

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



MEMOIRE DE MASTER

Spécialité : Génie Civil

Option : Structures

Présenté par :

Boukhalfa BOUAZIZ

THEME

ANALYSE NON LINEAIRE D'UNE TOUR DE MANŒUVRE

De demande sismique par accélérogramme

Soutenue publiquement le **mardi 22 septembre 2015** devant le jury composé de :

HAMIZI

Mohand

Président

Maitre de conférences (classe A) à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou

HAMMOUM

Hocine

Rapporteur

Maitre de conférences (classe A) à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou

AIT AMAR

Rachid

Examineur

Maitre-assistant à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou

Remerciements

Je tiens à exprimer, en premier lieu, ma gratitude à toutes les personnes qui ont contribué chacun à sa manière dans la réalisation de ce mémoire de fin d'études à savoir : mes enseignants, mes collègues, mes amis et ma famille.

Que Mr. HAMMOUM Hocine, mon promoteur trouve ici l'expression de ma profonde reconnaissance pour son encadrement, ses précieux conseils et sa disponibilité. Il m'a en plus apporté toute son aide en mettant à ma disposition tous les moyens nécessaires pour mener à bien ce travail.

Sans oublier tous mes très chers amis qui m'ont soutenu et encouragé pendant la réalisation de ce travail.

Je remercie enfin, les membres du jury pour avoir accepté d'examiner ce travail.

Dédicaces

Je dédie ce modeste mémoire à la mémoire de mon cher père ainsi qu'à ma famille qui m'a toujours soutenu et encouragé pendant tout mon cursus d'étude.

Ma très chère mère que j'aime beaucoup.

Mes frères et sœurs et leurs enfants, ainsi que mes beaux-frères.

Mon adorable

Grand-Mère

Mes ami(es) et tous ceux qui ont contribué et participé à la réalisation de ce mémoire.

Liste des figure.....	
Liste des tableaux.....	
Introduction générale.....	1
Chapitre I : Recherche bibliographique	
I.1. Introduction.....	2
I.2. Définitions.....	2
I.2.1. Vulnérabilité.....	2
I.2.2. Vulnérabilité sismique.....	2
I.3. Approches d'évaluation des courbes de vulnérabilité.....	3
I.3.1. Approche basée sur les opinions des experts.....	3
I.3.2. Approche empirique.....	3
I.3.3. Approche expérimentale.....	5
I.3.4. Approche analytique.....	5
I.4. Description des méthodes de vulnérabilité par l'approche analytique.....	5
I.4.1. Méthode dynamique temporelle non linéaire.....	6
I.4.2. Méthodes d'analyse statique non linéaire :.....	6
I.4.3. Description des procédures d'évaluation du point de performance.....	7
I.4.3.1. Description de la procédure A.....	7
I.4.3.2. Description de la procédure B.....	10
I.4.3.3. Description de la procédure C.....	13
I.5. Les tours de manœuvre.....	15
I.5.1. Définition.....	15
I.5.2. Tour de manœuvre dans le monde.....	16
I.5.3. Fonctionnement de la tour.....	17
I.5.4. Classification de la tour selon RPA99 / V.2003.....	18
I.6. Demande sismique.....	18
I.6.1. Les accélérogrammes.....	18
I.6.2. Les spectres de réponse.....	20
I.6.3. Spectre de réponse élastique.....	20
I.6.4. Spectre lissé.....	21
I.6.5. Spectre inélastique.....	21
I.6.6. Spectre de capacité.....	23
I.6.7. Spectre normalisé.....	24
I.7. Conclusion.....	25

Chapitre II : Analyse Pushover

II.1.	Introduction	26
II.2.	Description de l'analyse PUSHOVER	27
II.2.1.	But de l'analyse PUSHOVER	27
II.2.2.	Le déplacement cible	28
II.2.3.	Formes de la force latérale	28
II.2.4.	Méthodologie.....	28
II.3.	Paramètres de l'analyse pushover	29
II.3.1.	Courbe de capacité	29
II.3.2.	Critères d'acceptation et niveau de performance de la rotule plastique	30
II.3.3.	Transformation de la courbe de capacité.....	31
II.3.4.	La demande sismique	33
II.3.5.	Calcul du point de performance selon ATC40	33
II.3.6.	Etat de déplacement de la structure	33
II.3.7.	La demande est inférieure à la capacité.....	34
II.3.8.	La demande est égale à la capacité.....	34
II.3.9.	La demande est supérieure à la capacité.....	35
II.4.	Estimation des degrés des dommages	35
II.4.1.	L'échelle de dommage utilisée.....	35
II.4.2.	Evaluation des dommages	36
II.5.	Conclusion.....	38

Chapitre III : Application de l'analyse Pushover à la tour de manœuvre

III.1.	Introduction	39
III.1.1.	Présentation du projet.....	39
III.1.2.	Éléments de l'ouvrage :	40
III.2.	Caractéristiques principales du logiciel.....	43
III.3.	Modélisation de la structure	43
III.3.1.	Modélisation et analyse élastique linéaire de la structure	43
III.3.2.	Vérification de la structure (RPA99/2003).....	49
III.3.3.	Définition du comportement non linéaire de la structure	50
III.3.3.1.	Définition du chargement de l'analyse Pushover.....	53
III.4.	Conclusion.....	56

Chapitre IV : Formulation des spectres de réponse pour les séismes

IV.1. Introduction	57
IV.2. Enregistrements des séismes	57
IV.3. Transformation des données accélérométriques enregistrées en spectres de réponse	58
IV.4. Conclusion.....	65

Chapitre V : Présentation et discussion des résultats

V.1. Introduction	66
V.2. Résultats de l'analyse Pushover	66
V.3. Evaluation du point de performance.....	68
V.4. Analyse des résultats	74
V.4.1. 1 Domaines de dommage :	74
V.4.2. Estimation et attribution de degré de dommage	75
V.5. Déplacements inter-étage	78
V.6. Mécanisme de ruine et états de dégradation de la structure	79
V.6.1. Demande en ductilité.....	79
V.7. Mécanisme de ruine et états de dégradation de la structure	80
V.8. Conclusion.....	83
Conclusion générale.....	84
Annexe I.....	
Annexe II.....	
Références bibliographiques.....	

