et géométrique, à un simple oscillateur élasto-plastique à un degré de liberté.

Dans ce chapitre nous avons vu les lignes directrices permettant l'évaluation du point de performance, sur lesquelles est basée la méthode d'analyse statique non linéaire par poussée progressive « Pushover » et ce, selon le code américain ATC40. Parmi les procédures A, B et C, proposées par ce code, nous avons constaté que les procédures (A et B) sont des méthodes analytiques, basées sur des formules mathématiques, tandis que la procédure C est graphique. La procédure A est itérative, la convergence vers le point de performance peut nécessiter plusieurs itérations, tandis que la procédure B est basée sur une hypothèse simplificatrice qui

conduit à une solution directe. Par conséquent, nous proposons d'utiliser la procédure B pour l'évaluation du point de performance, la quelle de par la simplicité de ses hypothèses et sa méthodologie rationnelle, permettrait de répondre aux questions :

- Comment évaluer la performance d'une structure soumise a une excitation sismique?
- quels sont les paramètres clés pour évaluer cette performance?
- quelles sont les étapes de calcul pour la détermination de ces paramètres?

Chapitre III

Application de la méthode pushover à un réservoir surélevé sur pilotis dont la demande sismique est introduite par spectre de réponse du RPA 2003

Introduction:

Les logiciels d'éléments finis permettent d'évaluer la vulnérabilité des structures vis-à-vis des séismes. C'est une procédure relativement longue et complexe. Pour les nouvelles structures une méthode élastique comme celles des forces, de déplacement ou du spectre de réponse convient parfaitement car un dimensionnement en capacité ou même souvent une bonne conception (régularité de l'ouvrage) suffit. De plus le coût engendré par une modélisation non linéaire n'est pas négligeable. Pour les structures existantes, lorsque l'on a des doutes sur la conception et que l'on a besoin de faire une étude approfondie du comportement au séisme, une modélisation s'impose pour obtenir la capacité totale de la structure face à un séisme et le niveau de dommage en fonctions des sollicitations. Pour ce faire, il ya deux solutions possibles, soit de réaliser un calcul par la méthode Pushover soit d'effectuer un calcul non linéaire dynamique (temporel). Même si que ce dernier étant beaucoup plus performant; son utilisation demande des moyens importants en terme de technicité et matériels adéquats. Nous nous concentrerons sur le Pushover qui est une méthode statique de simulation des séismes.

Toutefois pour bien comprendre ce type de procédés, nous allons illustrer quelles étapes de modélisation. Dans cette optique, nous allons en premier lieu décrire le cheminement pas à pas de la modélisation dans ETABS.

2. Modélisation générale:

Avant de commencer la modélisation proprement dite, il était important d'avoir tous les documents relatifs à notre réservoir, nécessaires à la modélisation. Les plans ne sont pas toujours forcément très détaillés. Dans notre cas les plans avaient pratiquement toutes les informations nécessaires. Cela permet d'avoir une première appréciation du réservoir, notamment de sa régularité.

2.1. Présentation du projet:

- **Implantation:** le présent projet est localisé dans la wilaya de BOUMERDES qui est classée selon le règlement parasismique algérien RPA 2003 en zone III.

La structure , faisant l'objet de l'étude est composée de

- De six poteaux rectangulaires de 6.95 m de hauteur dont les dimensions sont $b=0.3m$ et $h=0.4m$ et le long du quel passent les canalisations du réservoir.

- D'entretoises rectangulaires de dimension $b=0.3\text{m}$, $h=0.4\text{m}$ et $l=1.8\text{m}$ a une hauteur de 3.90m du niveau du sol.
- D'une cuve de capacité de 100 m^3 de forme cylindrique raccordée a une calotte sphérique

2.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Notre structure présente les caractéristiques suivantes :

- Hauteur totale de la structure13.45m ;
- Hauteur totale du support6.95m ;
- Hauteur totale de la cuve6.50m ;

2.3. Eléments de l'ouvrage :

- cuve de parois cylindrique a une épaisseur de 10cm .
- Cheminée : à la forme d'un cylindre . Sa hauteur est de 4.25m par rapport a la base de la cuve.
- Coupole : celle-ci à la forme d'une calotte sphérique avec une épaisseur de 10cm .
- ❖ Entretoises : elles présentent une grande rigidité et sont de dimension relativement importante

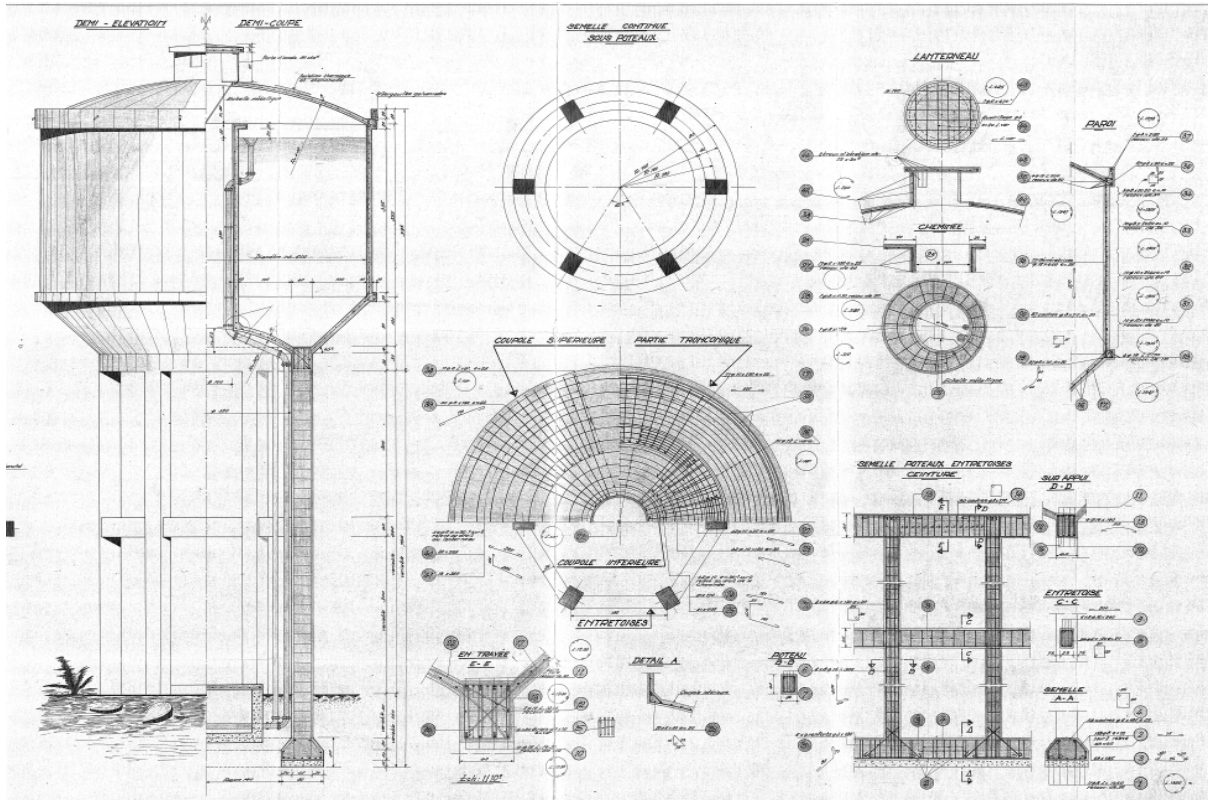


Figure III.1: Plan d'exécution du réservoir surélevé

3. Préparation de la structure au calcul par logiciel d'élément finis ETABS:

A partir de ces plans, nous avons défini les différents éléments. Il importe en premier lieu de déterminer quels sont les types d'éléments qui vont modéliser au mieux nos différents éléments structuraux.

La première chose à faire à l'ouverture du programme est de choisir les unités afin d'éviter de devoir changer à chaque ouverture du fichier. Il faut donc avant de créer un nouveau fichier changer en bas à droite dans le menu déroulant kip-in par KN/m.

Après avoir activé la commande « new model », nous avons sélectionné un modèle par défaut. Nous avons ensuite sélectionné la structure de notre modèle. Nous avons défini les lignes de constructions du modèle (nombre d'étages et hauteurs d'étages), la commande « grid only » activée afin d'avoir uniquement les lignes de construction.

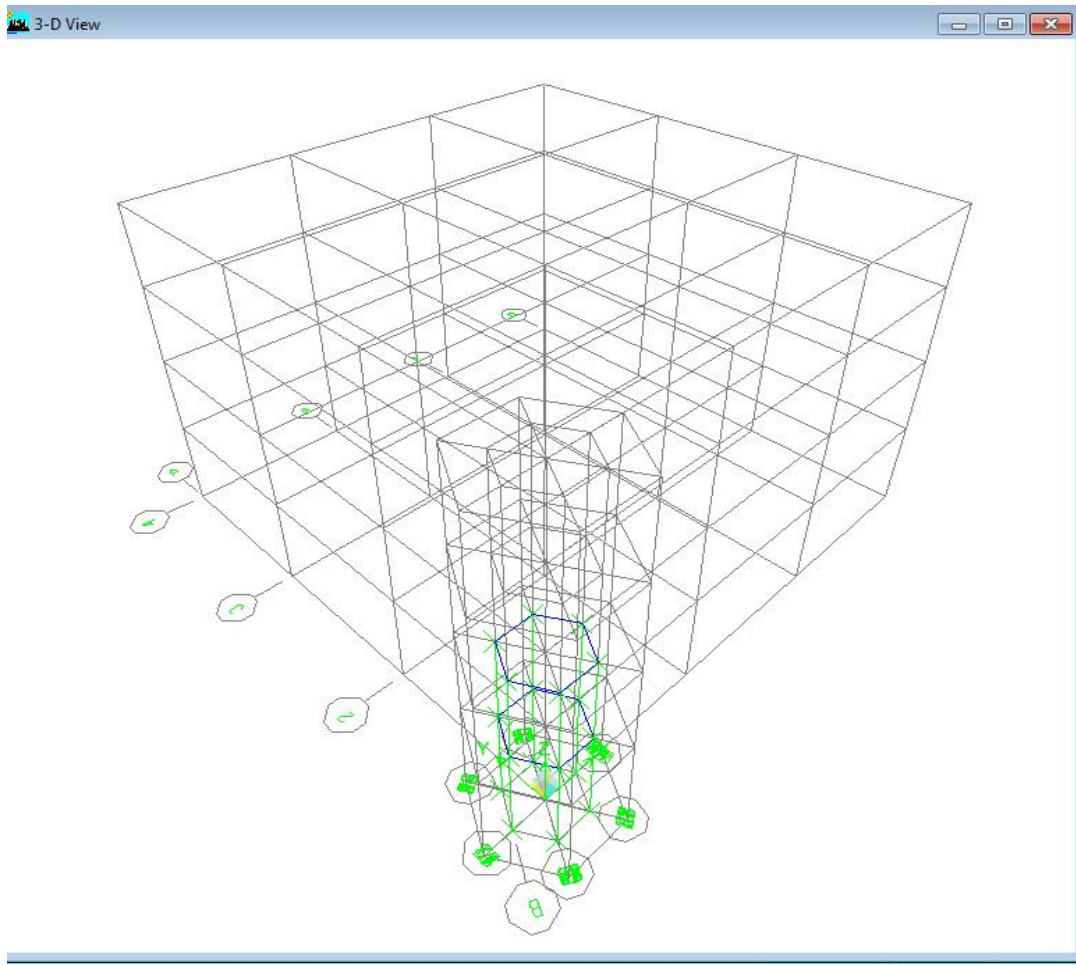


Figure III.2 lignes de construction du modèle

Le début de la modélisation se fait principalement par le menu « define » montré ci-dessous.

3.1. Spécification des propriétés des matériaux:

Dans le menu «material property data» nous avons introduit les caractéristiques des matériaux utilisés, comme montré dans la figure suivante.

Figure III.3 définition des propriétés des matériaux

- masse volumique du béton : $2\,500\text{kg/m}^3$
- poids volumique du béton : 2.5kN/m^3
- module d'élasticité (module de Young) : 32164200 kN/m^2
- contrainte max dans le béton à la compression : 25000 kN/m^2
- contrainte max des aciers longitudinaux : 400000 kN/m^2
- contrainte max dans les aciers transversaux : 400000 kN/m^2

3.2. Introduction des section des éléments de la structure:

Dans cette partie, il faut introduire tous les éléments avec leur nom, leur longueur, leur épaisseur et leur matériau. Attention à bien introduire les valeurs à savoir : « depth »= longueur et « width » = largeur. Cela a une importance dans la suite pour la visualisation des moments dans les éléments car ainsi tous les efforts sont affichés sous la même nomination : « 2-2 » ou « 3-3 ».

Nous avons utilisé des éléments «Frame »pour modéliser les poutres et les poteaux. (Figure III.4).

Nous avons utilisé des éléments coque «Deck » pour modéliser les dalles(Figure III.5).

Nous avons utilisé des éléments coque «Shell » pour modéliser les parois(Figure III.5).

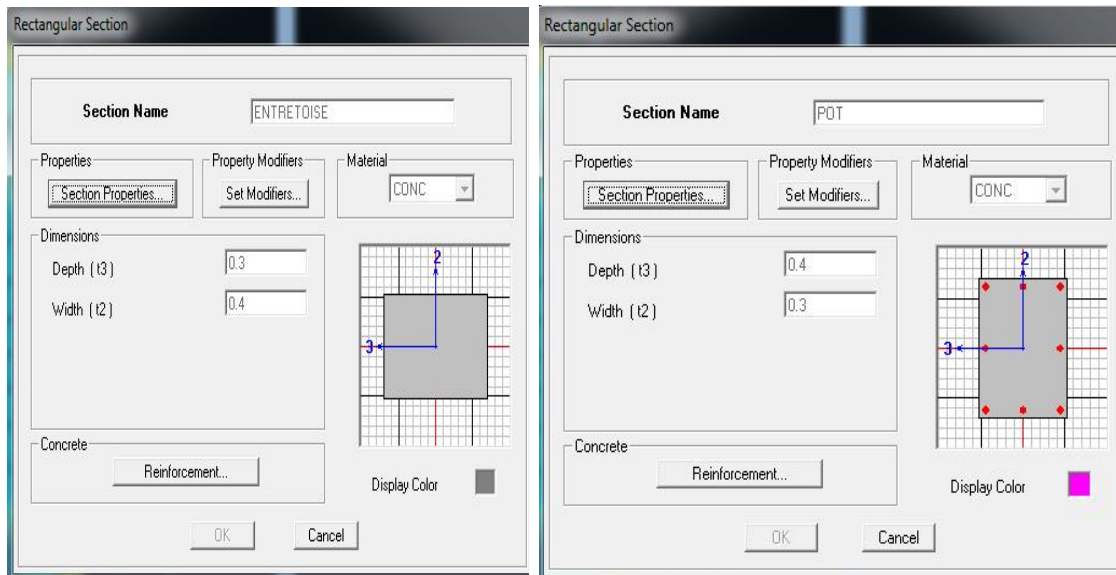


Figure III.4 Modélisation des éléments poutres et poteaux.

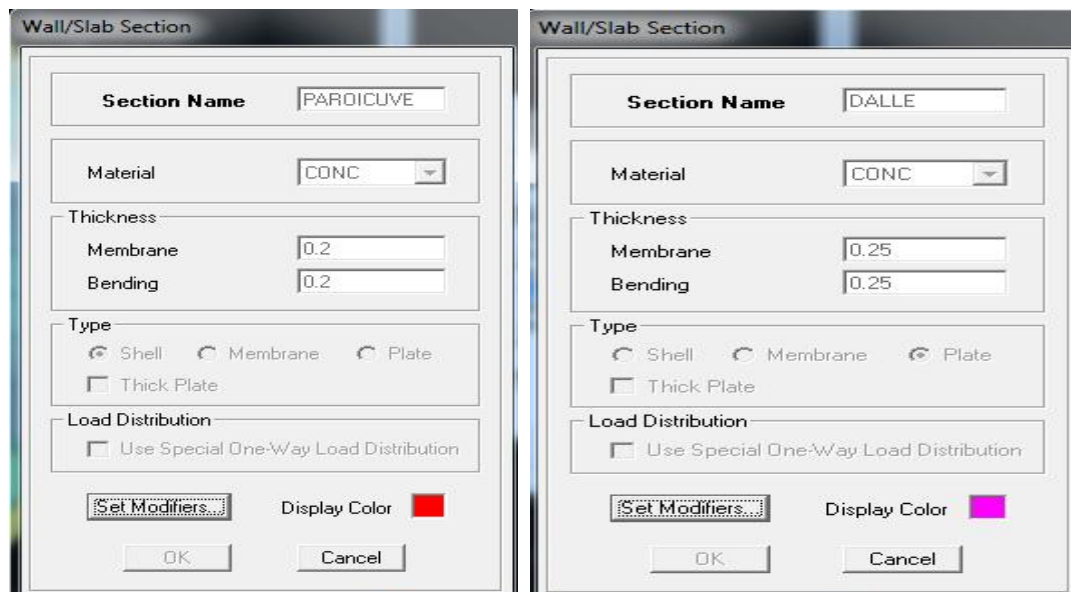


Figure III.5 Modélisation des éléments murs et dalles

3. 3. Chargement statique de la structure (G et Q) :

Le logiciel prend en considération les charges permanentes de chaque élément dues a leur propre poids.

la surcharge d'exploitation due a la pression hydrostatique sur la paroi est introduite directement sur les éléments «shell» de celle ci.

3.4. 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 amortis de vibration et les fréquences du système. Ces modes fournissent un aperçu du comportement de la structure. La figure suivante nous renseigne sur le nombre de modes.

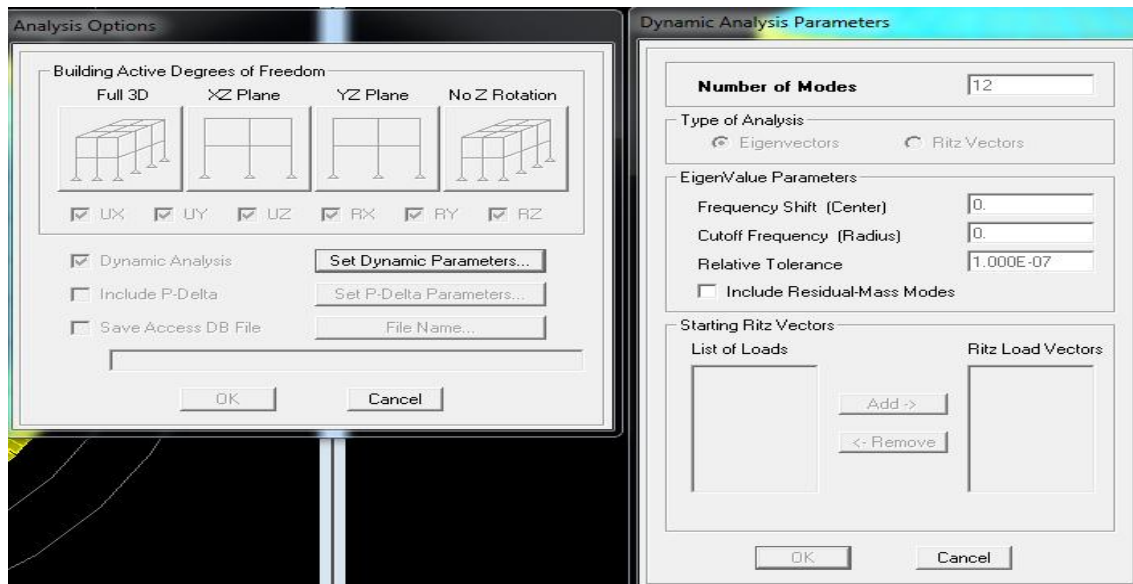


Figure III.6 : Détermination des paramètres de l'analyse dynamique.

b. Analyse spectrale:

L'analyse spectrale permet de calculer la réponse sismique d'une structure en utilisant le spectre de réponse proposé par le RPA2003. Ainsi en introduisant les différents paramètres concernant notre structure, la zone d'implantation de celle-ci, ...etc dans le logiciel RPA 2003, nous avons pu construire le spectre de réponse comme défini dans la figure qui suit.

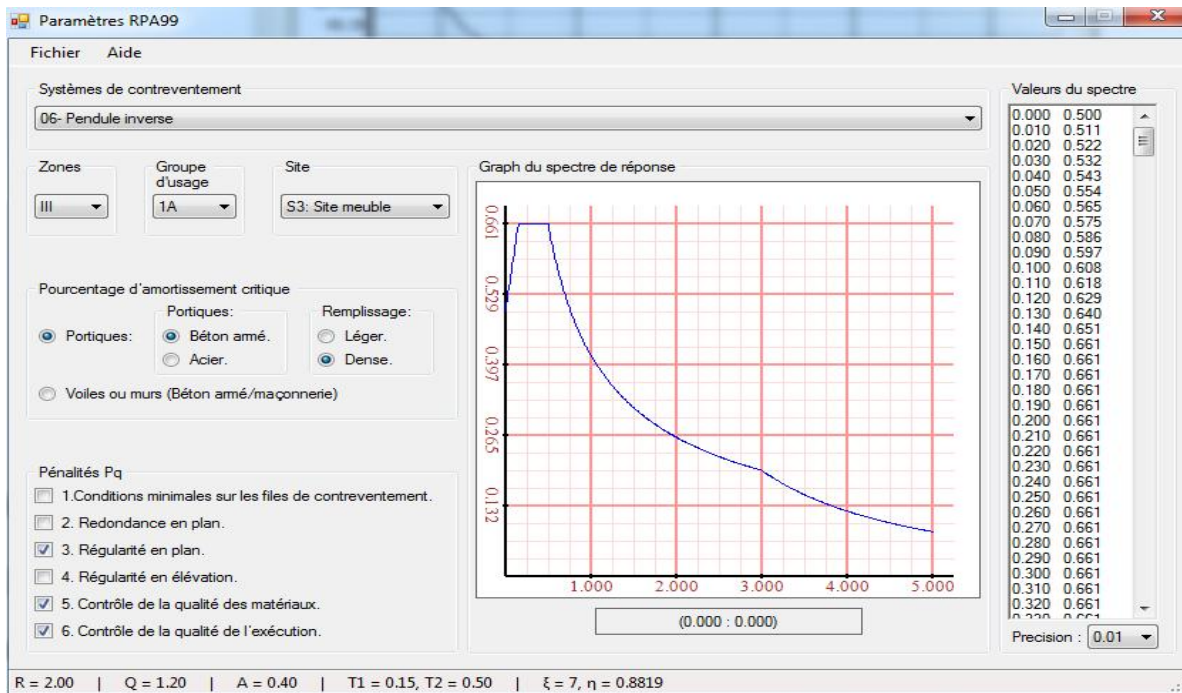


Figure III.7 : construction du spectre de réponse selon le RPA 2012

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

3.5. Combinaisons d'actions:

Les combinaisons sont décomposées en trois types:

- combinaison à l'Etat Limite Ultime $ELU = 1.35G + 1.5Q$;
- combinaison à l'Etat Limite de Service $ELS = G + Q$;
- combinaisons accidentelles du RPA2003: $G + Q \pm E$, $0.8G \pm E$

La figure III.8 montre la définition des différentes combinaisons d'action.

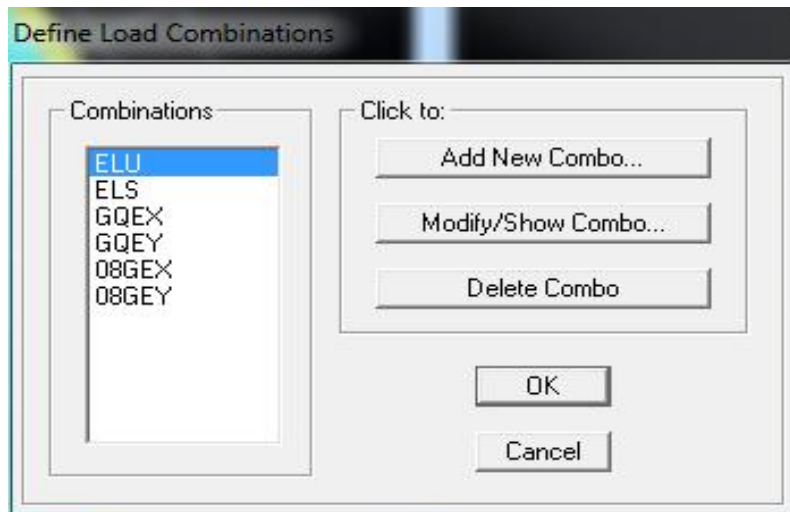


Figure III.8 : Définition des combinaisons d'action pour 1^{er} cas de calcul.

3.6. Les appuis:

Les poteaux sont supposés parfaitement encastrés dans les fondations.

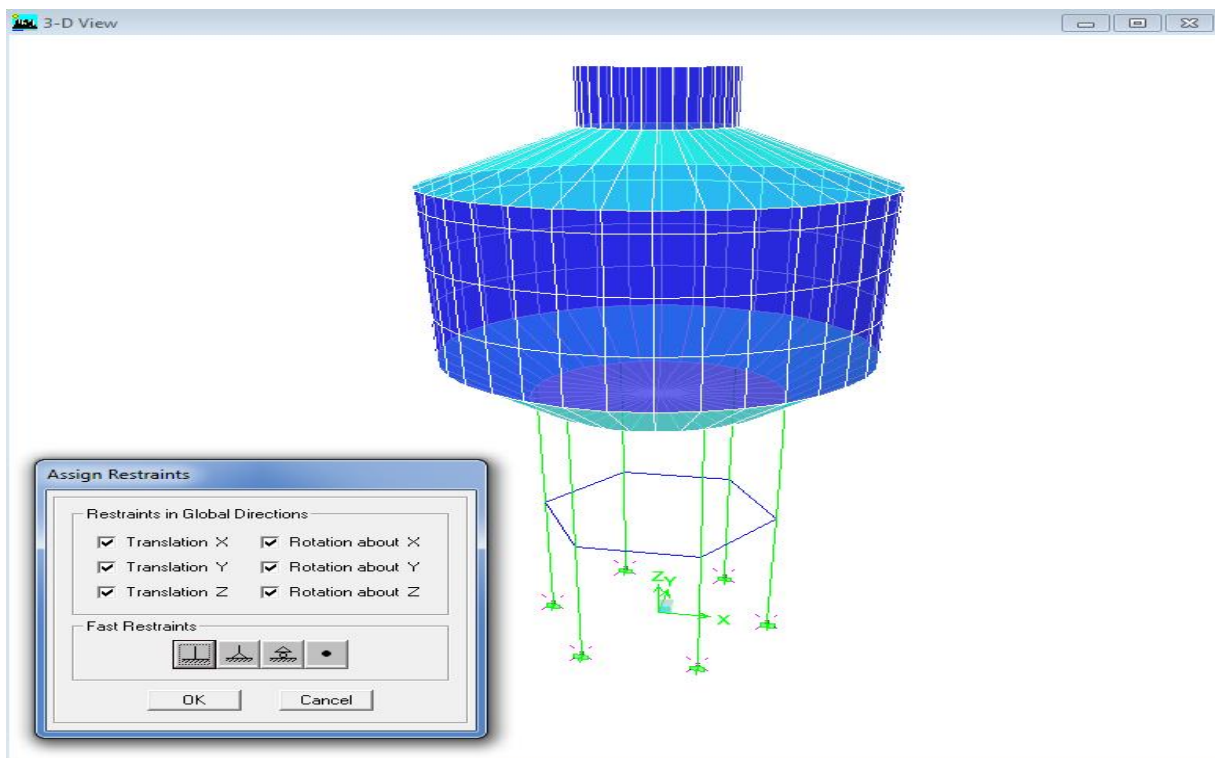


Figure III.9 : Encastrement des poteaux.

Après achèvement des différentes étapes de modélisation nous allons passé a l'analyse élastique de la structure en activant la commande **Analyze — Run analysis**. A la fin de l'analyse nous aurons la figure suivante.

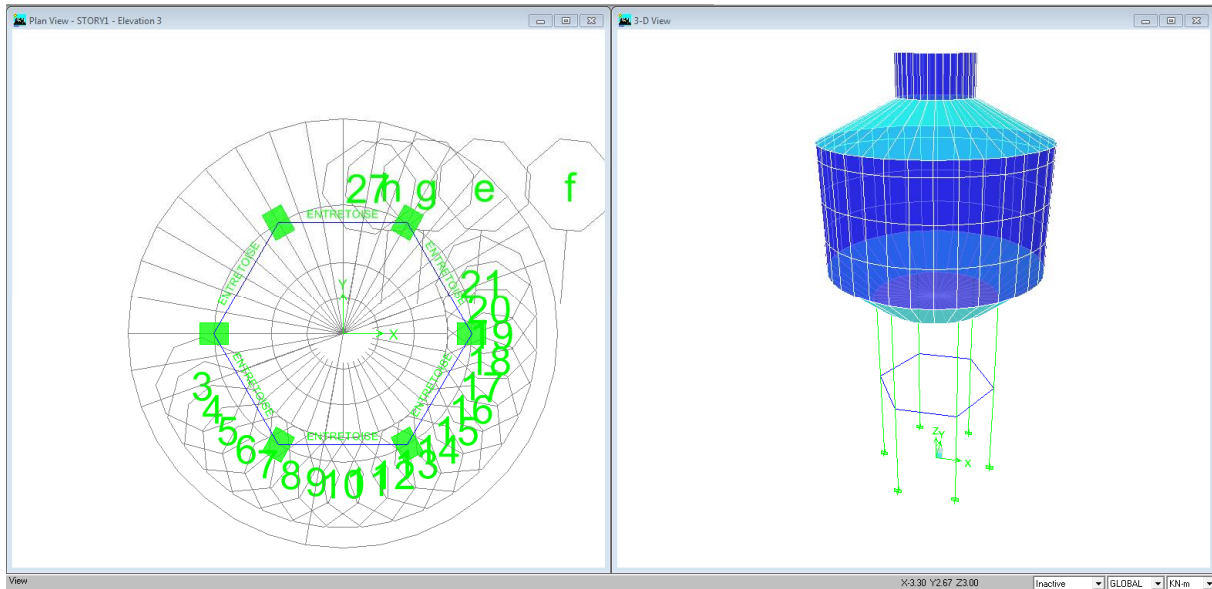


Figure III.10 : Aperçu de la structure après modélisation

4. Préparation du calcul Pushover dans ETABS:

Dans ETABS, le calcul « Pushover » se fait à partir de l'application d'une charge triangulaire sur la structure. En général, deux cas de base sont à prévoir : le Pushover dans la direction X et dans la direction Y.

Selon le type d'analyse qu'on veut faire, la torsion de la structure sera bloquée ou non. Pour des études particulières, la possibilité d'empêcher la rotation de la structure pourrait effectivement devenir intéressante. A l'utilisateur de choisir ce qui lui convient. 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 (M3), et rotules de cisaillement (V2). Voir figure III.11.



Figure III.11 : Définitions des rotules.

✓ **Poteaux** : rotules de flexion (**M**₃), l’effort normal (**P**), et rotules de cisaillement suivant l’axe 2-2 (**V**₂). Voir figure III.12.

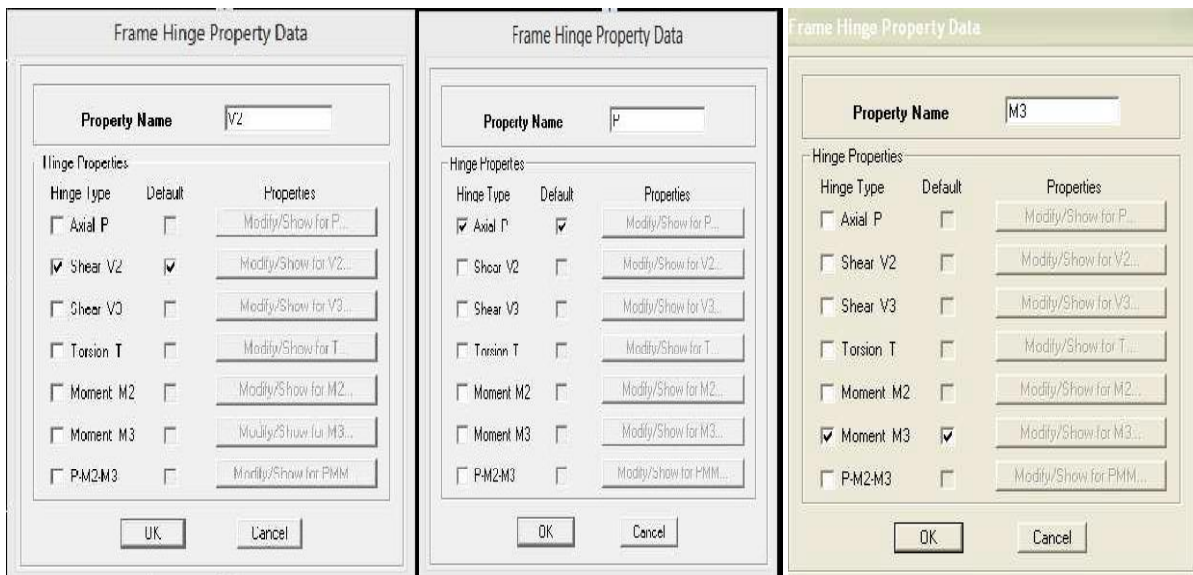


Figure III.12 : Définitions des rotules.

Ces rotules sont introduites en activant les commandes ci-après :

Select **by frame section** assign **Frame non lineare Hinges**. (Figure III.13).

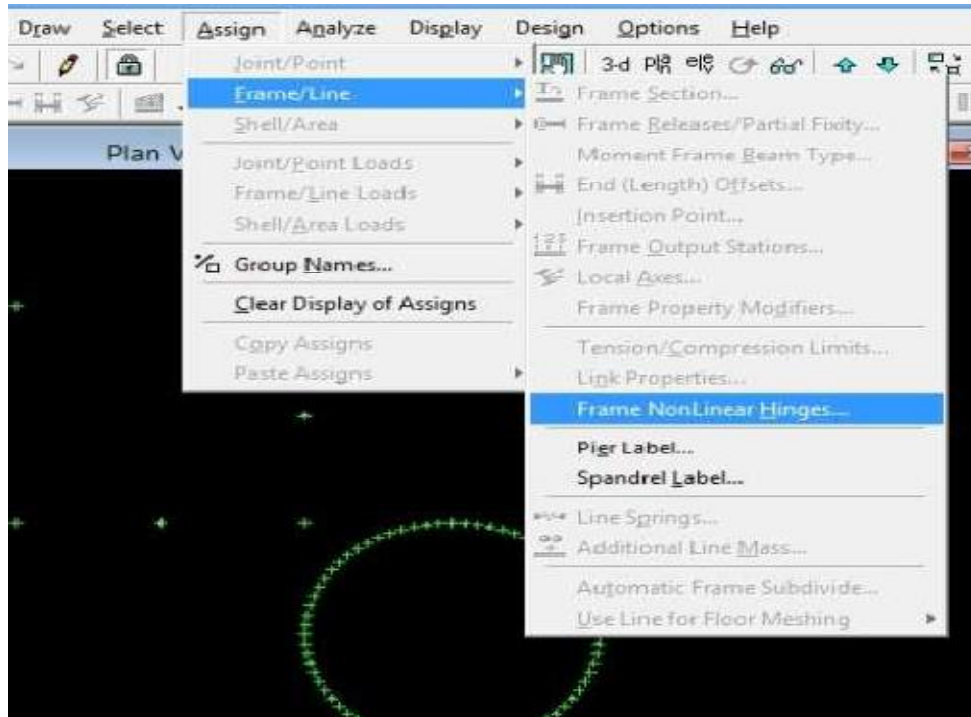


Figure III.13 : Attribution des rotules.

Après définition des rotules plastiques ,on procède à la définition des charges Pushover. cette définition passe par deux étapes

- **Pushover charges gravitaires:**

Il convient d'appliquer l'ensemble des charges gravitaires par étapes. On choisira par exemple une application en deux étapes (2 steps). La création d'un cas Pushover pour les charges gravitaires est indispensable pour la définition des deux autres cas. (Voir Figure III.14).

En effet, ces derniers utilisent comme base de départ les résultats finaux du premier. Par charges gravitaires, on entend l'ensemble des charges présentes sur la structure(poids propre, surcharges permanentes, charges utiles,...).

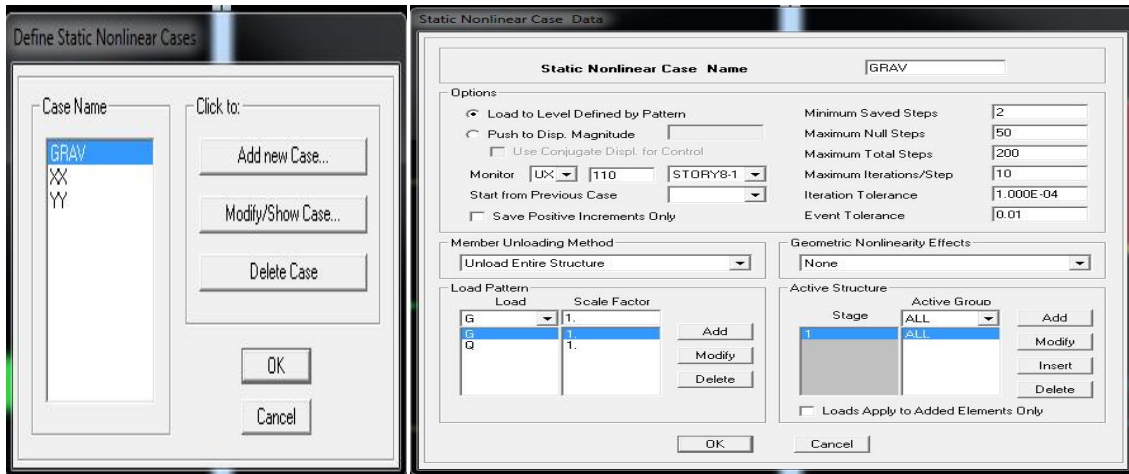


Figure III.14 : paramétrage pour le pushover (charges gravitaires)

- **Pushover direction X et Y:** Comme déjà expliqué ci-dessus, ces deux cas de Pushover (PushX ou PushY) doivent prendre comme point de départ la fin du premier calcul de type Pushover (Grav). Les charges gravitaires doivent en effet être considérées lors du calcul Pushover. Les images ci-dessous illustrent les options à choisir.

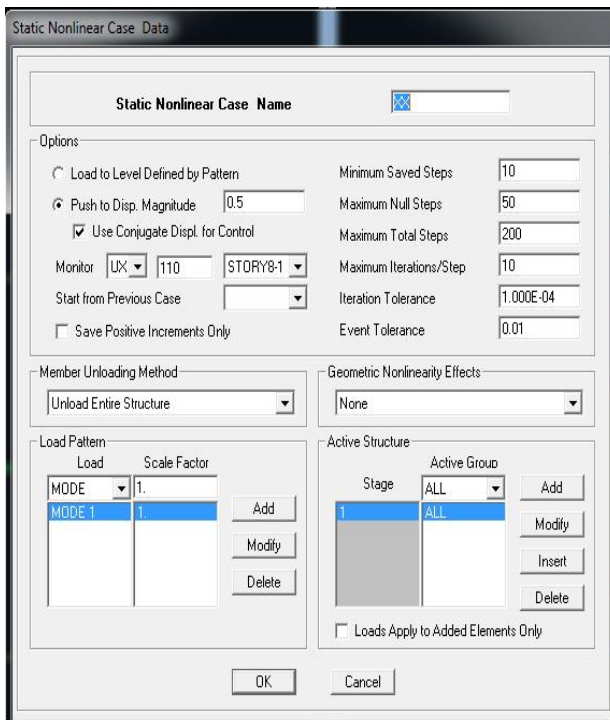


Figure III.15 : paramétrage pour le pushover (sens x-x)

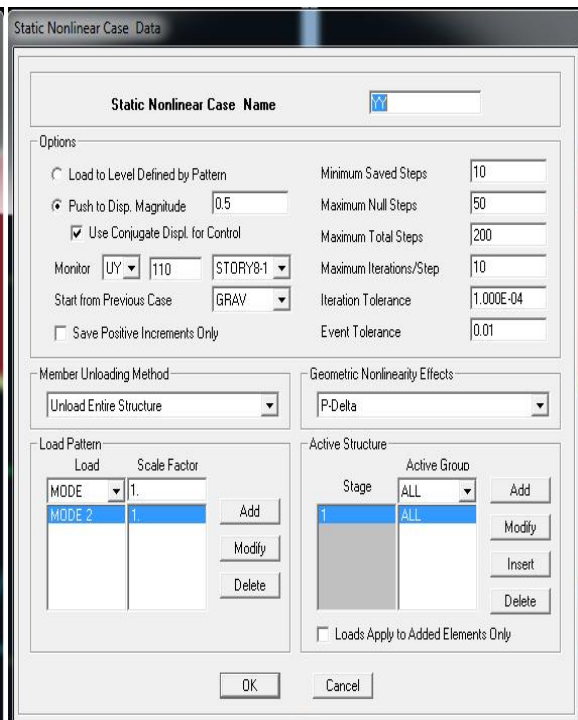


Figure III.16 : paramétrage pour le pushover (sens y-y)

Après ces opérations, on est prêt pour lancer les calculs relatifs au Pushover selon X. Le Pushover selon Y s'effectue de la même manière.