Chapitre I : Recherche Bibliographique

Figure I. 1: Critère d'égalité des déplacements maximaux.....	7
Figure I. 2: Représentation bilinéaire du spectre de capacité.....	8
Figure I. 3: Types de comportement de structure.....	9
Figure I. 4: Détermination du point de performance.....	10
Figure I. 5: Représentation du spectre de capacité et du spectre de réponse.	11
Figure I. 6 : Détermination du point (a^*-d^*) et (a_y-d_y).	11
Figure I. 7: représentation d'une famille de spectres réduits.	12
Figure I. 8: Evaluation du point de performance par la méthode B.	13
Figure I. 9: Représentation bilinéaire du spectre de capacité.....	14
Figure I. 10 : Illustration de l'étape 8 de la procédure C.	14
Figure I. 11 : la tour carrée de Griffintown construite en 1913 et 1914, (Gilles, 2009)	16
Figure I. 12 : tours circulaire de Montréal construite en 1930-31. (Gilles, 2009)	16
Figure I. 13: tours carrée de Sud-Ouest de Montréal construites depuis 1870. (Gilles, 2009)	17
Figure I. 14: Exemple d'accélérogramme (en cm/s^2).....	19
Figure I. 15: Spectre élastique correspondant à un PGA de 0.5g et 5% d'amortissement (Newmark-Hall 1982)	21
Figure I. 16 : Spectre lissé.....	21
Figure I. 17 : Spectres inélastiques.....	22
Figure I. 18: Spectres de capacité.....	23
Figure I. 19: Exemple des spectres de réponse élastiques normalisés pour les différents sites de sols (à 5 % d'amortissement).....	24
Chapitre II : L'analyse Pushover	
Figure II. 1 : Signification physique de la courbe de capacité	26
Figure II. 2 : Courbe de capacité.....	29
Figure II. 3 : Représentation de la courbe de capacité selon l'ATC40.	30
Figure II. 4 : Représentation de la courbe de capacité selon FEMA273.....	31

Figure II. 5 : Transformation de la courbe de capacité.	32
Figure II. 6 : Courbes capacité-demande (cas où la demande est inférieure à la capacité).....	34
Figure II. 7 : Courbes capacité-demande (cas où la demande est égale à la capacité).....	34
Figure II. 8 : Courbes capacité-demande (cas où la demande est supérieure à la capacité)	35
Figure II. 9 : Niveaux d'endommagement décrits par une courbe de capacité.....	37

Chapitre III : Application de l'analyse Pushover à la tour de manœuvre

Figure III. 1 : Vue satellitaire de la situation du projet.	39
Figure III. 2 : Les deux façades (Sud-ouest et Sud-est).	40
Figure III. 3 : Coupe verticale du plancher terrasse.	40
Figure III. 4 : plans de la façades principale.	41
Figure III. 5 : Plan du sous-sol.....	42
Figure III. 6 : Plan du l'étage curant.	42
Figure III. 7: Introduction des caractéristiques des matériaux (acier-béton).	44
Figure III. 8 : Représentation de poteaux et poutres par des éléments « Frame ».	44
Figure III. 9 : Représentation des voiles par des éléments « Shell ».....	45
Figure III. 10 : Représentation des dalles par des éléments « Deck ».....	45
Figure III. 11 : Détermination des paramètres de l'analyse dynamique.	46
Figure III. 12: Introduction des données de la structure pour déterminer le spectre de réponse. .	47
Figure III. 13: Définition de la masse sismique.	47
Figure III. 14: Combinaisons d'actions.....	48
Figure III. 15: Liaison des planchers terrasse (Diaphragmes).	48
Figure III. 16: Encastrement des poteaux.....	49
Figure III. 17: Aperçu de la structure après modélisation.....	49
Figure III. 18: vérifications du RPA99/2003 (masses modales).	50
Figure III. 19: Définitions des rotules.	51
Figure III. 20: Définitions des rotules.	51
Figure III. 21: Attribution des rotules.	52

Figure III. 22: Modélisation des voiles par des poteaux équivalents	53
Figure III. 23: Définition du chargement de l'analyse pushover sous charges gravitaires.	54
Figure III. 24: Définition du chargement de l'analyse pushover (sens XX).	55
Chapitre IV : Formulation des spectres de réponse pour les séismes	
Figure IV. 1 : Accélérogramme Boumerdes (E-O)	58
Figure IV. 2 : Accélérogramme Boumerdes (N-S)	58
Figure IV. 3 : Interface du logiciel SEISMOMATCH.....	59
Figure IV. 4 : Introduction des données accélérométriques (sous format. DAT)	59
Figure IV. 5 : Choix des unités	60
Figure IV. 6 : Les graphes d'accélération, de déplacement et de vitesse en fonction du temps ...	61
Figure IV. 7 : Choix les paramètres de normalisation des spectres.	61
Figure IV. 8 : Choix des axes de propriétés et introduction des paramètres nécessaires.....	62
Figure IV. 9 : Spectres de réponse normalisée en fonction du temps	62
Figure IV. 10 : Spectres de réponse normalisé en fonction du déplacement	63
Figure IV. 11 : Valeurs de spectre de réponse et leurs normalisations	63
Figure IV. 12 : normalisation des spectres de réponse accélérométriques sous forme de (accélération – période).....	64
Figure IV. 13 : normalisation des spectres de réponse accélérométriques sous forme de (accélération –déplacement).....	65
Chapitre V : Présentation et discussion des résultats	
Figure V. 1: courbe de capacité donnée par le pushover (V-Sd).	66
Figure V. 2 : Donnés et résultat de l'analyse pushover (V-Sd).....	67
Figure V. 3 : courbe de capacité donnée par le pushover (Sa-Sd).	67
Figure V. 4 : Donnés et résultat de l'analyse pushover (Sa-Sd)	68
Figure V. 5 : Spectre de capacité (extrait des résultats du Pushover).	69
Figure V. 6: Programme EXCEL pour la représentation de bilinéaire de la courbe de capacité..	69
Figure V. 7: Représentation bilinéaire du spectre de capacité.	70
Figure V. 8: représentation du courbe amortissement effectif-déplacement spectrale.	71

Figure V. 9: représentation d'une famille de spectre réduit.....	72
Figure V. 10: Détermination des points ($S_{a_{pi}}$ - $S_{d_{pi}}$)	72
Figure V. 11: Détermination du point de performance	74
Figure V. 12 : domaines des dommages.	77
Figure V. 13 : Variation du domaine des dommages en fonction de l'accélération sismique.	77
Figure V. 14: Déplacements inter-étages au point de performance	78
Figure V. 15: Vue en 2D des rotules plastique de type B à l'étape 2 dans les différents éléments	80
Figure V. 16 : Apparition des rotules de type (B-IO-LS)	81
Figure V. 17 : Apparition de rotules de type (B-IO), (LS-CP).	81

Chapitre I : Recherche Bibliographique.....	
Tableau I. 1 : Valeurs minimales de SRA et SRV	9
Chapitre II : L'analyse Pushover	
Tableau II. 1 : Classification des dégâts aux bâtiments	36
Tableau II. 2 Degrés des dommages	38
Chapitre V : Présentation et discussion des résultats.....	
Tableau V. 1 : résultat de l'analyse pushover(Sd(C))-(Sa(C)).....	68
Tableau V. 2 : Les coordonnées des points A et B	70
Tableau V. 3 : Valeurs de $\xi_{\text{eff}}(\%)$ en fonction de (Say , Sdy),(Sapi , Sdpi)	73
Tableau V. 4 : Calcul des domaines des dommages.	75
Tableau V. 5 : Classification des dégâts aux structures	76
Tableau V. 6 : Le déplacement inter-étage	78
Tableau V. 7 : Description et classification des structures	79

Introduction Générale

La protection civile assume de nombreuses missions afin de protéger la population et ses bases d'existence. Elle prend en charge des personnes en quête de protection, assure la disponibilité de l'infrastructure nécessaire et des systèmes d'alarme et protège les biens culturels. En outre, la protection civile soutient les organes de conduite et les organisations partenaires de la protection de la population, en particulier la police, et la santé publique. Certaines missions très spécifiques sont déléguées à des spécialistes. C'est le cas par exemple des groupes de reconnaissance et d'intervention en milieu périlleux (GRIMP) spécialement formés pour intervenir dans des milieux (généralement verticalement) difficiles d'accès.

Et pour cela les sapeur-pompier doivent rester performant et en bonne conditions physiques pour mener à bien leur noble mission dont le besoin d' un outil qui englobe tous les geste qui sauve pour leur entraînement qu' est la tour de manœuvre qui joue un rôle important dans leur vie au quotidien . Elle contribue à la gestion d'événements qui peuvent arriver à tout moment, comme les catastrophes ou les situations d'urgence.

Dans le cadre de notre travail et ce qui concerne le volet génie civil nous nous intéressons à l'étude de cette tour de manœuvre, qui a l'instar des minarets et les cheminées des unités industrielle sont vulnérables à la sollicitation dynamique, au séisme et leur comportement mécanique est semblable à une console verticale

Ces structure doivent être symétrique est souple pour rester en états après un séisme est pour cela, nous sommes en droit de se poser les questions suivantes :

- ❖ quel est le point de performance de cet ouvrage ;
- ❖ dans quelle zone (élastique ou plastique) l'ouvrage travaille-t-il ;
- ❖ quel est le taux d'endommagement ;

Toutes ces questions ne peuvent trouver de réponse qu'après une analyse non linéaire ;

C'est ce que nous tacherons de faire à travers les quatre chapitres qui suivent.

Au chapitre I : Recherche bibliographique.

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

Au chapitre III : Application de l'analyse pushover a la tour de manœuvre.

Au chapitre IV : Formulation et normalisation des spectres de réponse pour le séisme.

Au dernier chapitre V : Présentation et discussions des résultats obtenus par cette méthode.

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

Chapitre I : Recherche bibliographique

Plan de chapitre I

I.1.	Introduction	2
I.2.	Définitions	2
I.2.1.	Vulnérabilité	2
I.2.2.	Vulnérabilité sismique	2
I.3.	Approches d'évaluation des courbes de vulnérabilité	3
I.3.1.	Approche basée sur les opinions des experts	3
I.3.2.	Approche empirique	3
I.3.3.	Approche expérimentale	5
I.3.4.	Approche analytique	5
I.4.	Description des méthodes de vulnérabilité par l'approche analytique	5
I.4.1.	Méthode dynamique temporelle non linéaire	6
I.4.2.	Méthodes d'analyse statique non linéaire :	6
I.4.3.	Description des procédures d'évaluation du point de performance	7
I.4.3.1.	Description de la procédure A	7
I.4.3.2.	Description de la procédure B	10
I.4.3.3.	Description de la procédure C	13
I.5.	Les tours de manœuvre	15
I.5.1.	Définition	15
I.5.2.	Tour de manœuvre dans le monde	16
I.5.3.	Fonctionnement de la tour	17
I.5.4.	Classification de la tour selon RPA99 / V.2003	18
I.6.	Demande sismique	18
I.6.1.	Les accélérogrammes	18
I.6.2.	Les spectres de réponse	20
I.6.3.	Spectre de réponse élastique	20
I.6.4.	Spectre lissé	21
I.6.5.	Spectre inélastique	21
I.6.6.	Spectre de capacité	23
I.6.7.	Spectre normalisé	24
I.7.	Conclusion	25

I.1. Introduction

L'Algérie a connu plusieurs séismes dévastateurs qui ont provoqués d'énormes dégâts tant sur le plan matériels que sur le plan humains. Nous citons, à titre d'exemple, le séisme 1980 d'El Asnam et le séisme 2003 de Boumerdès. Depuis, le génie parasismique est en plein essor et l'évolution de la réglementation et les méthodes de calcul sismique ont inclus de nouvelles notions ; tels que l'importance de l'étude de la vulnérabilité sismique des structures. C'est alors, que nous consacrons ce premier chapitre à la définition de la vulnérabilité en générale et la vulnérabilité sismique en particulier. Nous présenterons également une synthèse des méthodes traitant de la question avec des exemples pratiques (Ait L'hadj, 2013).

I.2. Définitions

I.2.1. Vulnérabilité

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

I.2.2. Vulnérabilité sismique

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

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

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

Enfin, la vulnérabilité sismique peut être définie comme étant le taux d'endommagement que puisse subir une structure lors d'un séisme. Pour maîtriser cette vulnérabilité, plusieurs approches ont été développées et que l'on peut regrouper en quatre grandes familles ; telles que l'approche basée sur les opinions des experts, approche empirique, approche expérimentale et approche analytique.

I.3. Approches d'évaluation des courbes de vulnérabilité

Le choix d'une approche pour évaluer les courbes de vulnérabilité représente une étape très importante afin d'arriver au bon résultat ; quatre approches ont été développées dans cet axe comme suit :

I.3.1. Approche basée sur les opinions des experts

Le premier effort réalisé pour quantifier la vulnérabilité des structures vient de l'organisme ATC (Applied Technology Council): rapport ATC 13 (Bryant. N ; 2003).