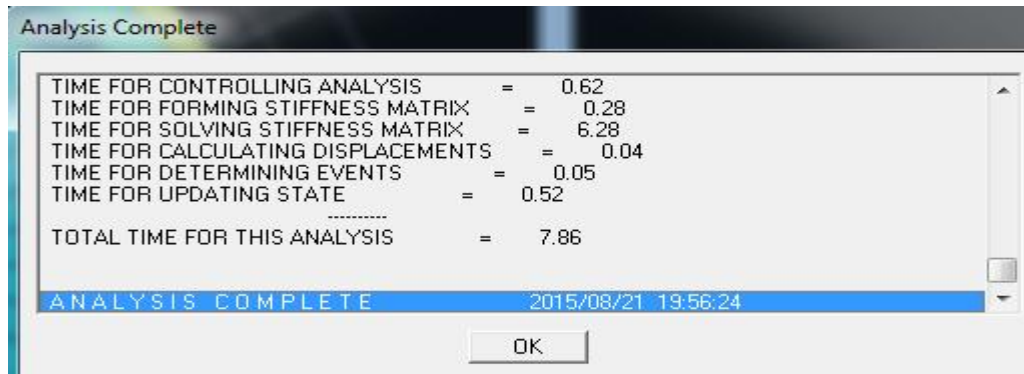


Figure III.17 : Lancement de l'analyse pushover.

5. Résultats de l'analyse Pushover :

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

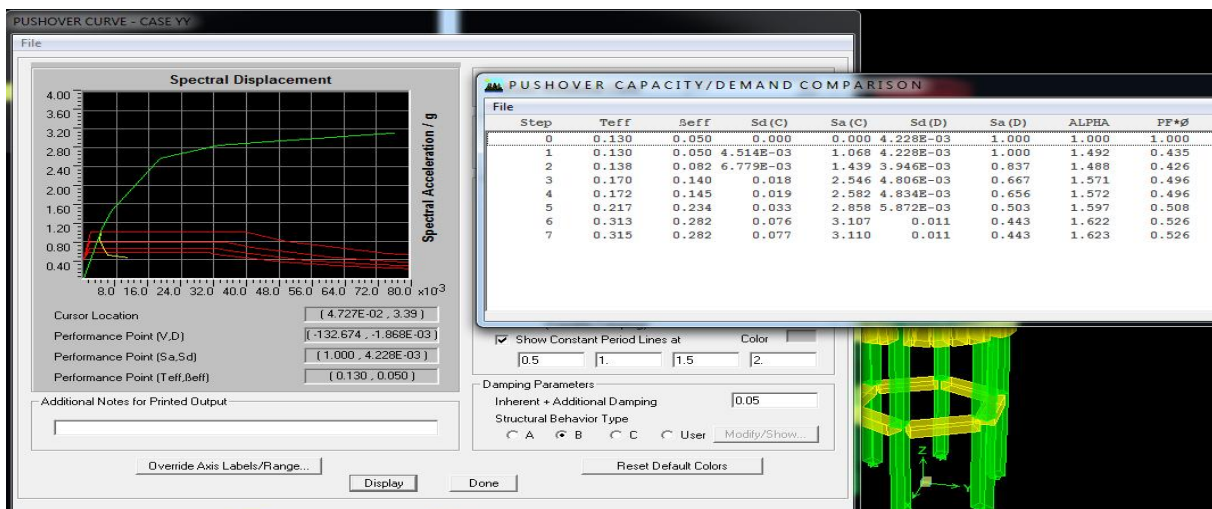


Figure III.18 : Spectre de capacité donnée par le pushover (Sa-Sd).

6. 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 II.

Développer le spectre de réponse de la structure au format (Sa-Sd) (figure III.19)

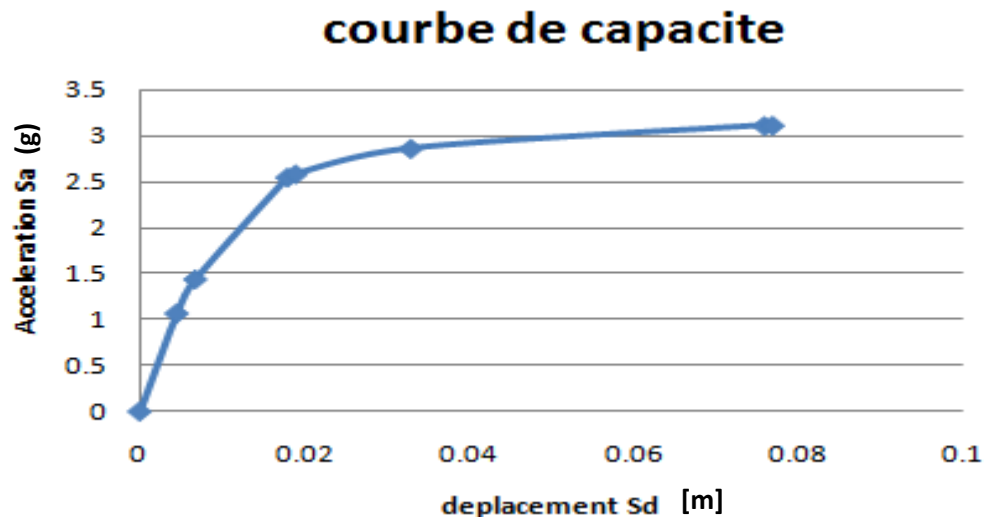


Figure III.19 : Résultat des données de la courbe pushover (Sa-Sd).

Développer une représentation bilinéaire de la courbe de capacité

Pour aboutir à la représentation bilinéaire on s'est basé sur un programme EXCEL.

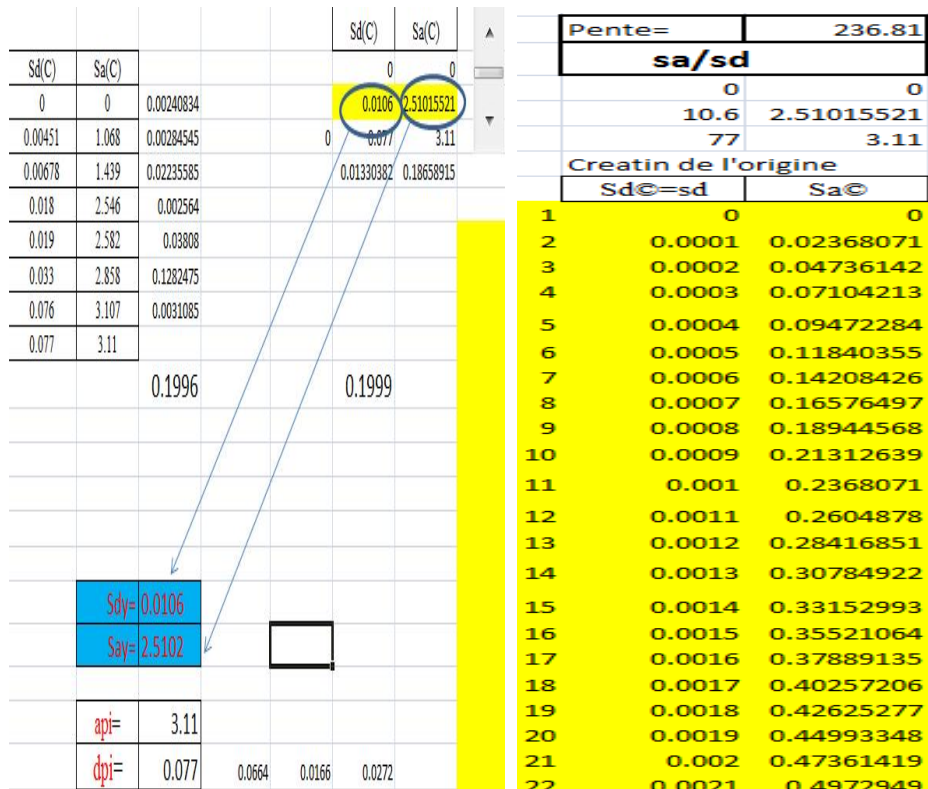


Figure III.20 : Programme EXCEL pour la représentation bilinéaire de la courbe de capacité.

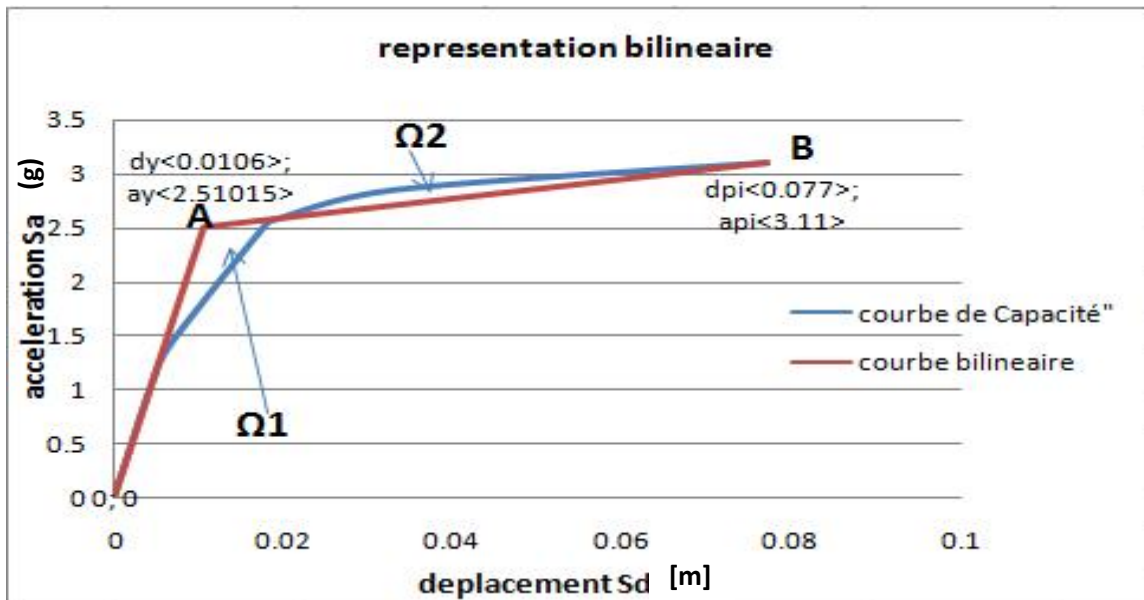


Figure III.21 : Idéalisation bilinéaire de la courbe de capacité

Pour arriver à la représentation de l'amortissement effectif nous avons calculé un facteur d'amortissement visqueux équivalent noté (β_0) proposé par le règlement ATC 40 en utilisant la formule suivante

$$\beta_0 = \frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$$

avec (valeurs extraites du programme Excel)

$$d_y = 0.0106 \quad a_y = 2.5102$$

$$d_{pi} = 0.077 \quad a_{pi} = 3.11$$

$$\beta_0 = 66\%$$

Puis on est passé au calcul de l'amortissement effectif est donné par relation suivante

$$\beta_{eff} = \beta_0 + 5$$

Pour tenir compte de la justesse de représentation de l'hystérésis de la structure par un Parallélogramme, on introduit un facteur κ par la relation suivante

$$\beta_{eff} = \kappa \beta_0 + 5$$

Selon le règlement ATC40, puisque $\beta_0 = 66\%$ le type de comportement de notre réservoir est classé «type B». voir tableau II.1 dans le chapitre précédent.

le coefficient κ est donnée par la relation

$$\kappa = 0.845 - \left(\frac{0.446(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \right)$$

Nous trouvons $\kappa = 0.55$

Ainsi, l'amortissement effectif (ξ_{eff}) associé à un déplacement maximal d_{pi} peut être exprimé par l'équation suivante :

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

Et les résultats sont exprimés dans le graphe suivant :

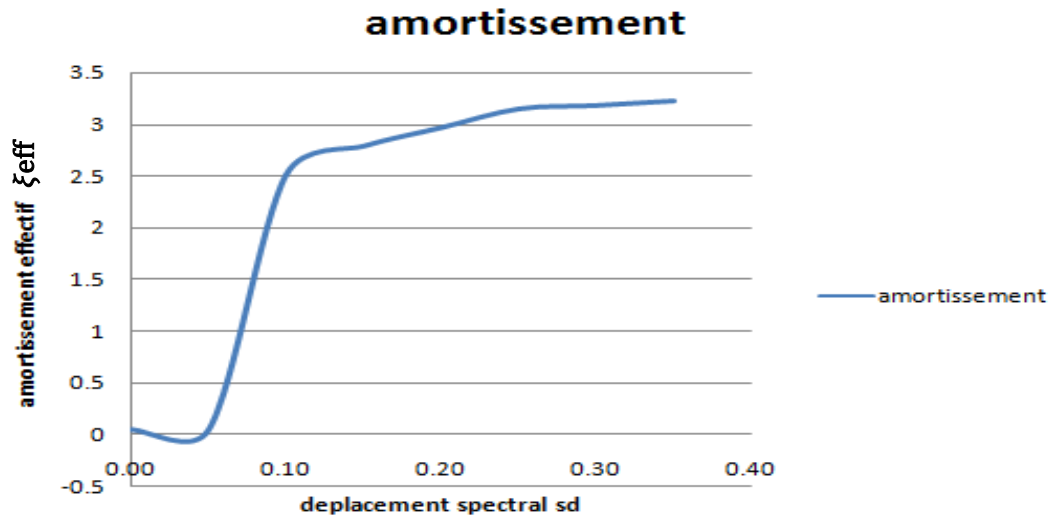


Figure III.22 représentation de la courbe amortissement effectif-déplacement spectral.

Et dans notre démarche pour l'obtention du point de performance, on est passé par le développement d'une famille de spectres réduits ($\xi_{\text{eff}} > 5\%$). Figure III.23.

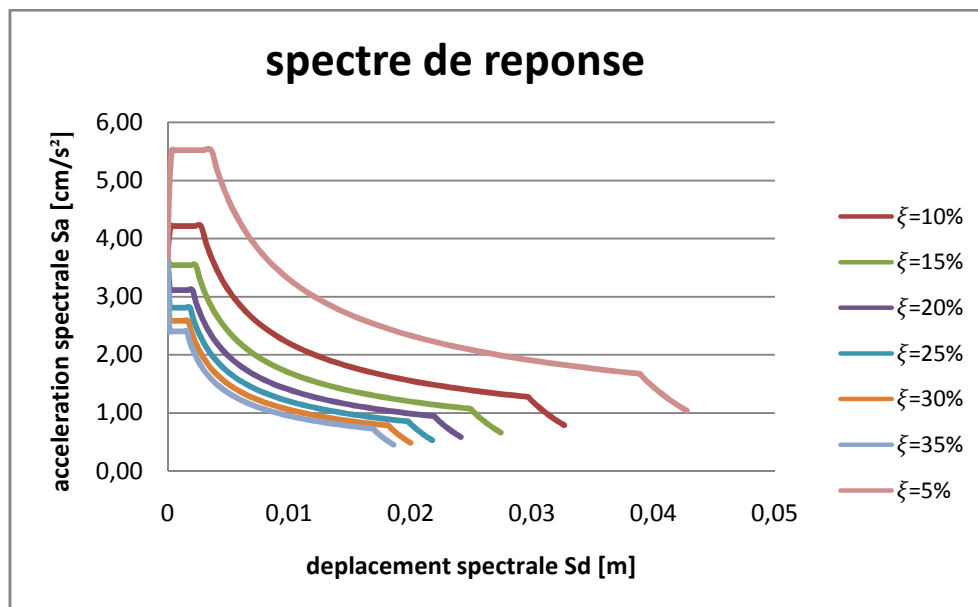


Figure III.23 représentation de la famille de spectres d'amortissements réduits.

Nous superposons la famille de spectres réduits de la figure III.23 avec la courbe de l'idéalisation bilinéaire de la courbe de capacité comme illustré dans la figure suivante.

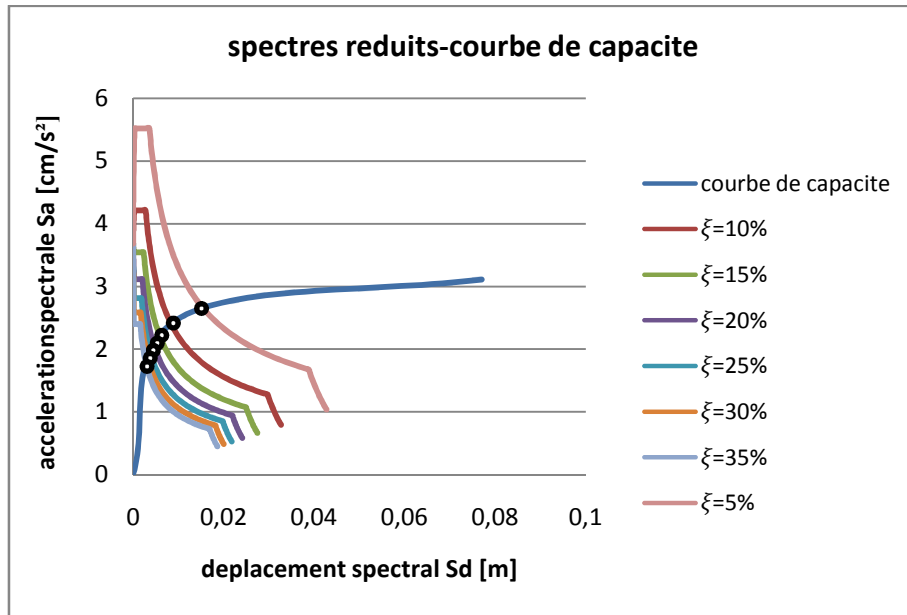


Figure III.24 Superposition de la courbe de capacité et les spectres réduits.

Les points d'intersection de la figure III.24 nous permettrons d'avoir le graphe ci après

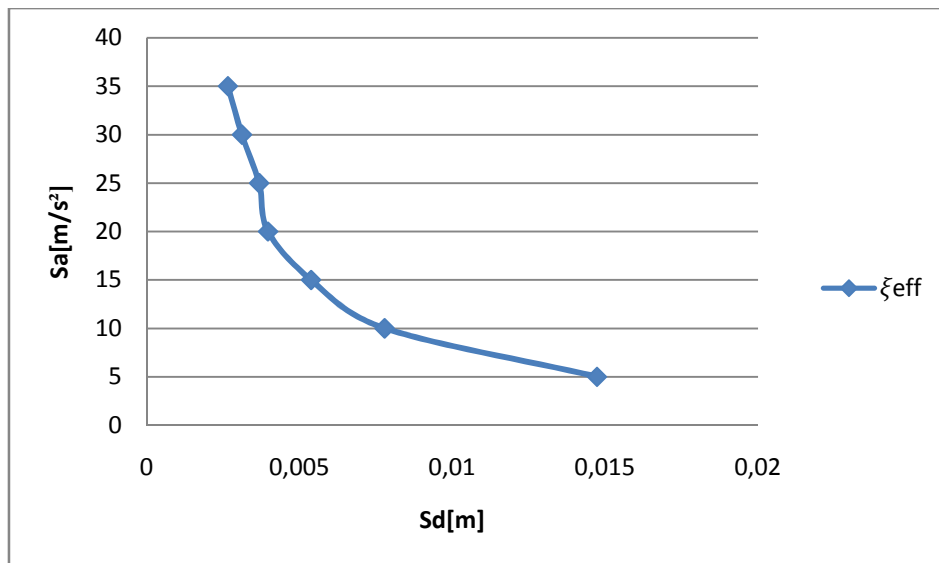


Figure III.25 représentation de la courbe amortissement effectif

La superposition du graphe de la figure III.22 et celui de la figure III.25 donne le graphe de la figure suivante.