Ce rapport a été développé en 1985 par un groupe de 42 experts dans le domaine du génie parasismique, dans une période où les données des enregistrements des séismes ainsi que les données des dommages ont été peu nombreux. Cette vulnérabilité est présentée sous forme d'une matrice de probabilité de dommage qui donne l'état du dommage qui produit au niveau d'un système en fonction de l'intensité d'un séisme. Les structures étudiées dans ce rapport sont classées en 78 systèmes. Par exemple, les ponts sont classés en fonction de la longueur des travées en deux types ($L > 152.5$ m et $L < 152.5$ m). Les résultats obtenus ont été révisés par les experts plusieurs fois jusqu'à l'établissement du rapport final ATC-13 afin de minimiser les erreurs (Bryant. N ; 2003).

En effet, le ATC-13 devient rapidement une référence standard pour l'estimation de la vulnérabilité jusqu'au séisme de Northridge (1994), où les dégâts causés par ce séisme dépassaient les prévisions de ATC-13.

I.3.2. Approche empirique

La méthode empirique est l'approche la plus réaliste car elle permet d'estimer les dommages réelles des composants structuraux et non structuraux des ponts après un séisme (ÖZÜR AVŞAR ; 2009).

Cette approche est réaliste, du fait qu'elle relie ces données de dommages avec les paramètres d'un séisme (source, trajectoire, magnitude) ; du site (différentes caractéristiques) et

des structures endommagées (type de fondation, type de construction, les composantes principales et secondaires...etc.). Plusieurs chercheurs ont construit les courbes de vulnérabilité empiriques on cite les différentes méthodes utiliser dans ce qui suit :

Les premières méthodes d'analyse de la vulnérabilité à grande échelle, basées sur les inspections visuelles, se sont développées aux états unis (ATC 21,1988; FEMA, 1997 ; HAZUS, 1999). La méthodologie HAZUS (1999) est une approche développée par l'institut national des sciences de la construction « National Institut of Building Sciences, NIBS », le rapport ATC-13 a servi de fondement pour l'élaboration du logiciel HAZUS. Ce logiciel interactif permet d'évaluer le risque sismique à partir du jugement d'experts pour 36 modèles de bâtiments correspondant à la classification typologique du FEMA 1997. (Federal Emergency Management Agency), (Hemsas. M, 2010).

A l'échelle européenne, plusieurs groupes travaillent en collaboration sur la vulnérabilité sismique des structures, parmi lesquels on peut citer le groupe national de défense contre les tremblements de terres en Italie GNDT (GNDT 1993), les groupe AFPS et CETE en France...etc, (Belmouden y, et al, 2006).

Récemment, un projet européen (RISK-UE, 2003) s'est focalisé sur la vulnérabilité de sept villes européenne : Nice (France), Barcelone (Espagne), Catane (Italie), Sofia (Bulgarie), Bucarest (Roumanie), Thessalonique (Grèce), Et Bitola (Macédoine), Piloté par des institutions universitaires et des organismes de recherches, un consensus a été atteint pour la définition d'une méthodologie d'évaluation du risque sismique appliqué à l'échelle européenne, (Belmouden y, et al, 2006).

Par la suite, une étude bibliographique a été menée par le groupe de travail de l'association française de génie parasismique (AFPS) « vulnérabilité sismique du bâti existant – Approche d'ensemble » (Combescure et al, 2005) en vue d'une application en France, (Belmouden y, et al, 2006)..

Cette méthode peut servir à calibrer les fonctions de vulnérabilité développées analytiquement ou même expérimentalement (Shinozuka et al ; 2000).

I.3.3. Approche expérimentale

Une autre approche peut être utilisée pour estimer la vulnérabilité des structures, c'est l'approche expérimentale ; comme son nom l'indique, cette approche utilise les résultats tirés des essais réalisés au laboratoire sur des systèmes ou bien des éléments de ces systèmes. Ces essais nous aident à déterminer et mieux comprendre le comportement réel d'une structure sous différents chargements et par la suite d'établir une relation entre les dégradations produites et les paramètres concernant le type de chargement et la structure. En plus, ce type d'essais est très coûteux et on ne peut dans tous les cas, faire une application sur une structure réelle avec ses différents éléments (O. Maachou ; 2004).

Cette approche est souvent combinée et utilisée avec d'autres approches telles que l'approche analytique.

I.3.4. Approche analytique

Paradoxalement à l'approche empirique, l'approche numérique peut être utilisée pour générer les fonctions de vulnérabilité des structures lorsque les données sur les enregistrements de séismes n'existent pas (Nielson, 2003 ; Shinozuka et al. 2000c), ou lorsque l'expérimentation serait d'un coût excessif.

Les résultats d'analyse sont utilisés pour établir des courbes de vulnérabilité analytiques en déterminant la probabilité de dépasser un état de dommage limite spécifié (ÖZÜR AVŞAR ; 2009) ; en se basant sur les caractéristiques du système étudié, du site et du modèle de calcul ; ces courbes peuvent être représentées par différents paramètres d'un séisme tels que : PGA (Accélération maximale du sol), PGV (Vitesse maximale du sol), PGD (Déplacement maximum du sol), l'intensité et la magnitude.

Les courbes analytiques, calculées à partir de modèles numériques, sont plus précises mais ne s'appliquent qu'à un ouvrage ou un type d'ouvrage (Pan ; 2007).

L'établissement des courbes de vulnérabilité par l'approche analytique reste la plus intéressante.

I.4. Description des méthodes de vulnérabilité par l'approche analytique

Deux méthodes analytiques peuvent être réalisées pour construire la courbe de vulnérabilité :

1. Méthode dynamique temporelle non linéaire
2. Méthode d'analyse statique non linéaire.

On va entamer par la suite une description détaillée des deux méthodes citées précédemment.

I.4.1. Méthode dynamique temporelle non linéaire

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

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{X}}(\mathbf{t} + \Delta\mathbf{t}) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{X}}(\mathbf{t} + \Delta\mathbf{t}) + \mathbf{K}\mathbf{X}(\mathbf{t} + \Delta\mathbf{t}) = -\mathbf{M}\ddot{\mathbf{X}}_g(\mathbf{t} + \Delta\mathbf{t}) \quad (\text{I. 1})$$

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

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

I.4.2. Méthodes d'analyse statique non linéaire :

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

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

Cette méthode utilise l'approche en ductilité pour la détermination du point de performance.