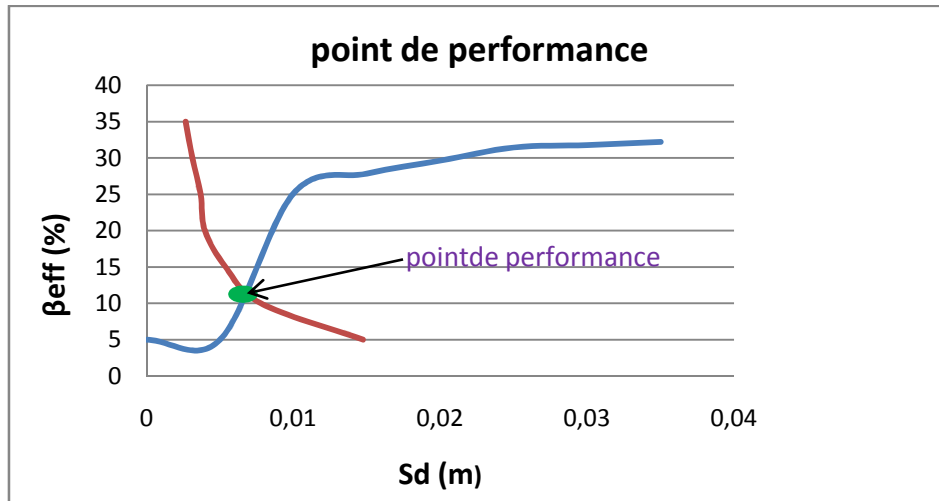


Figure III.26 représentation du point de performance.

de cette représentation on peut extraire le point de performance dont les coordonnées sont

Amortissement effectif β_{eff} [%]	Déplacement spectral S_d [m]
11.50	0.006581

Tableau III.1 : point de performance

7. Analyse des résultats :

7.1. Evaluation des domaines de dommage :

Pour évaluer les domaine de dommages, nous nous sommes permis de dresser un tableau dans le quel nous avons fait varier les coefficients d'accélération de zone sismique A de 0.15 jusqu'a 0.40 ainsi que l'amortissement β_{eff} de 5% à 40% (Tableaux III.2) à l'aide d'un programme Excel , afin d'avoir des valeurs de S_d [m].

β_{eff} [%]	S_d [m]			
	A=0.15	A=0.20	A=0.30	A=0.40
5	0.0044879	0.0059839	0.00897586	0.01196781
10	0.0034277	0.0045703	0.00685543	0.00914057
15	0.0028799	0.0038398	0.00575971	0.00767961
20	0.0025315	0.0033754	0.00506307	0.00675076
25	0.0022851	0.0030469	0.00457028	0.00609371
30	0.002099	0.0027987	0.00419807	0.00559743
35	0.0019521	0.0026028	0.00390413	0.00520551
40	0.0018322	0.0024429	0.00366438	0.00488584

Tableau III.2 : valeur de S_d correspondant au différentes accélérations sismiques.

Ces valeurs de S_d nous ont permis de tracer les graphes de la figure III.27 représentant la variation de l'amortissement effectif en fonction du déplacement spectral pour les différentes valeurs de du coefficient d'accélération de zone A

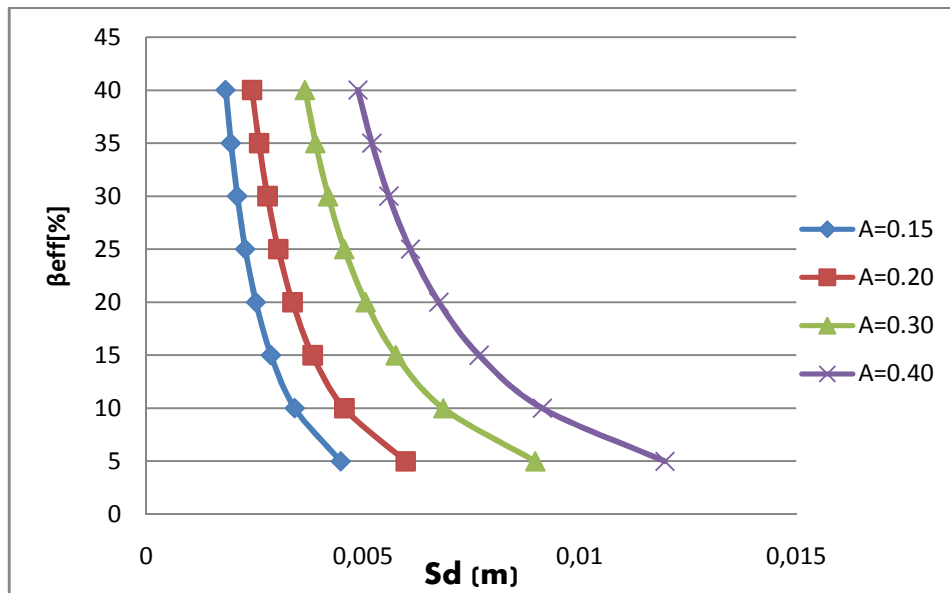


Figure III.27: Représentation graphique des spectres de demande sismique au format (β_{eff} - S_d).

En superposant le graphe III.22 et le graphe III.27, nous avons pu déterminer des points de performance illustrés dans le graphe suivant

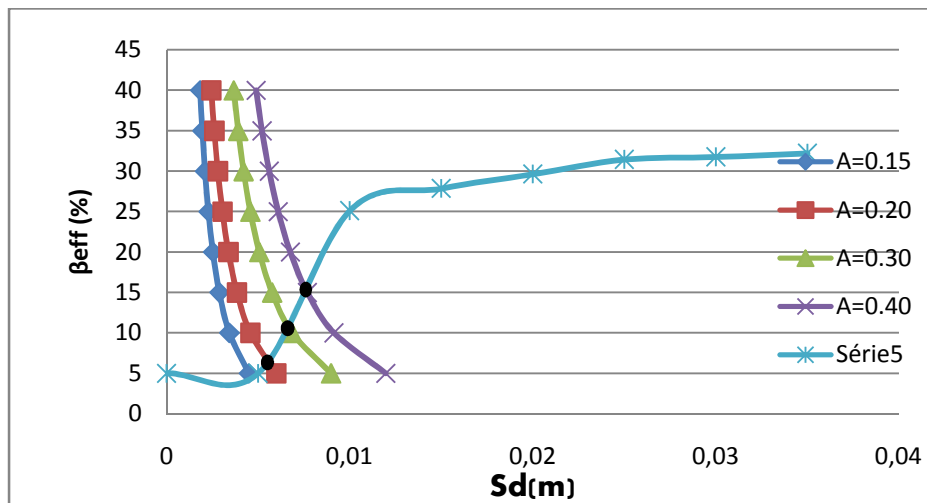


Figure III.28: Détermination des points de performance.

Ces points de performance sont donnés dans le tableau suivant:

A	Sd	β_{eff}
0.15	/	/
0.20	0.00589	6.51%
0.30	0.00639	11%
0.40	0.00799	15.47%

Tableau III.3 : points de performance

7.2. Estimation et attribution de degré de dommage:

D'après l'échelle macrosismique européenne EMS 98 d'évaluation des dommages qui propose de diviser la courbe de capacité en cinq domaines dont les limites en déplacements spectraux se présentent comme suit :

Degrés des dommages	Formule des différents déplacements spectraux	Sd (m)
DG1	$Sd = 0,4 S_{dy}$	0.00424
DG2	$Sd = 0,8 S_{dy}$	0.00848
DG3	$Sd = S_{dy} + 0,25 (S_{du} - S_{dy})$	0.0272
DG4	$Sd = 0,75 S_{du}$	0.0577
DG5	$Sd = S_{du}$	0.077
S _{dy} : limite élastique en déplacement		
S _{du} : limite ultime en déplacement		

Tableau III.4 : attribution des degrés des dommages

Et le graphe suivant illustre l'attribution de ces domaines des dommages.

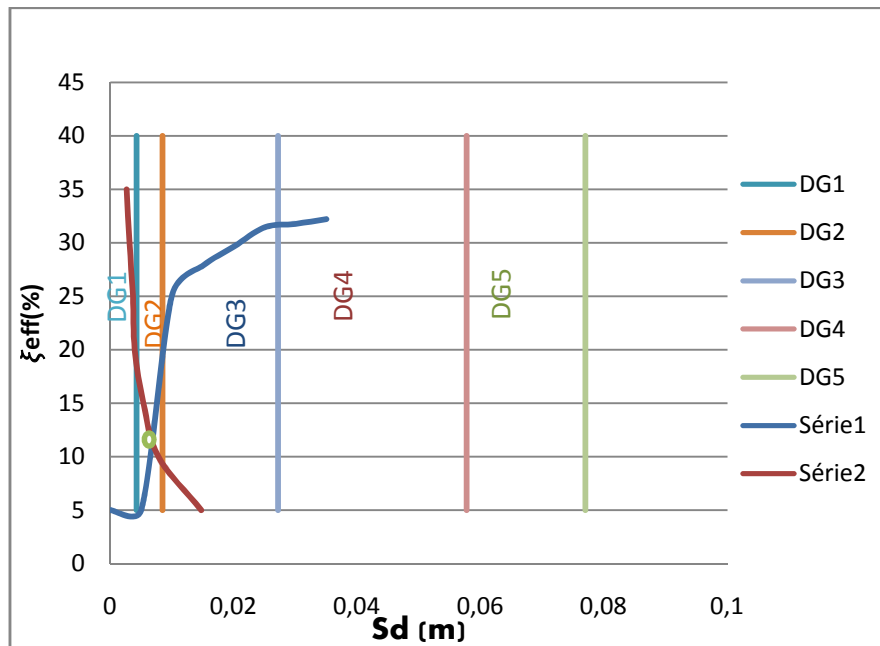
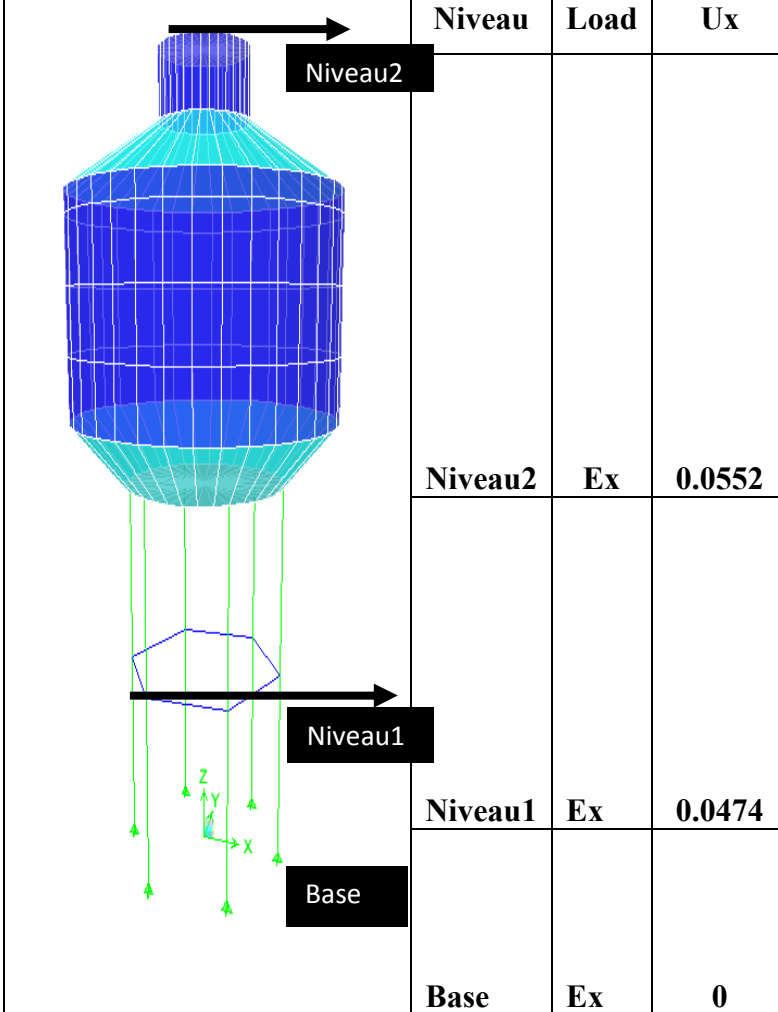


Figure III.29 : domaines des dommages.

En se basant sur les données du tableau III.4, nous avons pu placer notre point de performance comme indiqué dans la figure III.29. De ce fait nous remarquons que ce point de performance appartient au domaine DG2

7.3. Déplacements inter-niveaux:

A partir du logiciel ETABS nous avons pu extraire les résultats du déplacement de chaque niveau puis nous les avons transcrit dans le tableau suivant:



Niveau	Load	Ux
Niveau2	Ex	0.0552
Niveau1	Ex	0.0474
Base	Ex	0

Tableau III.5: Déplacements inter-niveaux au point de performance

Les données du tableau nous ont permis de tracer le graphe ci-après

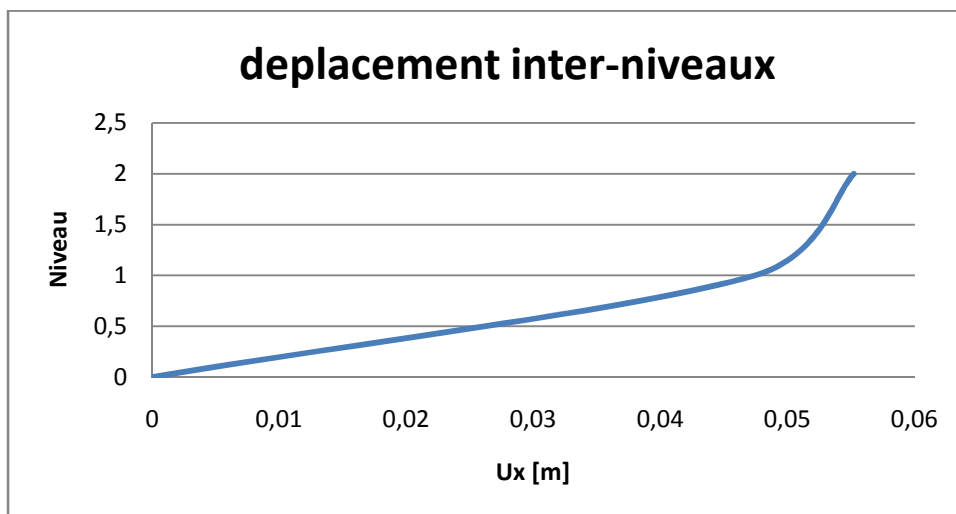


Figure III.30: Déplacements inter-niveaux au point de performance

7.4. 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 ($\mu_D = S_d/S_{dy}$), Avec :

S_{du} : Déplacement ultime de la structure,

S_d : Déplacement du point de performance de la structure

S_{dy} : Déplacement élastique limite de la structure

on a

$$S_d = 6.58 \text{ mm}$$

$$S_{dy} = 10.6 \text{ mm}$$

D ou

$$\mu_D = 0.62$$

On remarque que $\mu_D < 1$

Donc le comportement de notre structure est purement élastique sans pénétration dans le domaine post-élastique .

7.5. Mécanisme de ruine de la structure:

Le mécanisme de ruine est caractérisé par l'apparition des rotules plastiques et à l'aide du logiciel ETABS nous avons pu visualiser ces rotules plastiques pour les différentes étapes (step) de l'analyse non linéaire de notre structure, comme illustré dans les figures suivantes :

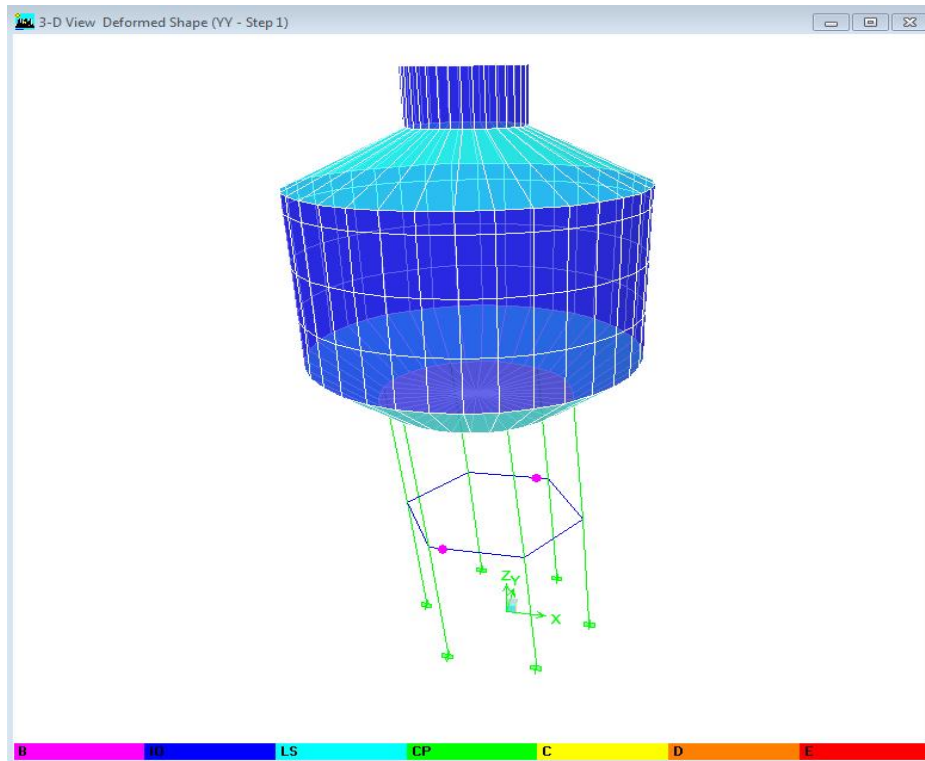


Figure III.31: Apparition des rotules plastiques de type B (step 1)

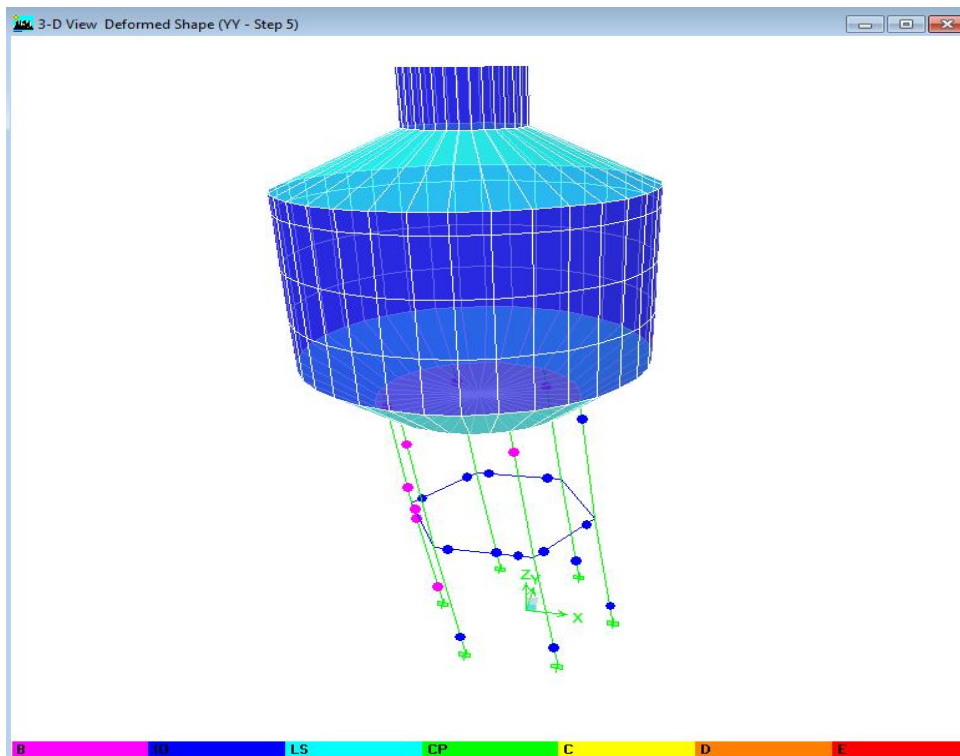


Figure III.32: Apparition des rotules plastiques de type IO (step 5)