I.4.3. Description des procédures d'évaluation du point de performance

Il existe trois procédures dans le code ATC40 pour le calcul du point de performance, à savoir les procédures A, B et C. Les procédures A et B sont analytiques et peuvent être programmées, alors que la procédure C est purement graphique et plus adapté à l'analyse à la main.

Les trois types de comportement structurel représentent :

- Le type A représente un comportement ductile avec une boucle d'hystérésis raisonnablement complète.
- Le type B représente le comportement intermédiaire (semi-ductile).
- Le type C représente le comportement fragile (pas de déformation plastique).

I.4.3.1. Description de la procédure A

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

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

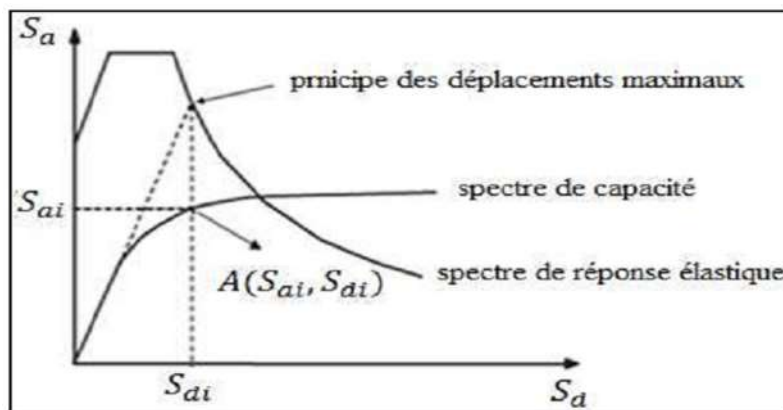


Figure I. 1: Critère d'égalité des déplacements maximaux.

4. développer une représentation bilinéaire du spectre de capacité à partir du point A (S_{ai} - S_{di}), de sorte que l'aire sous le spectre de capacité soit le même que celui sous la courbe bilinéaire qui permet la sélection des limites élastiques (S_{ay} - S_{dy}) (figure I.2).

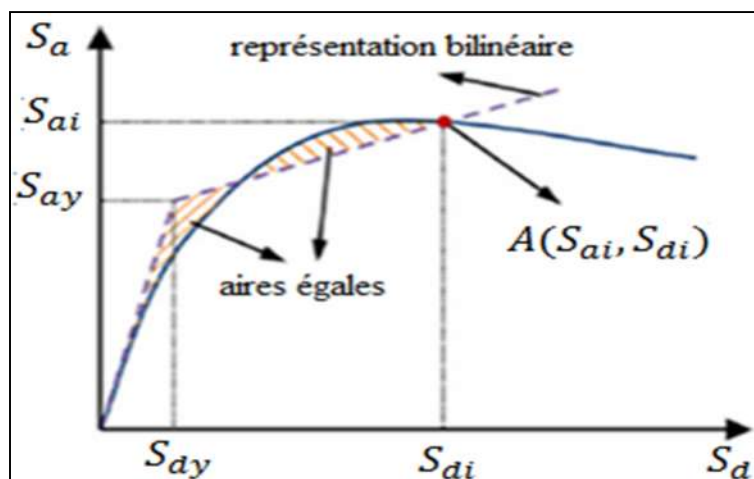


Figure I. 2: Représentation bilinéaire du spectre de capacité.

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

$$\xi_{eff} = 0.05 + \kappa \cdot \xi_o \tag{I.2}$$

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 :

$$\xi_o = 0.637 \cdot \frac{(S_{ay} S_{di} - S_{dy} S_{ai})}{S_{ai} S_{di}} \tag{I.3}$$

Le facteur κ dépend du comportement de la structure, qui à son tour dépend du système de contreventement et de la durée du séisme. Pour simplifier, le code (ATC-40,1996) définit trois types de comportement structurel (figure I.3).

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

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

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

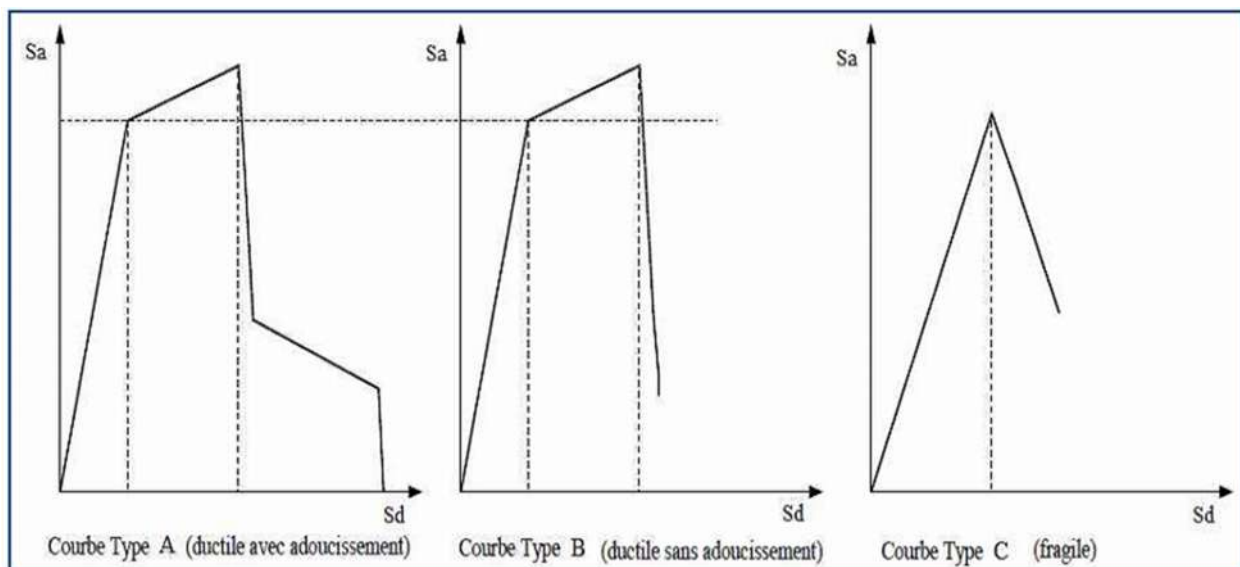


Figure I. 3: Types de comportement de structure.

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

$$S_{RA} = \frac{3.21 - 0.68 \ln (\xi_{eff})}{2.12} \geq \text{valeur tableau I.1} \quad (I.4)$$

$$S_{RV} = \frac{2.31 - 0.41 \ln (\xi_{eff})}{1.65} \geq \text{valeur tableau I.1} \quad (I.5)$$

Tableau I. 1 : Valeurs minimales de S_{RA} et S_{RV} .

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

7. Tracer le spectre de la demande, réduit par les coefficients S_{RA} et S_{RV} (figure I.4). Le déplacement correspondant à l'intersection des courbes est le point S_{dp} , tel que

$$0.95 S_{di} \leq S_{dp} \leq 1.05 S_{di} \quad (I.7)$$

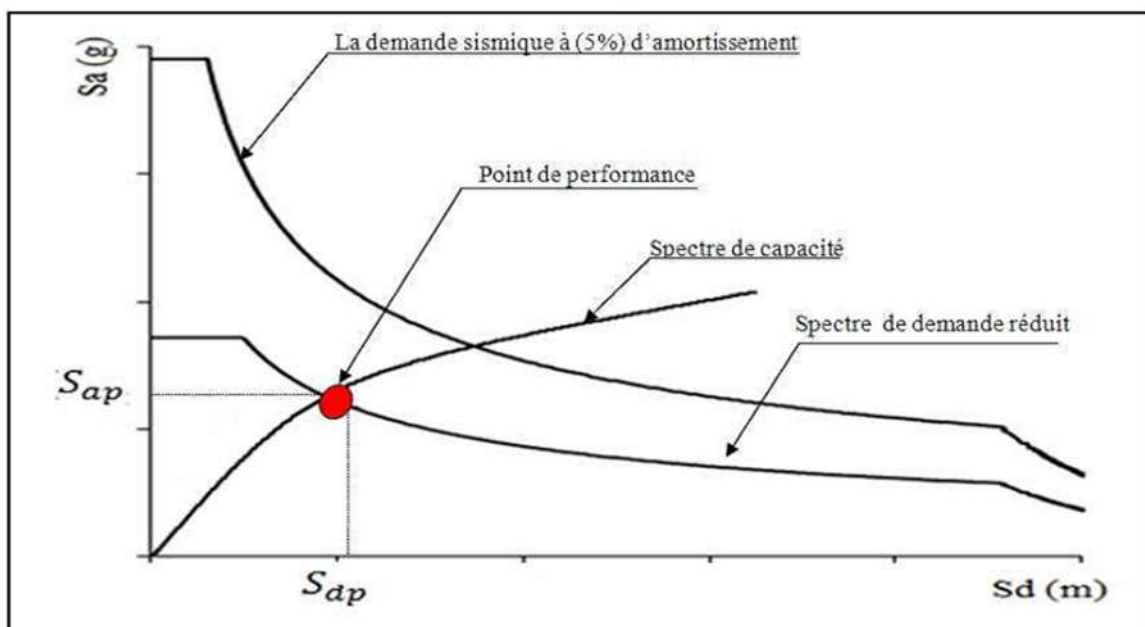


Figure I. 4: Détermination du point de performance.

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.

I.4.3.2. 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 I.5).

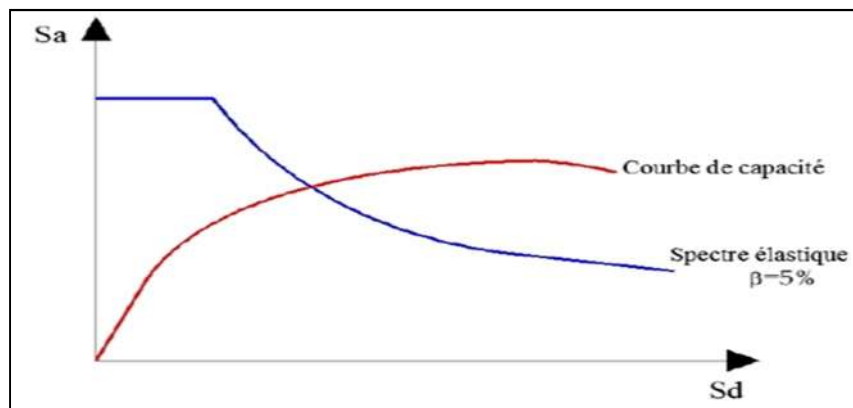


Figure I. 5: Représentation du spectre de capacité et du spectre de réponse.

5. Développer une représentation bilinéaire de la courbe de capacité (figure I.6). 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 I.6). Le segment post élastique est déterminé en reliant ce point à un autre point (a_y-d_y) qui est déterminé de telle manière à avoir l'égalité des surfaces (figure I.6).

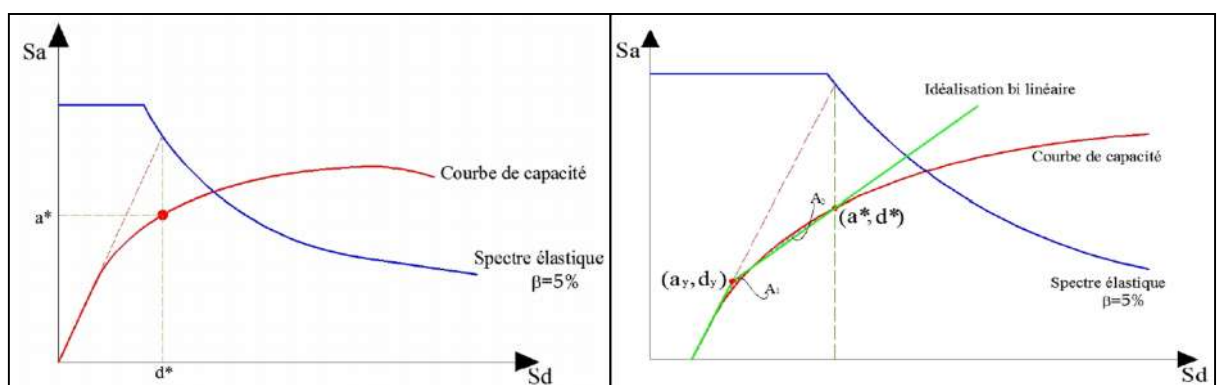


Figure I. 6 : Détermination du point (a^*-d^*) et (a_y-d_y) .