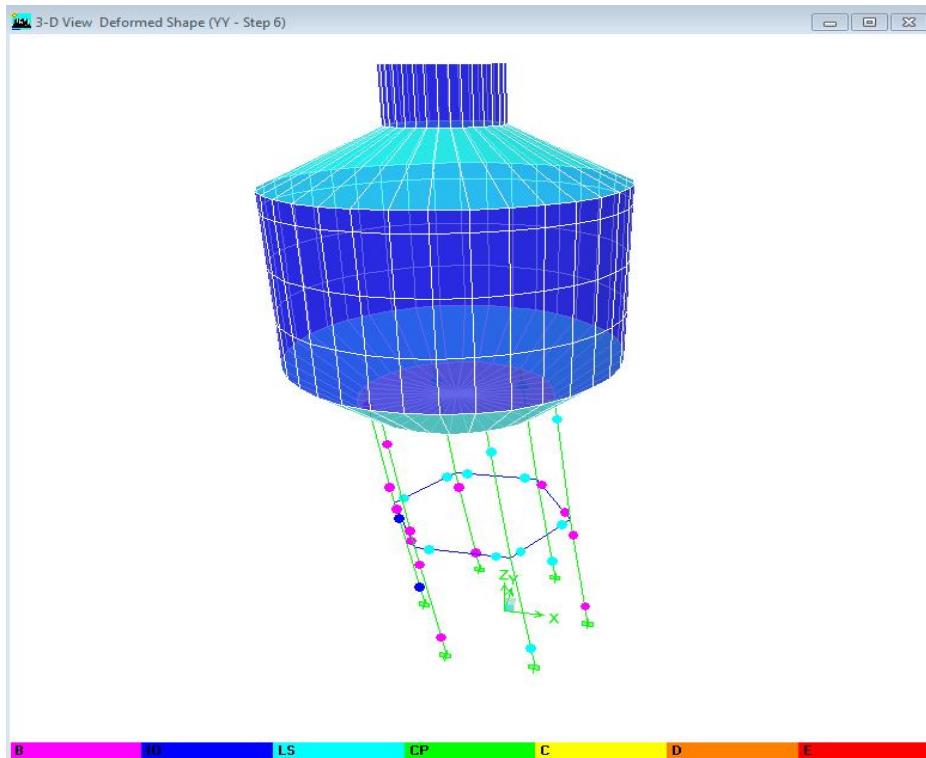


Figure III.33: Apparition des rotules plastiques de type LS (step 6)

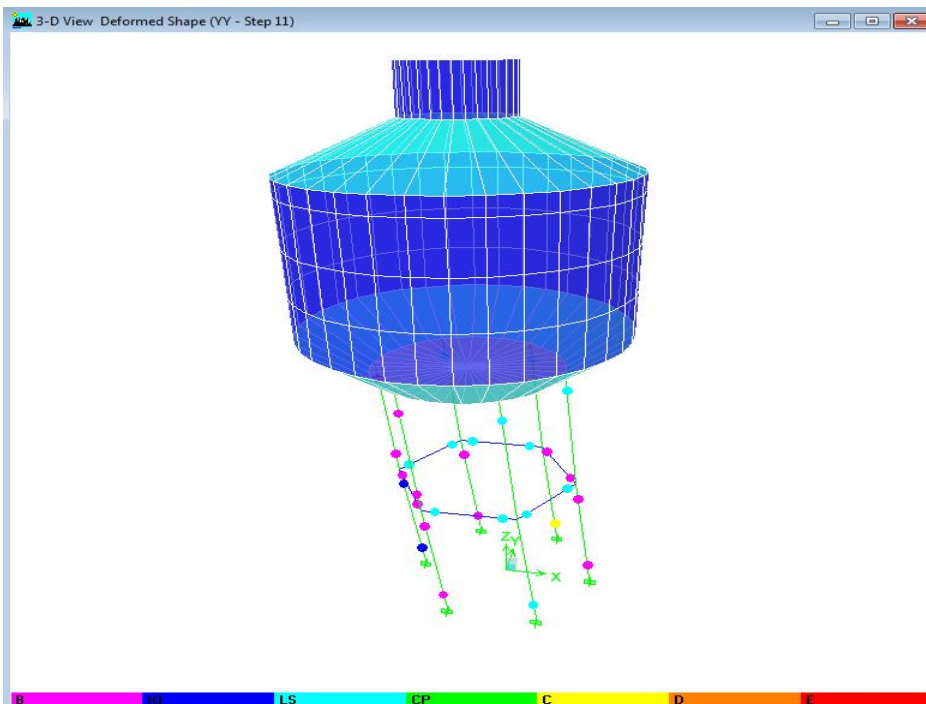


Figure III.34: Apparition des rotules plastiques de type C (step11)

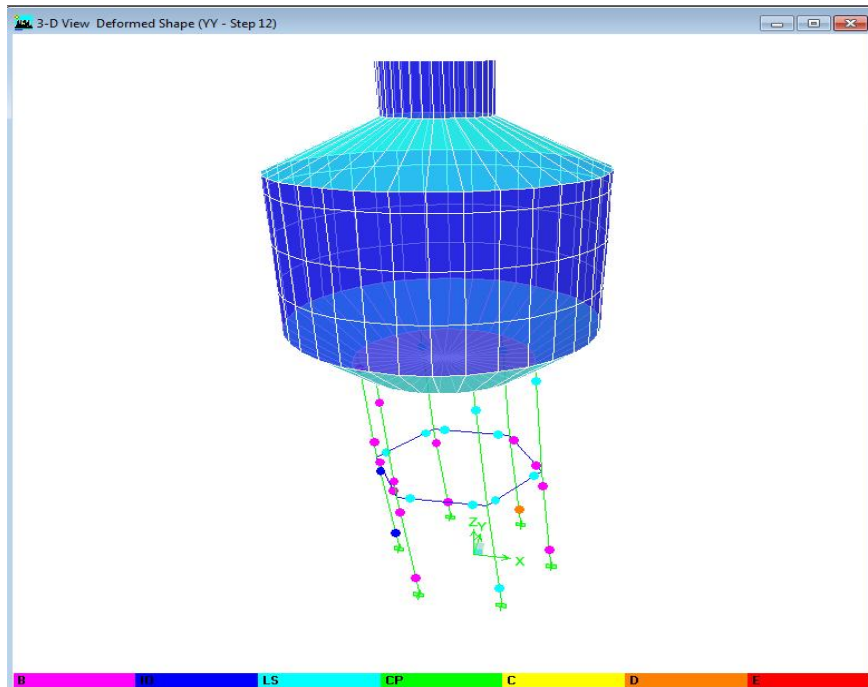


Figure III.35: Apparition des rotules plastiques de type D (step 12)

On remarque en premier lieu l'apparition des rotules plastiques de type B (step1) au droit de l'entretoise comme l'indique la Figure III.31 puis se propagent au niveau des poteaux et se développent aux types IO et LS au bout des étapes 5 et 6 (step 5 et step 6) comme indiqué en Figure III.32.

Au bout de l'étape 11 (step11) on observe l'apparition de rotule plastique de type C qui se développe en rotule plastique de type D à l'étape 12 (step12) au niveau des poteaux.

Au delà de l'étape 12, aucune nouvelle rotule plastique n'a été constatée.

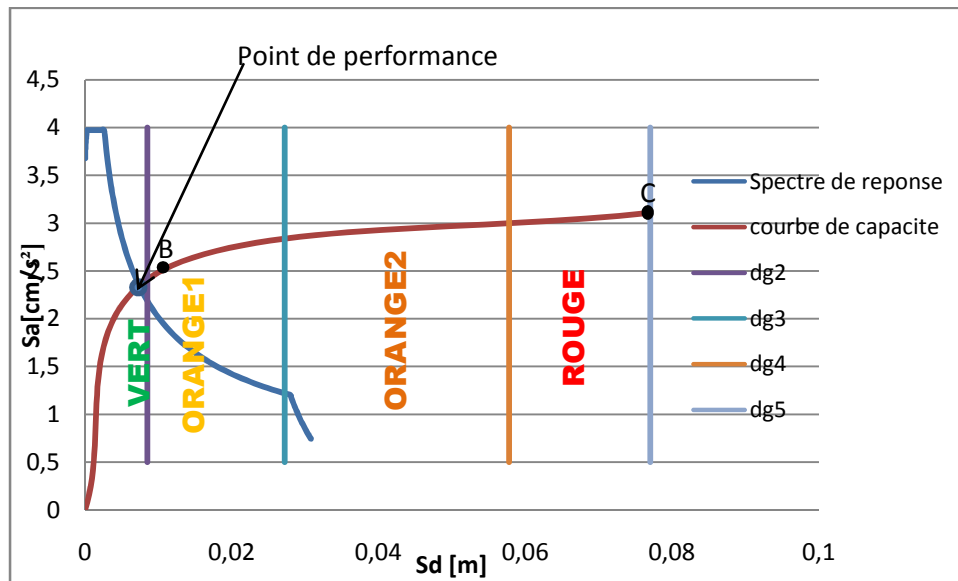


Figure III.36:situation du point de performance

Etant le point B la limite élastique du le déplacement spectral, nous constatons que le point de fonctionnement appartient au segment linéaire de la courbe ci-dessus, ainsi le comportement de notre structure est élastique classant le réservoir dans le domaine vert.
d' ou le réservoir n'est susceptible de courir aucun danger.

Conclusion:

L'étude de certains paramètres qui influent sur le comportement non linéaire des structures, nous a permis de remarquer que le comportement sismique non linéaire des structures dépend essentiellement de leur ductilité, et de la demande sismique .

Dans ce chapitre, à l'aide du logiciel ETABS, nous avons modélisé une structure en réservoir surélevé sur pilotis soumis à une demande sismique définie par le RPA2003.

A l'aide de la méthode Pushover , nous avons pu mettre en évidence :

- Un amortissement effectif de 11.5% et un déplacement spectral de 6.58 mm caractérisant le point de performance de notre structure.
- Ces caractéristiques classe le réservoir dans le domaine de dommages DG2 selon l'échelle macrosismique européenne EMS 98 d'évaluation des dommages.

Chapitre IV

Application de la méthode pushover à un réservoir surélevé sur pilotis dont la demande sismique est introduite par accelerogramme de boumerdes 2003

Introduction

a. Le séisme

Le séisme se traduit essentiellement par une rupture brutale au sein de l'écorce terrestre selon différents types de failles et de mécanismes, et par une émission d'ondes élastiques (longitudinales ou de cisaillement) dont l'énergie mise en jeu pendant le séisme est évaluée par la magnitude. Par conséquent, les mouvements de la croûte terrestre génèrent des ruptures ayant pour conséquence la mise en vibration du sol. Après avoir parcouru la distance nécessaire depuis le foyer du séisme, au cours de laquelle il y a atténuation et transformation des signaux transmis, les ondes de surface mettent en vibration les constructions se trouvant dans l'environnement proche de l'épicentre (quelques dizaines de km).

Les conséquences de ces effets seront prises en compte dans les calculs (choix des spectres par exemple), puisqu'ils entraînent des effets directs (effets de site) sous forme de mouvements forts (à proximité de l'épicentre) ou de mouvements faibles (loin de l'épicentre), et des effets induits sous forme de grandes déformations conduisant à des liquéfactions et des mouvements de terrain (glissements, éboulements, tassements et affaissements...).

Par conséquent, le séisme à l'échelle humaine est une source de destruction. En effet, les structures se trouvant dans les zones touchées par un tremblement de terre subissent, selon les amplitudes et la durée d'oscillation, le type de fréquence, mais aussi en fonction de leur mode de construction, des dégâts plus ou moins lourds, jusqu'à l'écroulement.

b. Action sismique

L'action d'un tremblement de terre sur une structure se traduit par un déplacement du sol, variable dans le temps $dg(t)$, qui implique des composantes de translation $U(t)$ et de rotation $\theta(t)$ alternées.

L'action sismique peut être aussi déterminée à l'aide de l'accélération du sol (ou accélérogramme) $ag(t)$ en translation et en rotation. Les composantes de rotation ont généralement des effets négligeables. La composante de translation verticale est plus faible que les composantes horizontales. Le principal effet du tremblement de terre est donc un mouvement horizontal du sol.

En sismologie, la caractérisation des tremblements de terre s'effectue de diverses manières. La Magnitude (échelle de Richter) représente l'énergie libérée au foyer ; l'Intensité permet de caractériser les dégâts observés suivant une échelle qualitative (Mercalli). Pour les ingénieurs,

les paramètres les plus utiles sont soit les lois de déplacements du sol $d_g(t)$ et des accélérogrammes $a_g(t)$, soit des données plus globales, appelées spectres de réponse, établies à partir de ces accélérogrammes.

L'information la plus complète dont on peut disposer lors d'un tremblement de terre est l'accélérogramme du séisme qui donne les variations de l'accélération du sol en fonction du temps. En génie civil, lorsqu'on envisage d'analyser de manière approfondie l'effet d'un séisme sur divers types de structures, il est nécessaire de connaître la courbe exacte de l'accélérogramme du séisme; en effet, des séismes ayant libéré la même quantité d'énergie, mais avec des accélérogrammes de configurations non identiques, peuvent avoir des effets très différents sur les structures.

c. Spectre de réponse:

Par définition, le "spectre de réponse" est une interprétation graphique de la réponse maximale (en déplacements, vitesses ou accélérations) d'une structure soumise à un séisme donné, en fonction de la pulsation ω ou de la période T , ou de la fréquence propre de celle-ci (Edjtemai, 1981).

2. Caractéristiques générales de l'ouvrage :

Dans ce chapitre nous allons utiliser la structure prise comme exemple de calcul dans le chapitre III, notamment un réservoir surélevé sur pilotis dont la présentation, les caractéristiques géométriques, les éléments la constituant et les plan d'exécution sont définis toujours dans le chapitre III.

3. Préparation de la structure au calcul par le logiciel ETABS :

Après avoir procédé aux premières étapes de modélisation qui consiste à la définition des différents paramètres intervenant dans le calcul de cette structure à savoir : définition des lignes de construction du modèle, définition des propriétés des matériaux, introduction des sections des éléments de la structure, définition du chargement statique de la structure (G et Q) et l'analyse modale déjà déterminées dans le chapitre précédent et explicitées à l'aide des figures, viendra l'analyse spectrale en introduisant l'accélérogramme de Boumerdes 2003.

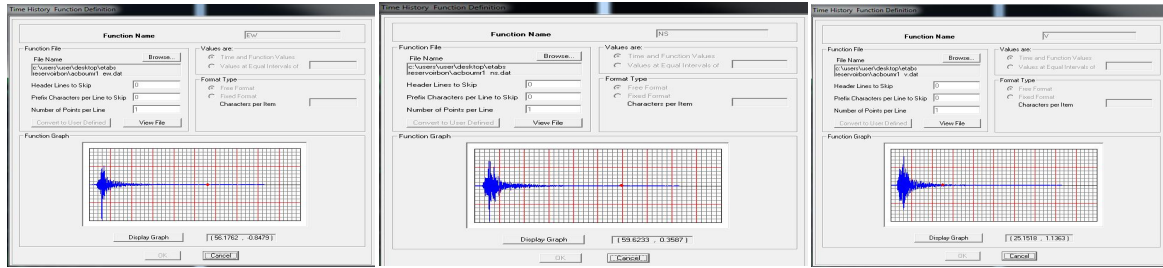


Figure IV.1 : Introduction des acceleroigramme dans le logiciel ETABS

Et à partir de la nous avons reproduit les mêmes étapes que précédent chapitre jusqu'à l'obtention de la courbe de capacité.

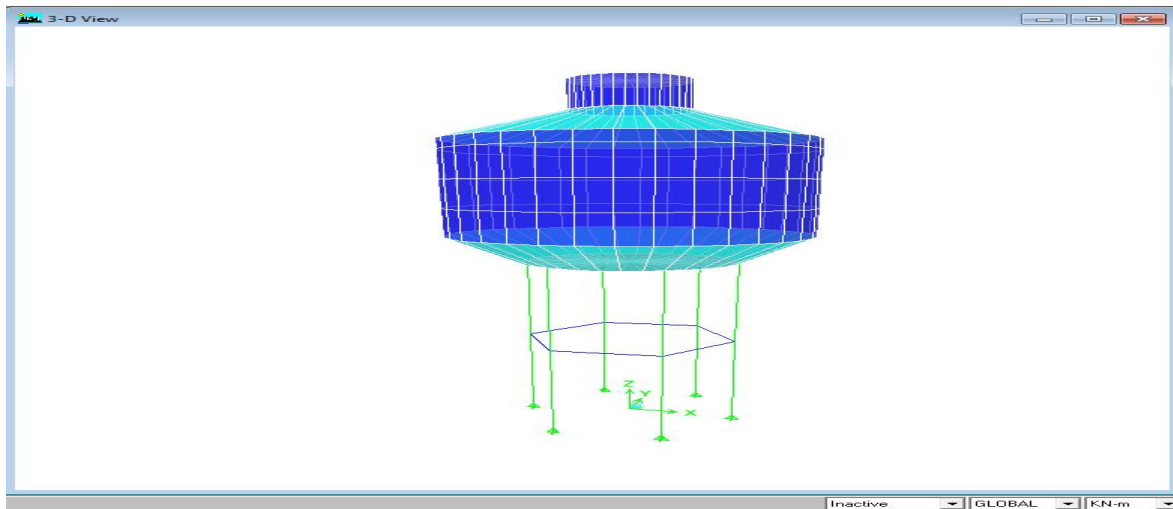


Figure IV.2 : Aperçu de la structure après modélisation

4. Résultats de l'analyse Pushover:

Cette courbe de capacité est celle obtenue dans le chapitre précédent.

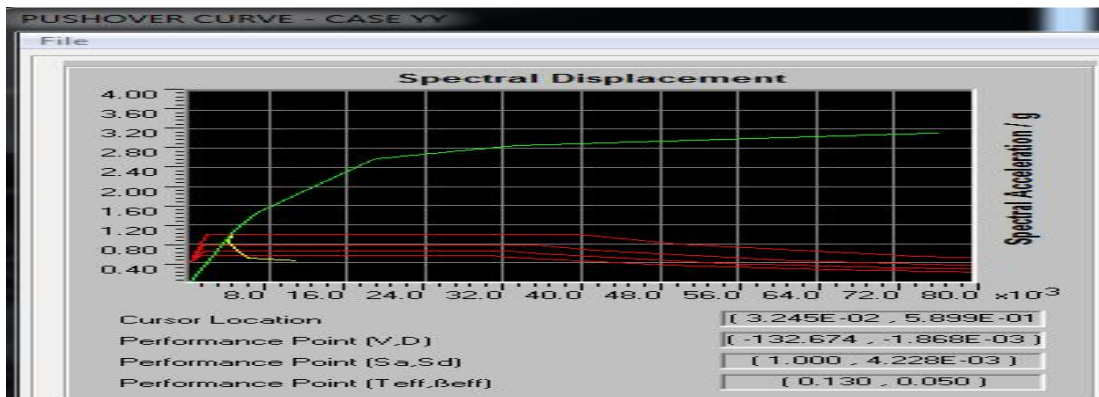


Figure I.3 : Spectre de capacité donnée par le pushover (Sa-Sd).

5. Evaluation du point de performance:

Les étapes à suivre pour localisation du point de performance, sont celles de la procédure B déjà suivies au chapitre III, notamment développer le spectre de réponse de la structure au format (Sa-Sd)

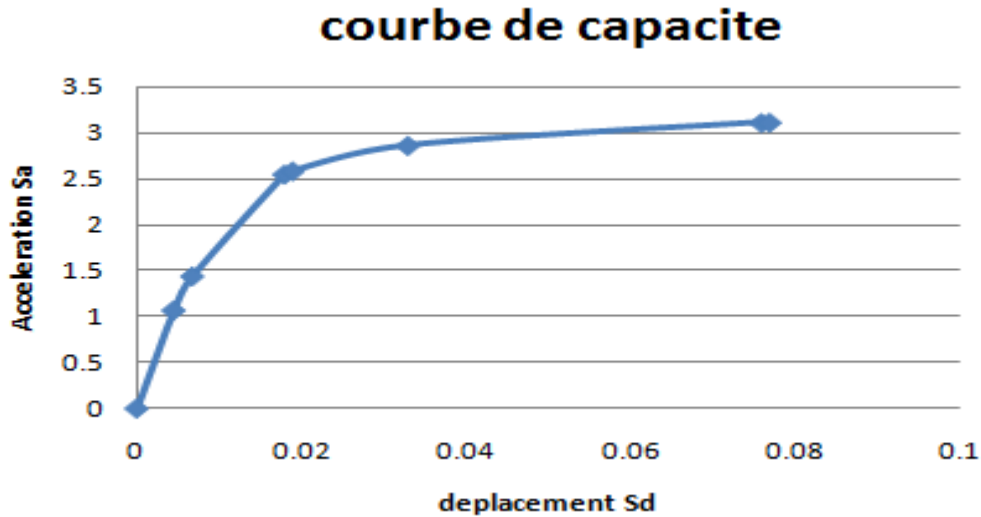


Figure IV.4 : résultat des données de la courbe pushover (Sa-Sd).

Développer une représentation bilinéaire de la courbe de capacité en utilisant un programme EXCEL .

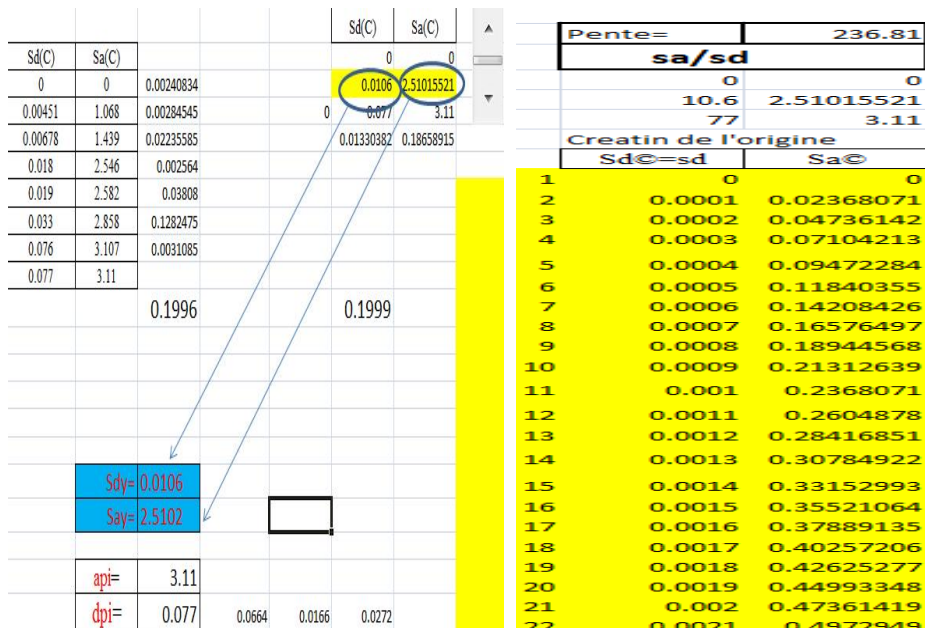


Figure IV.5 : Programme EXCEL pour la représentation de bilinéaire de la courbe de capacité.

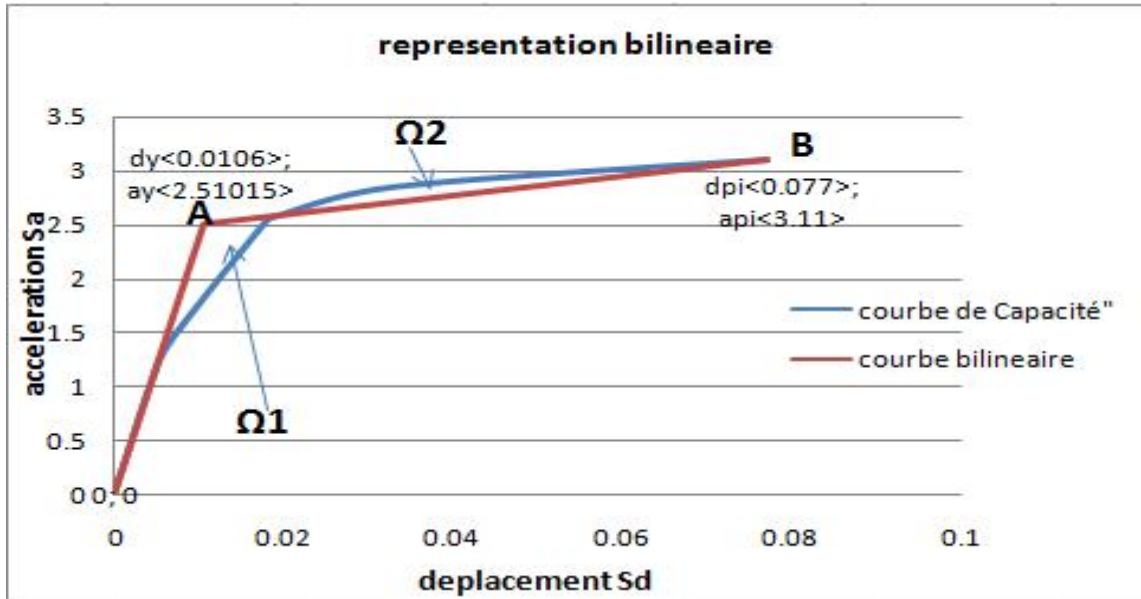


Figure IV.6 : Idéalisatión bilinéaire de la courbe de capacité.

Et les résultats sont exprimés dans le graphe suivant :

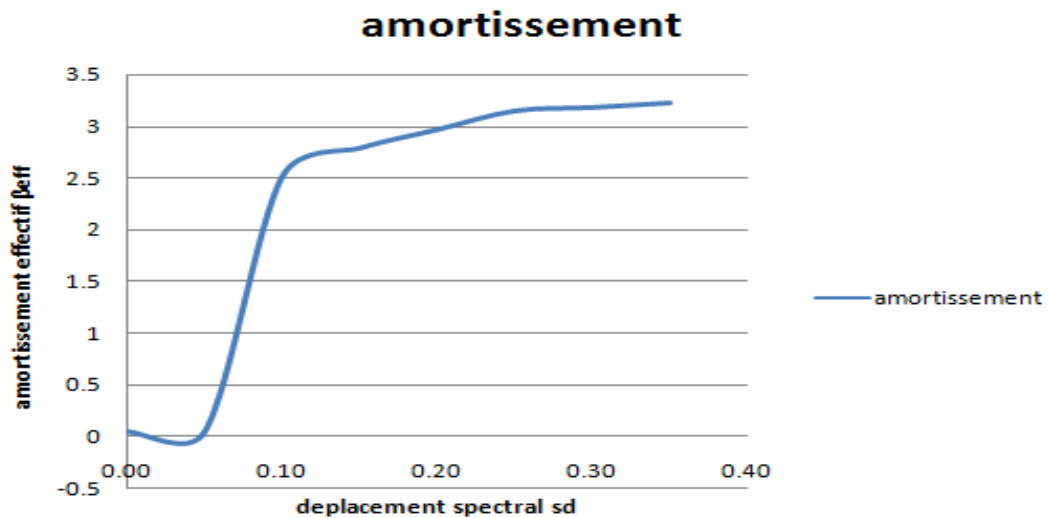


Figure IV.7 : Représentation de la courbe amortissement effectif-déplacement spectral

5.1 Création du spectre de calcul :

5. 1.1.Données de l'accelerogramme de boumerdes 2003 :

Les données de l'accelerogramme de boumerdes 2003 ont été récupérées au niveau du Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS) sous forme de document texte et étaient enregistrés selon leur orientation (est-ouest),(nord-sud)et vertical.

Fichier	Edition	Format
0.000	-0.6129E-01	0.4772E-01
0.005	-0.5544E-01	0.3960E-01
0.010	-0.4601E-01	0.2869E-01
0.015	-0.4138E-01	0.2709E-01
0.020	-0.4729E-01	0.3569E-01
0.025	-0.5948E-01	0.4099E-01
0.030	-0.6639E-01	0.3014E-01
0.035	-0.6259E-01	0.8497E-02
0.040	-0.5682E-01	-0.2360E-02
0.045	-0.6145E-01	0.1174E-01
0.050	-0.7523E-01	0.3863E-01
0.055	-0.8360E-01	0.5107E-01
0.060	-0.7790E-01	0.3802E-01
0.065	-0.6650E-01	0.1829E-01
0.070	-0.6122E-01	0.1773E-01
0.075	-0.5891E-01	0.3722E-01
0.080	-0.4713E-01	0.5175E-01
0.085	-0.2721E-01	0.4188E-01
0.090	-0.1923E-01	0.1755E-01
0.095	-0.3734E-01	0.4436E-02
0.100	-0.6813E-01	0.1241E-01
0.105	-0.8407E-01	0.2679E-01
0.110	-0.7622E-01	0.3087E-01
0.115	-0.6237E-01	0.115
0.120	-0.6103E-01	0.2929E-01
0.125	-0.6818E-01	0.4060E-01
0.130	-0.6730E-01	0.4829E-01
0.135	-0.5494E-01	0.4227E-01
0.140	-0.4450E-01	0.2953E-01
0.145	-0.4589E-01	0.2480E-01
0.150	-0.5318E-01	0.3148E-01
0.155	-0.5638E-01	0.3872E-01
0.160	-0.5552E-01	0.3682E-01
0.165	-0.5525E-01	0.2859E-01

Figure IV.8 : Données de l'accelerogramme de boumerdes 2003

5. 1.2.Normalisation de l'accelerogramme de boumerdes 2003 :

Pour la normalisation l'accelerogramme de boumerdes 2003, on s'est aidé d' un logiciel nommé **Seismomatch**



Figure IV.9 : Interface du logiciel seismomatch

Et nous avons suivi les étapes suivantes :

Pour introduire l'accelerogramme a normaliser nous avons utiliser le lien **Continue Trial** pour ouvrir la session :

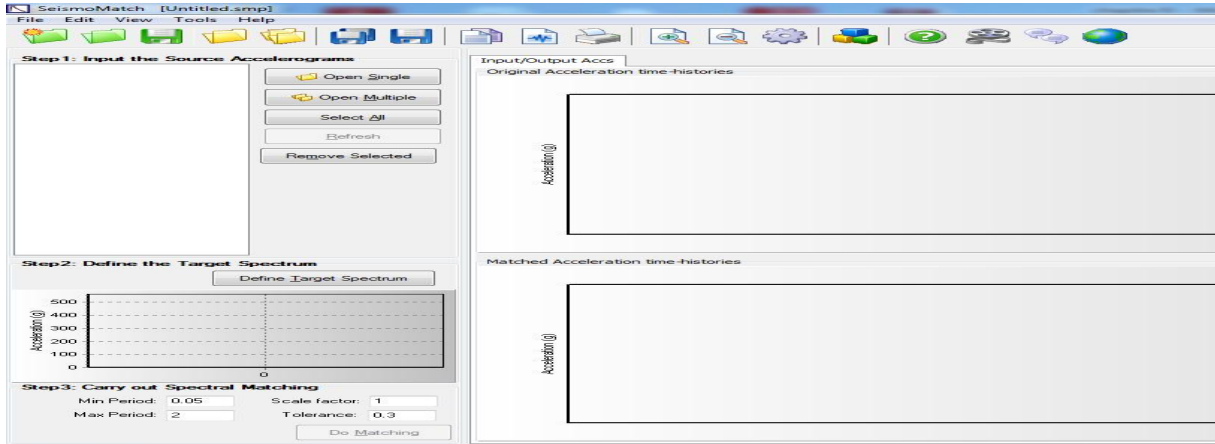


Figure IV.10 : Ouverture d'une session de travail du logiciel seismomatch

Et pour sélectionner l'accelerogramme on active la commande **Open Multiple** et une fenêtre s'affiche dans la quelle on sélectionne les enregistrements.

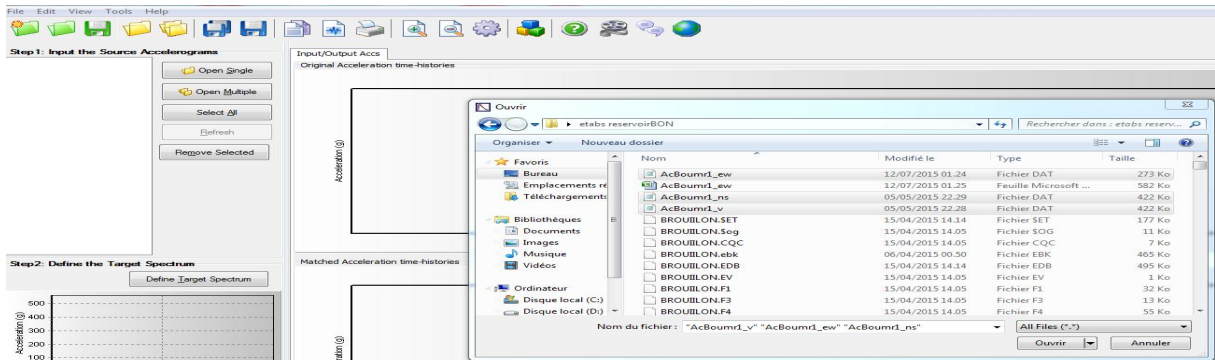


Figure IV.11 : Introduction des données de l'accelerogramme a partir des fichiers textes et on voit que les accelerogrammes sont représentés dans le logiciel comme indiqué

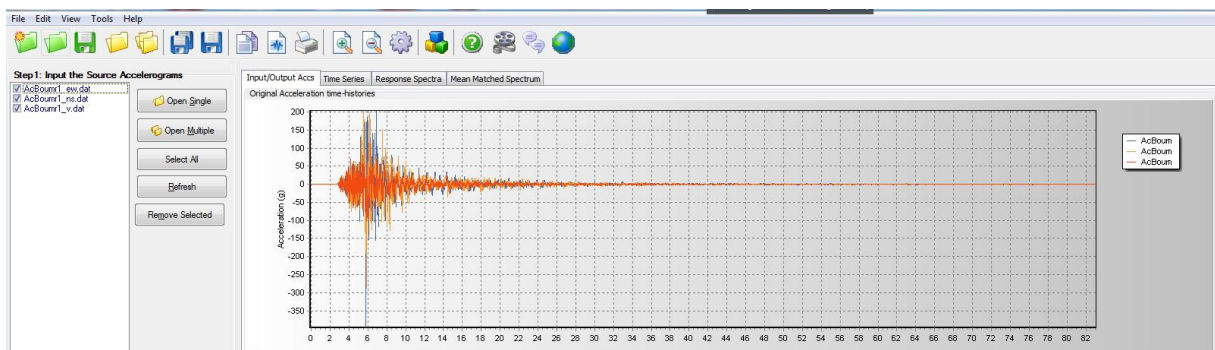


Figure IV.12 : Visualisation de l'accelerogramme de boumerdes 2003 dans le logiciel

Et pour définir les étapes de normalisation on active la commande **Define Target Spectrum** puis la fenêtre suivante s'affiche.

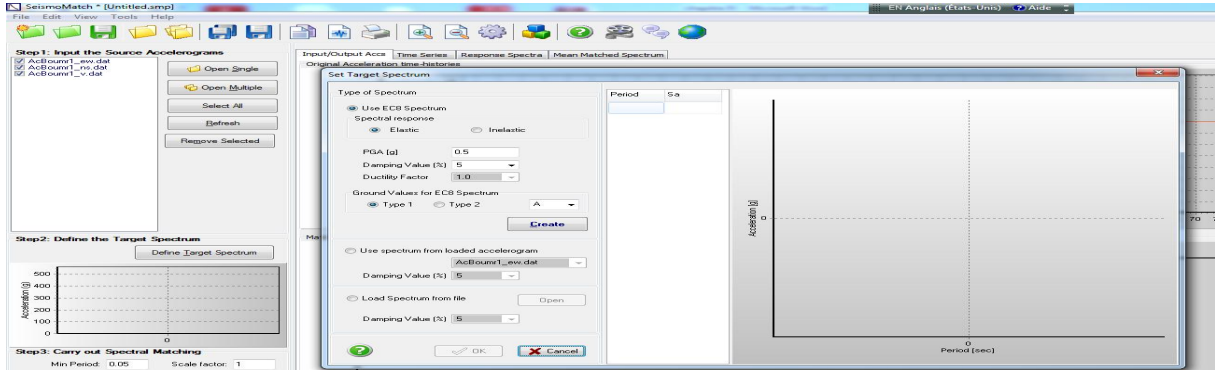


Figure IV.13 : Attribution des paramètres de normalisation

Dans cette fenêtre on définit les l'enregistrement a prendre en considération en cliquant sur **use Spectrum From Loaded Accelerogram**, on aura la figure suivante:

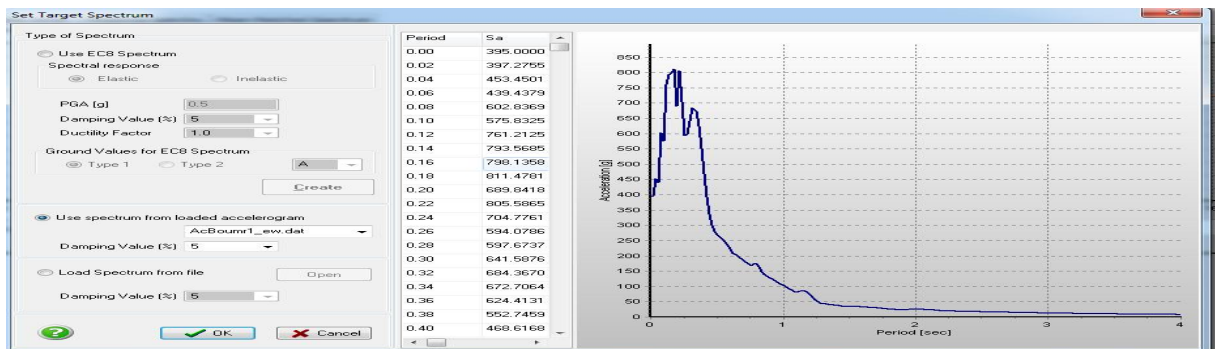


Figure IV.14 : Acceleroگرامme de boumerdes 2003 avant normalisation

Un spectre normalisé est créé en activant **Create** en introduisant différents paramètres d'amortissement et autre, ce qui nous donne:

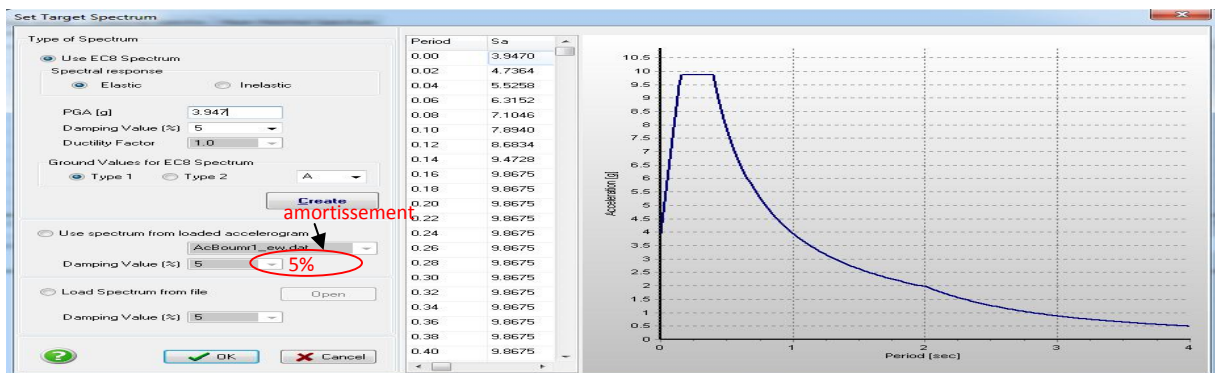


Figure IV.15 : Création de l'acceleroگرامme normalisé.

5.1.3. Introduction de l'accelerogramme normalisé :

nous obtenant ainsi le spectre normalisé.