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

Si on considère un point $(a_{pi}-d_{pi})$ sur le segment post élastique de la représentation bilinéaire, la pente p du segment peut être calculée par l'équation I.8) suivante :

$$p = \frac{(a_{pi} - a_y)}{(d_{pi} - d_{yi})} = \frac{(a^* - a_y)}{(d^* - d_y)} \tag{I.7}$$

Le terme (**api**) peut être calculé en fonction du terme (dpi) par l'équation (I.4) :

$$a_{pi} = \frac{(a^* - a_y) - (d_{pi} - d_{yi})}{(d^* - d_y)} + a_y \tag{I.8}$$

Les valeurs du terme (api) sont introduites dans l'équation (I.4) pour obtenir l'équation (I.9) qui suit :

$$\xi_{eff} = 0.05 + \kappa \cdot \xi_o = 0.05 + k \frac{0.637 (a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{(a_{pi} d_{pi})} \tag{I.9}$$

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

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

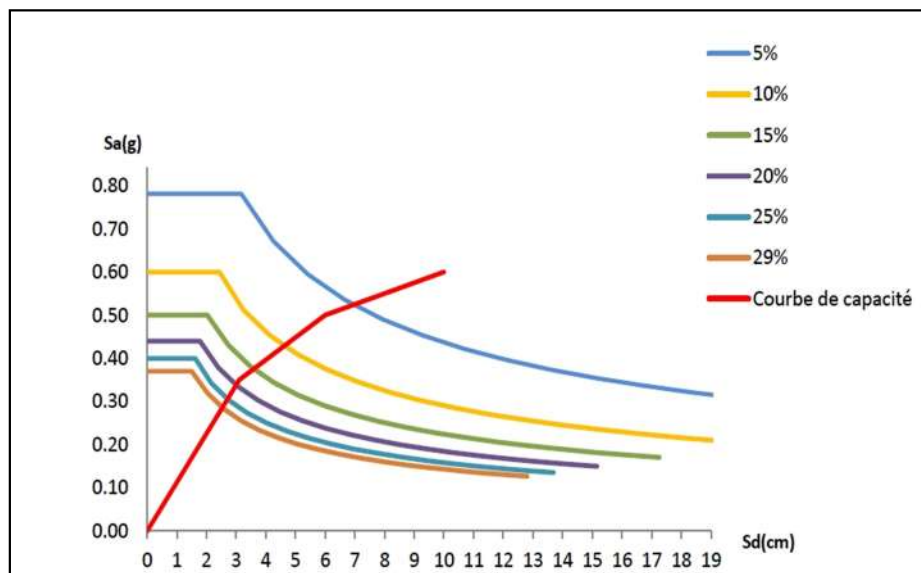


Figure I. 7: représentation d'une famille de spectres réduits.

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

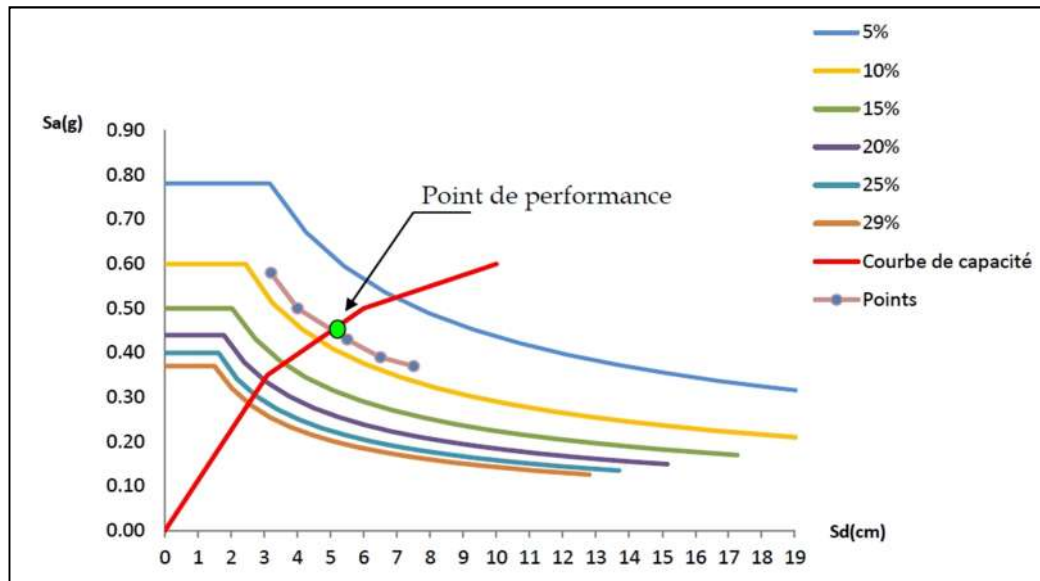


Figure I. 8: Evaluation du point de performance par la méthode B.

I.4.3.3. Description de la procédure C

Dans les trois procédures précédentes le calcul du point de performance à savoir la procédure A, B et C. Pour évaluer le point de performance, la méthode graphique (procédure C) est la plus indiquée et la plus simple d'utilisation. Elle consiste en la superposition de la demande sismique et la capacité qui se présente sous un format (S_a-S_d). Cette procédure, nécessite 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.

Développer une représentation bilinéaire du spectre de capacité (figure I.9).

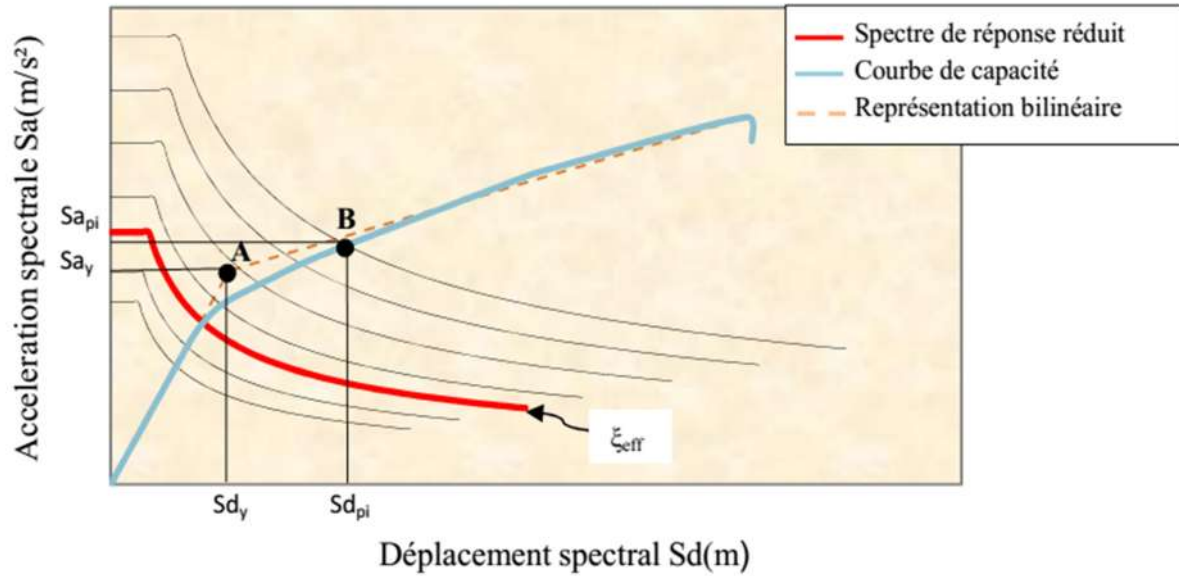


Figure I. 9: Représentation bilinéaire du spectre de capacité.