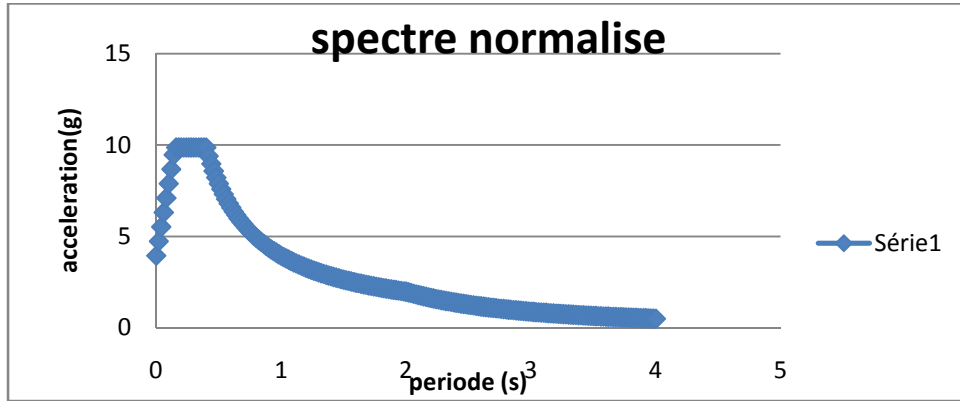


Figure IV.16 : Spectre de réponse (Sa-T)

en utilisant la formule

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} \cdot S_a$$

On passe a la présentation graphique de l accélération spectrale **Sa** en fonction du déplacement spectral **Sd** , d ou le graphique suivant

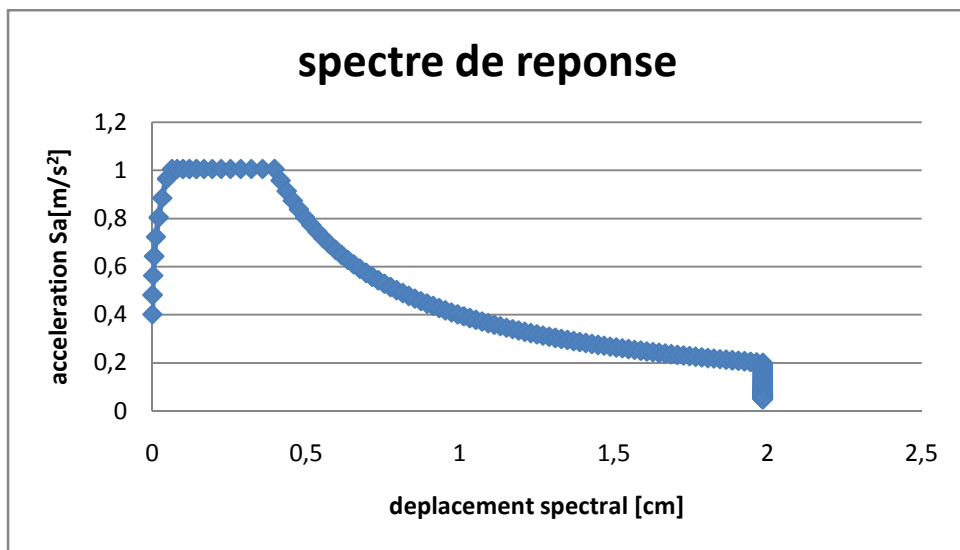


Figure IV.17: Spectre de réponse (Sa-Sd)

Pour la représentation des spectres de réponse pour les différentes valeurs de l'amortissement on procède de la même façon en remplaçant la valeur de l'amortissement dans le logiciel puis on trace les spectres réduits.

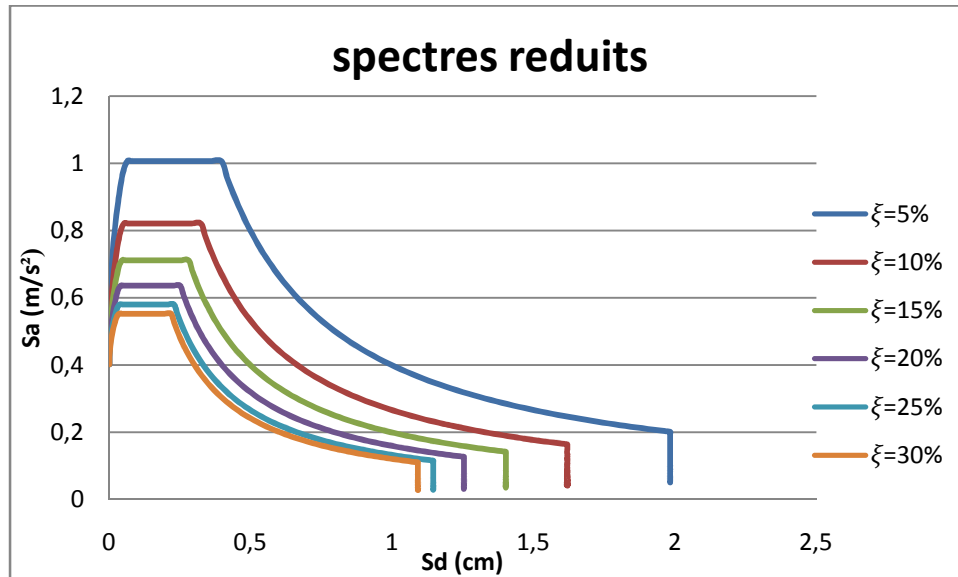


Figure IV.18 : Représentation de la famille de spectres d'amortissement réduits.

En superposant la représentation de cette famille de spectre avec la courbe de l'idéalisation bilinéaire de la courbe de capacité on obtient le graphe ci-après.

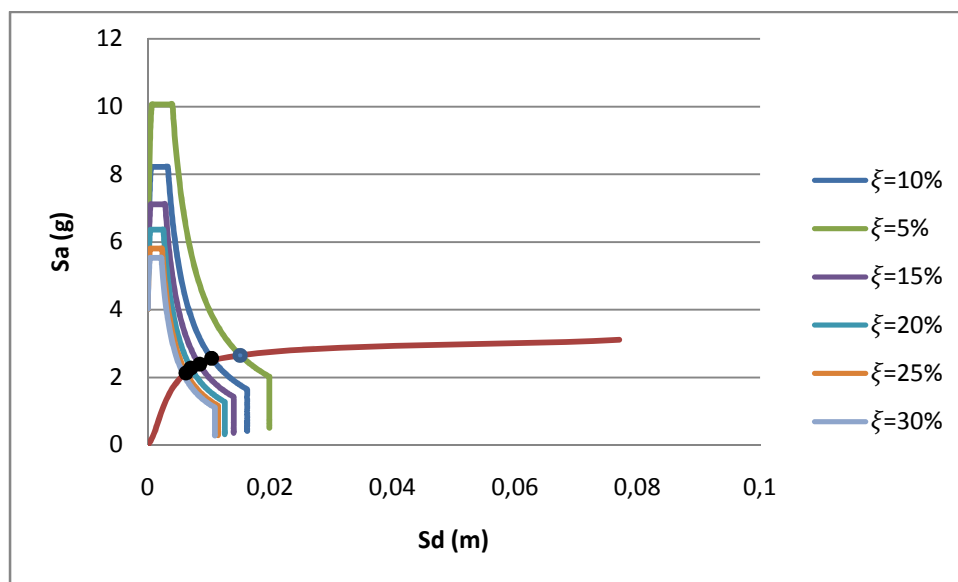


Figure IV.19 Superposition de la courbe de capacité et les spectres réduits.

Ces points d'intersection entre la courbe de capacité et les spectres réduits nous permettrons de déterminer le point de performance en superposant la courbe obtenue en utilisant ces

points comme ordonnées et en abscisses les point Sd et la courbe amortissement effectif-déplacement spectral.

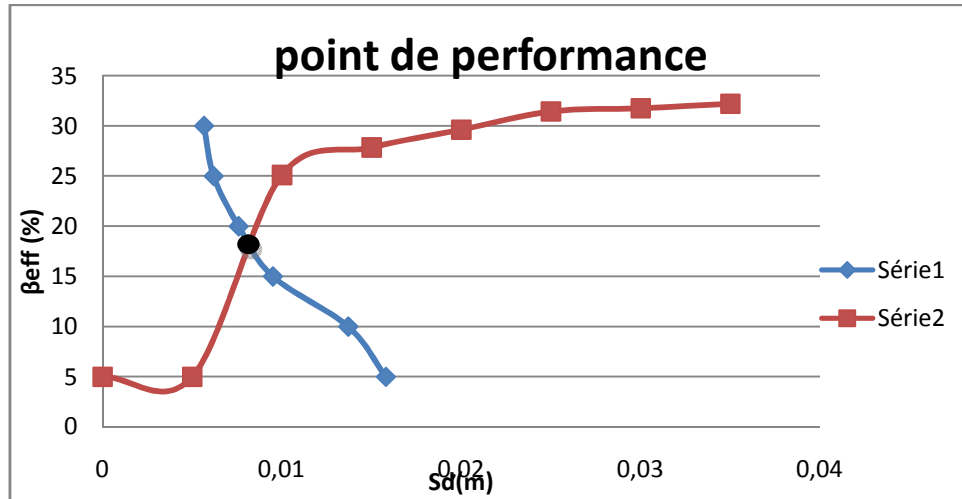


Figure IV.20 : : Point de performance.

De cette représentation on peut extraire le point de performance dont les coordonnées sont

Amortissement effectif (β_{eff} en %)	Déplacement spectral (Sd en m)
17.95	0.00861

Tableau IV.1: Point de performance.

6. Estimation et attribution de degré de dommage:

D'après l'échelle macrosismique européenne EMS 98 dévaluation des dommages qui propose de diviser la courbe de capacité en cinq domaines dont les limites en déplacements spectraux se présentent comme suit

Degrés des dommages	Formule des différents déplacements spectraux	Sd (m)
DG1	$Sd = 0,4 S_{dy}$	0.00424
DG2	$Sd = 0,8 S_{dy}$	0.0848
DG3	$Sd = S_{dy} + 0,25 (S_{du} - S_{dy})$	0.0272
DG4	$Sd = 0,75 S_{du}$	0.0577
DG5	$Sd = S_{du}$	0.077
S _{dy} : limite élastique en déplacement		
S _{du} : limite ultime en déplacement		

Tableau IV.2 : Attribution Des domaines des dommages.

Et le graphe suivant illustre l'attribution de ces domaines de dommage:

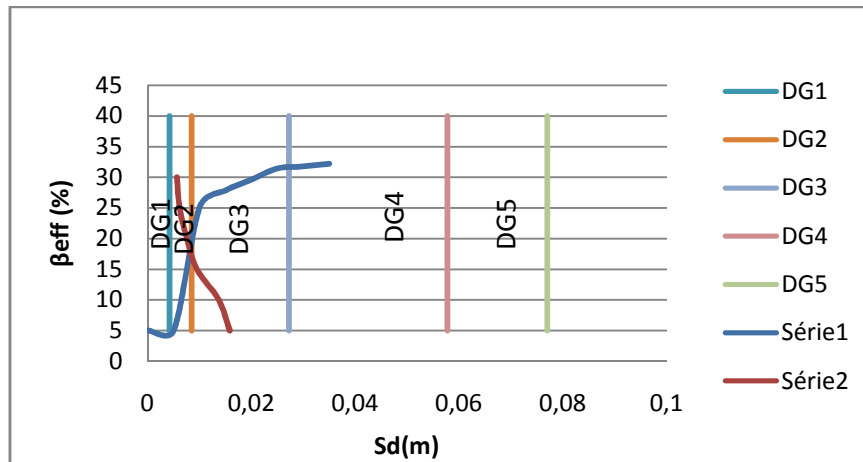


Figure IV.21 : Domaines des dommages.

7. Déplacements inter-niveaux:

A partir du logiciel ETABS nous avons pu extraire les résultats du déplacement de chaque étage puis nous les avons suivants transcrit dans le tableau suivant:

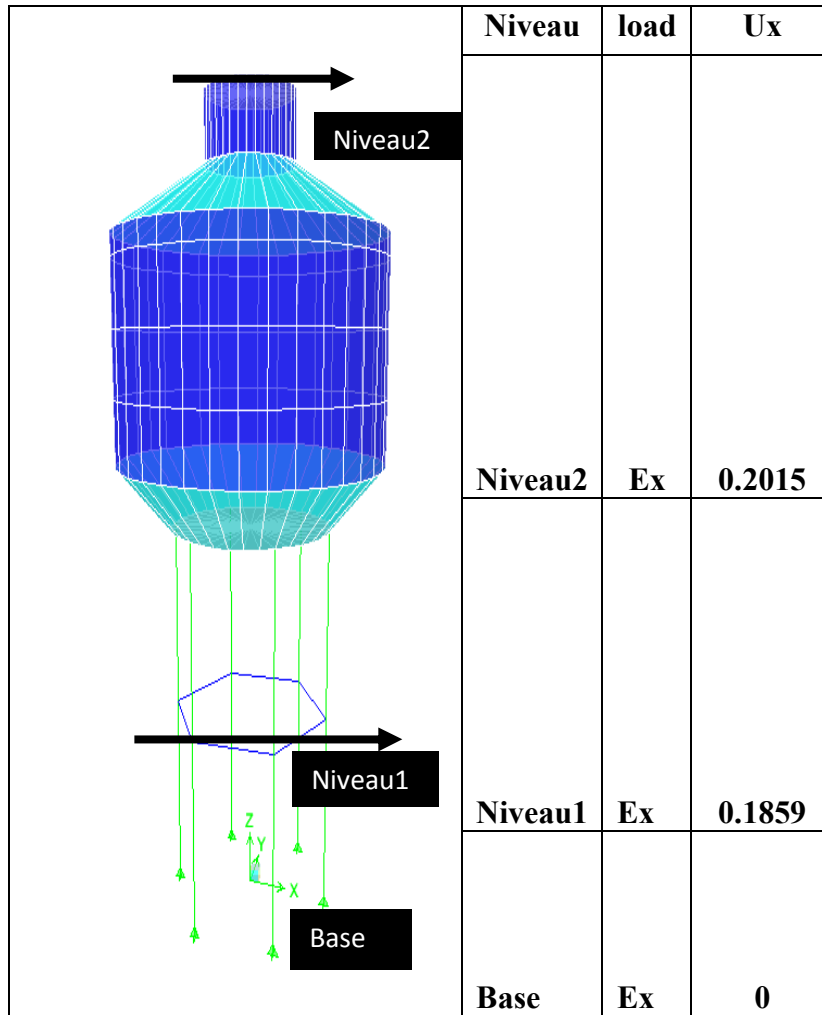


Tableau IV.3 : Déplacements inter-niveaux au point de performance.

Les données du tableau nous ont permis de tracer le graphe ci-après :

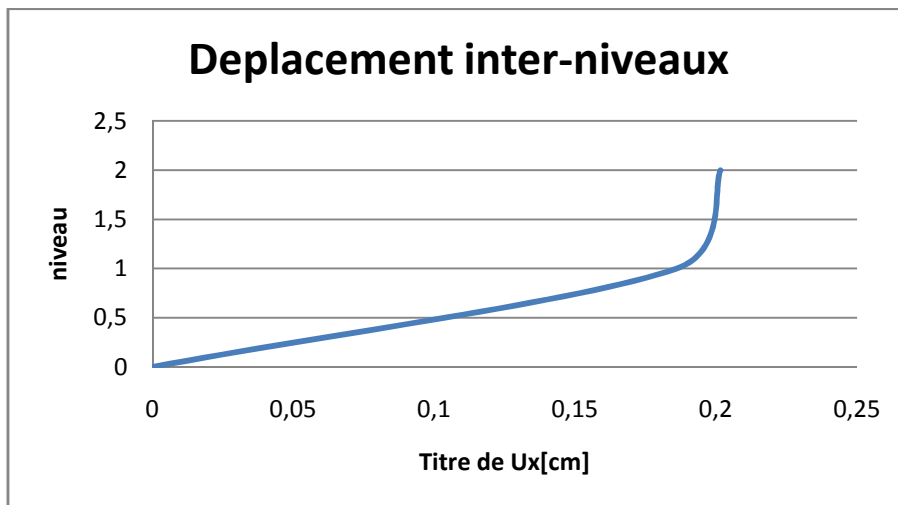


Figure IV.22: Déplacements inter-niveaux au point de performance.

8. 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 ($\mu_D = S_d / S_{dy}$), la demande en ductilité ultime de la structure est donnée par le rapport ($\mu_{Du} = S_{du} / S_{dy}$)

Avec :

S_{du} : Déplacement ultime de la structure,

S_d : Déplacement du point de performance de la structure

S_{dy} : Déplacement élastique limite de la structure

on a

$$S_d = 8.61 \text{ mm}$$

$$S_{dy} = 10.6 \text{ mm}$$

D ou

$$\mu_D = 0.81$$

Sachant que notre structure est de Type B, d'ou son comportement est ductile. Aussi, d'après le coefficient de la demande en ductilité μ_D qui est de 0.81, nous constatons que la structure reste dans le domaine élastique.

9. Mécanisme de ruine de la structure :

Comme au chapitre précédent on s'est intéressé aux type de rotules plastiques qui pourraient apparaître au niveau des éléments poteaux- poutres de la structure et cela à l'aide de l'analyse pushover introduite dans le logiciel ETABS. Les résultats extraits de cette analyse sont montrés dans les figures suivantes:

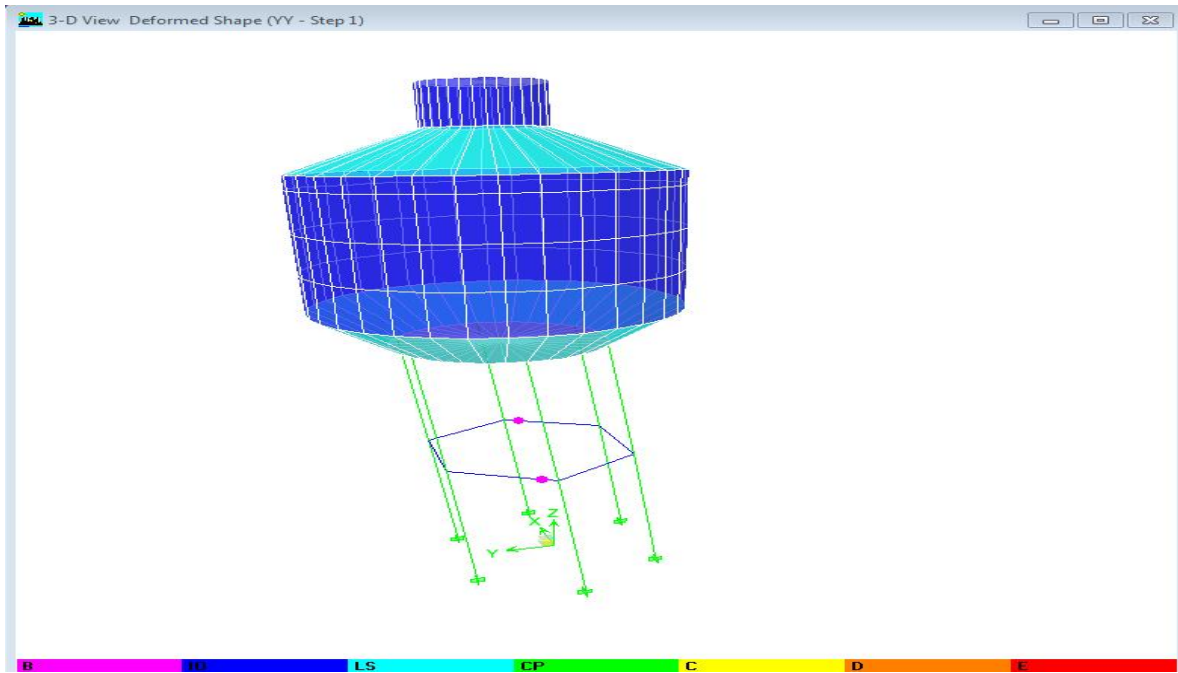


Figure IV.23: Apparition des rotules plastiques de type B (step1).

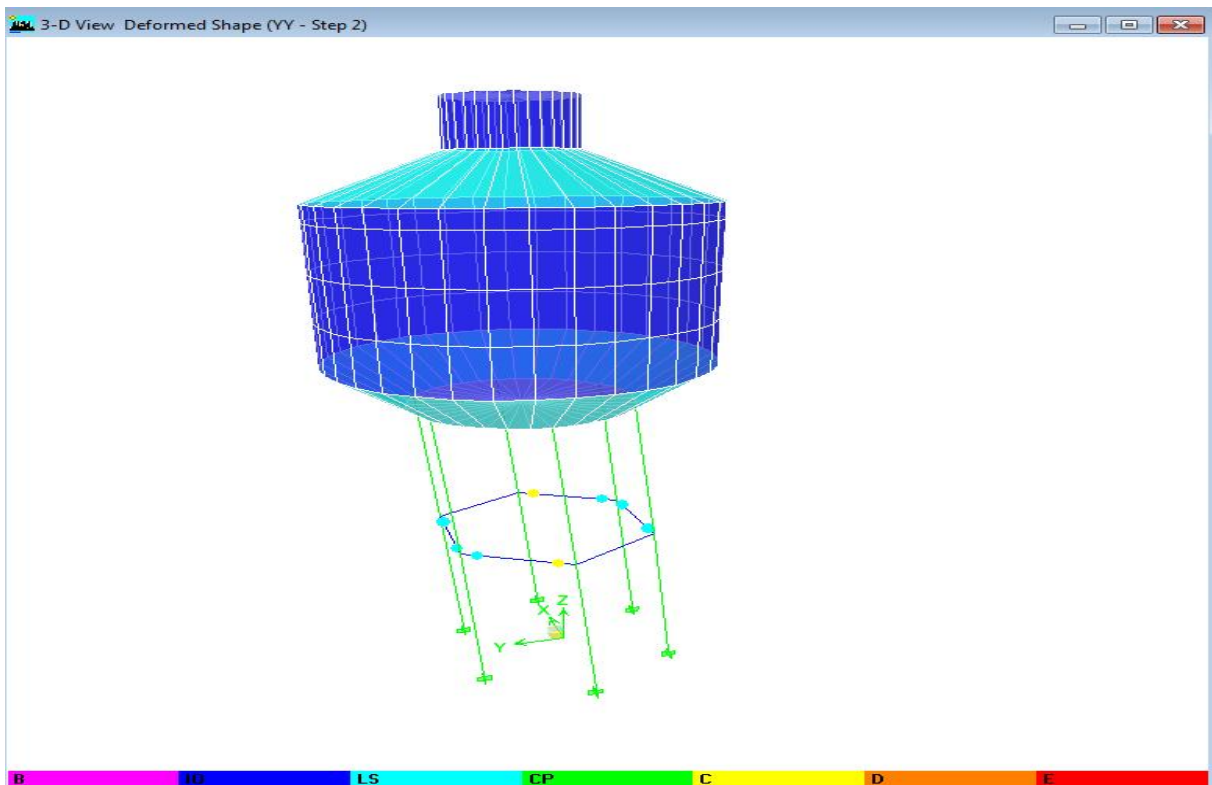


Figure IV.24: Apparition des rotules plastiques de type C (step2).

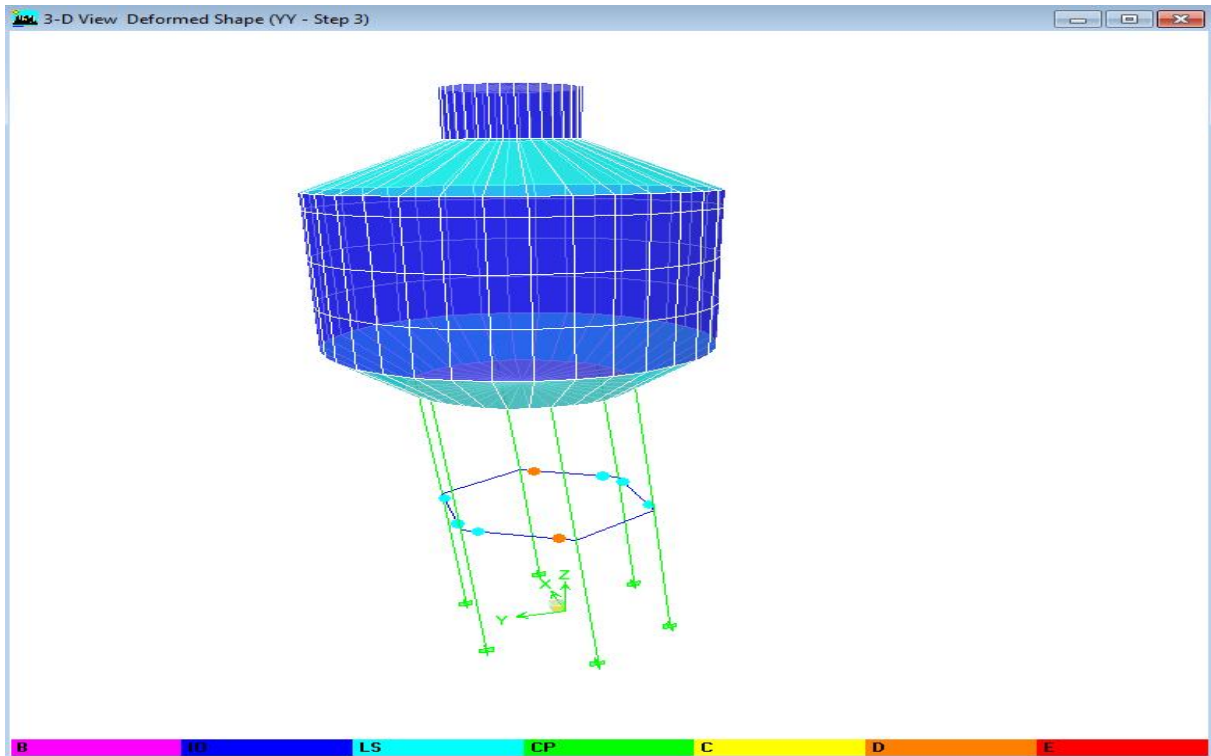


Figure IV.25: Apparition des rotules plastiques de type D (step3).

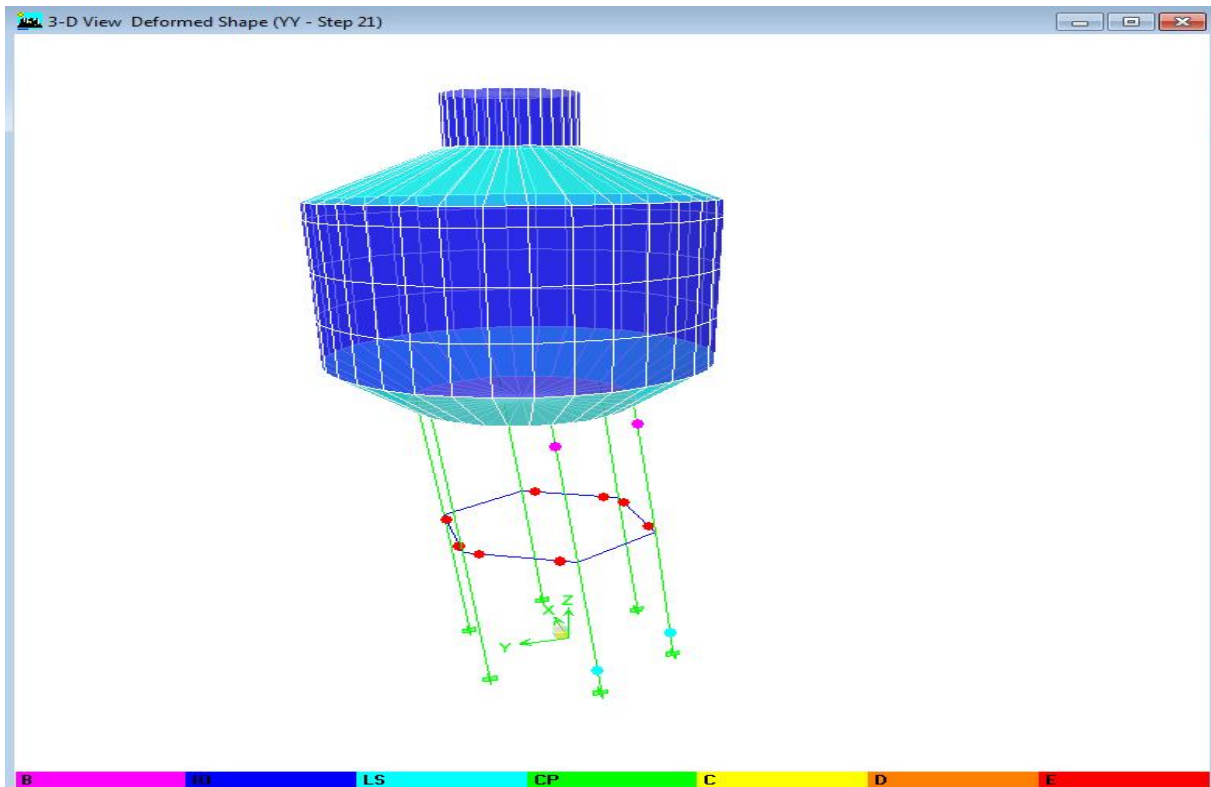


Figure IV.26: Apparition des rotules plastiques de type E (step21).

On remarque en premier lieu, l'apparition des rotules plastiques de type B (step1) (Figure IV.23) au droit de l'entretoise puis se développent aux types C au bout de l'étape 2 (step2) (Figure IV.24). Ensuite des rotules plastiques de type E apparaissent à la troisième étape (step 3) (Figure IV.25). Ces rotules plastiques restent inchangées jusqu'à la vingtième étape mais à l'étape 21(step21) (Figure IV.26) nous observons des rotules plastiques de type LS au niveau des poteaux puis vient la plastification totale de la structure au bout de la cinquante troisième étape (step53).

D'après le graphe de la figure IV.21, le point de performance appartient au domaine des dommages.

Nous proposons le graphe suivant dans le quel nous avons essayer de définir le comportement de notre structure :

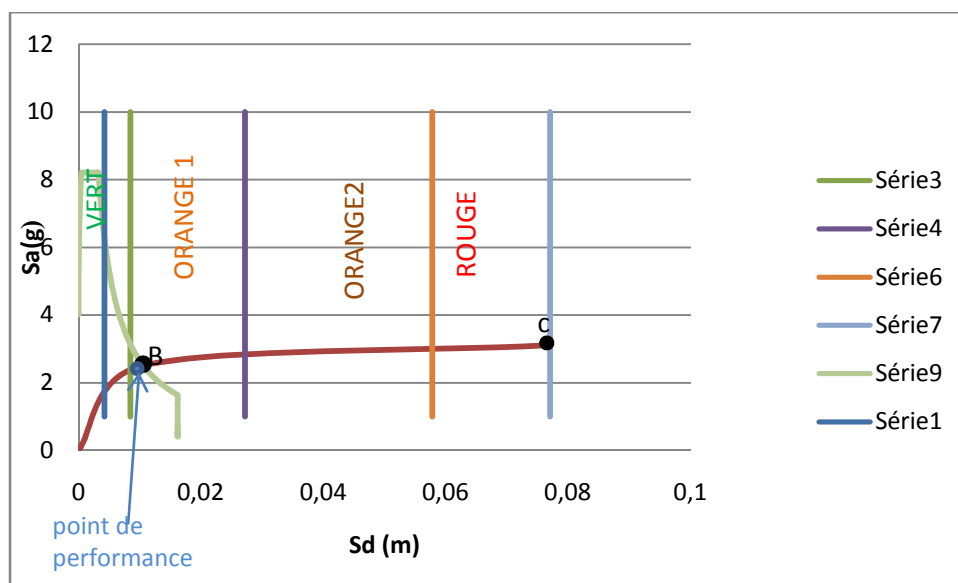


Figure IV.27 : Point de performance

De ce graphe nous tirons les informations suivantes:

Le réservoir se situe dans le domaine des dommages "orange" qui correspond à un comportement élastique; auquel correspond un endommagement mineur et susceptible de se développer.

Conclusion

Pour procéder à une analyse comparative entre l'application de la méthode pushover à un réservoir surélevé sur pilotis en utilisant une demande sismique proposée par le RPA2003 puis en utilisant une demande sismique introduite par l'accelerogramme de Boumerdes, nous avons pu dans ce chapitre, modéliser une structure en réservoir surélevé sur pilotis soumise à une demande sismique introduite par l'accelerogramme de Boumerdes 2003, à l'aide du logiciel ETABS. Aussi nous avons utilisé le logiciel SEISMOMATCH pour arriver à la normalisation de l'accelerogramme et à partir de cette étude non linéaire, nous avons déterminé l'un des paramètres permettant la définition du comportement de la structure en question, notamment le point de performance.

De ce fait, les résultats se présentent comme suit:

- Un amortissement effectif de 17.95% et un déplacement spectral de 8.61 mm caractérisant le point de performance de notre structure.
- Ces caractéristiques classe le réservoir dans le domaine de dommages correspondant à un endommagement mineur pour ce dernier

Conclusion générale

Conclusion générale

Dans ce travail, a été présentée une méthode d'analyse spectrale non itérative pour le dimensionnement et la vérification directe de structure en réservoir surélevé sur pilotis soumise à deux types de demandes sismiques et ce, en suivant les propositions de la procédure B du code Américain ATC40 et en maniant deux logiciels Etabs et Seismomatch.

Dans cette étude, on a effectué une analyse comparative des résultats obtenus pour chaque paramètre considéré. Les paramètres de comparaison sont: le taux d'amortissement et déplacement spectral du point de performance les déplacements relatifs inter-étages, les demandes en ductilité et les distributions des rotules plastiques dans les éléments structuraux poutres et poteaux aux points de performance. Plusieurs résultats sont obtenus.

- En soumettant la structure au spectre proposé par le RPA 2003, on obtient un amortissement effectif de 11.5% et un déplacement spectral de 6.58 mm caractérisant le point de performance et en la soumettant à l'accélérogramme de Boumerdes 2003, on obtient un amortissement effectif de 17.5% et un déplacement spectral de 8.61 mm d'où un écart minime entre les deux cas de figure de l'ordre de 2.03 mm de différence pour le déplacement spectral.
- Le déplacement inter niveaux, en considérant les deux types de demandes sismiques, est nul au niveau de la base du réservoir et demeure insignifiant, car il est de l'ordre de 0.0474 cm pour le premier cas et de 0.1859 cm pour le deuxième au niveau de l'entretoise et ce du fait que notre structure est de type console inversée ou les éléments du réservoir réagissent en une seule masse .
- En ce qui concerne la demande en ductilité (μ_D), on constate que le réservoir surélevé sur pilotis soumis à la demande sismique proposée par le RPA2003 a un degré de 0.62 et un degré de 0.82, quand il est soumis à la demande sismique introduite par l'accélérogramme de Boumerdes 2003. Ce qui définit un comportement élastique sans pénétration dans le domaine post-élastique du réservoir caractérisé par aucun endommagement prévisible pour ce dernier en considérant le premier cas, mais dans le deuxième cas le réservoir risque de recevoir des dommages mineurs susceptibles de se développer.
- Les rotules plastiques présentent une distribution qui commence par des rotules de type B au droit de l'entretoise à la deuxième étape d'application de la charge pushover, pour les deux cas d'étude. Mais vite des rotules de type E apparaissent (au niveau de l'entretoise) et d'autres de type B (au droit des

Conclusion générale

poteaux), au bout de la quatrième étape, en considérant le deuxième cas, par contre dans le premier cas et jusqu'à la dernière étape d'application de la charge push over, on constate que l'apparition des rotules plastiques de type B, IO et LS.

- Notre étude classe le réservoir surélevé sur pilotis (objet d'étude) dont la demande sismique est introduite par le spectre du RPA 2003, dans la zone "vert" et le classe dans la zone "orange" en considérant la demande sismique introduite par l'accélogramme de Boumerdes 2003.
- On remarque que les résultats obtenus à partir de séisme réel ne dépassent pas de beaucoup les résultats obtenus pour les spectres du règlement parasismique Algérien RPA2003, on peut conclure que les spectres du règlement sont fiables par rapport aux accélogrammes enregistrés lors d'un séisme vécu; donc, le respect de ces exigences reste toujours un moyen important qui peut atténuer les dégâts.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

- [1] **ACI-350.3** " Règlement parasismique américain applicable en industrie ".
- [2] **AFPS** " Guide méthodologique pour la conception, l'installation et le diagnostic des équipements en zone sismique ",Cahier Technique #30 Version 2 - 2011
- [3] **AÏSSA MELLAL** " Une nouvelle méthode d'analyse au séisme ", Technical News Geomod. TN 3 /Lausanne, décembre 2006 / SC+FG info@geomod.ch.
- [4] **AIT L'HADJ L.,HAMMOUM H., BOUZELHA K.,** " non linear analysis and apartment building surmounted by a RC water tank ",fiftieth international conference on civil, structural and environmental engineering computing.1 au 4 septembre 2015, prague, republique cheque
- [5] **AIT L'HADJ L.,** "Analyse non linéaire d'un immeuble surmonté d'un réservoir d'eau potable, par la méthode pushover", Mémoire de master 2 en génie civil, Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou, Septembre 2013.
- [6] **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.
- [7] **ANKIK D., HAMIZI M., HANNACHI N.E.** " Etablissement d'une relation entre la période fondamentale de vibration et la performance sismique des structures auto-stables", thèse de magister en génie civil, Université Mouloud MAMMERI de Tizi-Ouzou, mai 2013.
- [8] **APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL,**"The seismic evaluation and retrofit of concrete buildings ", ATC40, volumes 1 and 2, Redwood City, California, 1996.
- [9] **AWWA D-110** ",American Water Works Association", Règlement parasismique américain applicable en industrie .
- [10] **AWA D-115**",American Water Association", Règlement parasismique américain applicable en industrie.
- [11] **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.
- [12] **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.

Références bibliographiques

- [13] **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**
- [14] **BOUCHALA F., SEGHIR A., TAHAKOURT A.** " analyse du comportement sismique des réservoirs en béton surélevés ", 6^{ème} Symposium International sur la construction en zones sismiques (SICZS2013), Chlef les 9 et 10 Octobre 2013.
- [15] **Bruchez P., Bussard L.,Campana S., Thorens G.** "Modélisation parasismique", Master 1 SGC Section Genie Civil école polytechnique fédérale de Lausanne Juin 2007.
- [16] **BOULAOUAD ABDERRACHID** "Dynamique non linéaire des systèmes à plusieurs degrés de liberté", Thèse de doctorat en Génie Civil université Hadj Lakhdar de Batna.
- [17] **BOUMEKIK A., KADID A., ZINE A., LAHABRI M., LAHBARI N.** " Analyse Pushover des structures en Béton Armé : Théorie de l'endommagement ", Institution de recherche Département de Génie Civil, Faculté des sciences de l'ingénieur, Université de Batna.
- [18] **DTR B C 2-48.**, " Règles parasismiques algérienne (addenda 2003) RPA99/2003", CGS, Alger 2003.
- [19] **D.T.R B.C22**, Charges permanentes et charges d'exploitation.
- [20] **EUROCODE8**, " Calcul des structures pour leur résistances au séisme", Diffuser par l'association française de normalisation AFNOR, **2003**.
- [21] **ETAB V9.7.0**, "Extended Three dimensional Analysis of Building Systems", CSI, Barkley California.
- [22] **FAJFAR P. , MEERI** "A non linear analysis method for performance Based Seismic Design ", Earthquake Spectra, vol. 16, N03, PP.537-592, AUGUST 2000.
- [23] **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 MAMMERRI de Tizi-Ouzou, Septembre 2012.
- [24] **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

Références bibliographiques

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).

[25] **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 MAMMERRI de Tizi-Ouzou, 2012.

[26] **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" 25e rencontres de l'AUGC, 23-25 mai 2007, Bordeaux

[27] **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.

[28] **IBC 2006 /ASCE7.** " Règlement parasismique américain

[29] **IRS** (Institut de radioprotection et sûreté nucléaire) ",Séisme de l'état de Gurajat (inde)",article ,29 janvier 2001www.irsn.org.l

[30] **JAISSWAL O. R.,DURGESH C. RAI, EERI M., SUDHIR K. JAIN,.EERI M.** "Review of Seismic Codes on Liquid-Containing Tanks ",

[31] **KAHIL A.** " Evaluation de la performance sismique des bâtiments ", thèse de magister engénierie civil, Université Mouloud MAMMERRI de Tizi-Ouzou, 2008.

[32] **KASSOUL A., YOUSFI M., BOUKORSI E., ELKHEIRI N.** "comparaison des normes Eurocode 8 (ec8) et les règles parasismiques algériennes rpa99/v2003", 6^{ème} Symposium International sur la construction en zones sismiques (SICZS2013), Chlef les 9 et 10 Octobre 2013.

[33] **NBCC 2005** Code national canadien du bâtiment.

[34] **NZSEE** Règlement parasismique des nouvelles zelandes

[35] **R P S** 2002 "Règlement de construction parasismique", royaume du Maroc, juillet 2001.

[36] **SEISMOMATCH_V2.1.2** "Logiciel de normalisation des accelerogramme".

[37] **ZIANI L., HAMITOUCHE L.)** " Analyse non linéaire d'un bâtiment surmonte d'un réservoir sous l'effet hydrodynamique ", master en génie civil Université Mouloud MAMMERRI de Tizi-Ouzou, 2013.