4. déterminer les rapports $(S_{api}/S_{ay})/(S_{dpi}/S_{dy})$ et (S_{dpi}/S_{dy}) .
5. déterminer la valeur de l'amortissement effectif, en utilisant les valeurs trouvées dans l'étape 5 et celles tirées des tableaux I.I, I.2 et I.3 donnés en (annexe I) ;
6. 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 I.10) ;

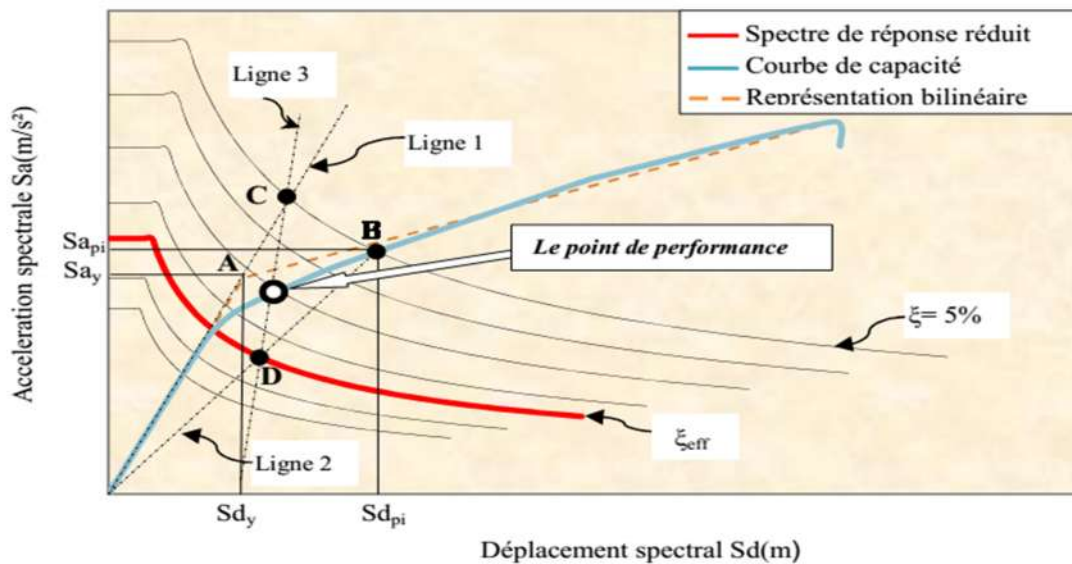


Figure I. 10 : Illustration de l'étape 8 de la procédure C.

7. Le point d'intersection de la ligne 3 avec le spectre de capacité est considéré comme point de performance $S_{ap2}-S_{dp2}$;

8. 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.

I.5. Les tours de manœuvre

L'histoire nous démontre quotidiennement que la vie comporte des risques et provoque régulièrement des incidents et des sinistres avec des accidents plus ou moins graves allant jusqu'à des catastrophes. Selon les risques, qu'ils soient courants, majeurs ou extraordinaires, les conséquences peuvent être néfastes pour un particulier, une entreprise ou pour toute une communauté. Il importe à une nation et à son Gouvernement de développer une stratégie de protection de chaque individu, de sa population, de son environnement et de son économie.

L'Égypte et la Grèce anciennes, où des gardes et rondes de nuit étaient effectuées et où des pompes manuelles auraient été employées pour éteindre des incendies. Cependant, de telles tentatives étaient d'une ampleur limitée lorsqu'elles sont comparées aux grandes organisations qui se sont développées ensuite à Rome et dans de nombreuses autres villes. La première brigade de pompiers romains (les Vigiles urbani) a été fondée pour mission de combattre le feu au moyen de seaux et de pompes pour transporter l'eau, mais également de divers outillages incluant les siphonnes (pompes perfectionnées par Ctésibios, ancêtres de la pompe à bras) jusqu'aux catapultes permettant de détruire les maisons avant l'arrivée des flammes afin de contenir le foyer de l'incendie. Les cohortes urbaines sous l'empereur Auguste sont chargées de la prévention et de la surveillance (Courcy-Legros L).

À la même époque, aux États-Unis, la ville de Jamestown, en Virginie, a été complètement détruite par un incendie au mois de janvier 1608. Un système de « surveillants » des incendies fut mis en place dans la ville de New York en 1648. Les surveillants avaient pour mission de patrouiller à travers la ville en inspectant les cheminées des bâtiments. Les tours de garde étaient réalisés par huit personnes, qui réveillaient les habitants pour combattre l'incendie, si nécessaire avec de simples seaux d'eau. À Boston, les importants incendies qui eurent lieu en 1653 et 1676 ont incité la ville à prendre d'importantes mesures pour lutter contre les incendies. C'est Louis XVI qui en 1776 créa le premier corps des pompiers. Il autorisa l'installation de pompes à feu pour approvisionner Paris en eau de manière régulière (Courcy-Legros L).

I.5.1. Définition

Une tour de manœuvre se situe dans une caserne de pompiers (aussi appelée « arsenal » en Europe ou « maison des pompes » au Canada) est un bâtiment qui sert à loger les pompiers et les matériels nécessaires à la lutte contre l'incendie, notamment le matériel roulant.

I.5.2. Tour de manœuvre dans le monde

Il existe différentes tours dans le monde, tour carrée, tour rectangulaire, tour circulaire...etc.

On donne quelque exemple de tour de manœuvre dans ce qui suit :



Figure I. 11 : la tour carrée de Griffintown construite en 1913 et 1914, (Gilles, 2009)



Figure I. 12 : tours circulaire de Montréal construite en 1930-31. (Gilles, 2009)



Figure I. 13: tours carrée de Sud-Ouest de Montréal construites depuis 1870. (Gilles, 2009)

I.5.3. Fonctionnement de la tour

La Tour de manœuvres offre des possibilités optimales d'entraînement technique des sapeurs-pompiers pour maîtriser toutes les opérations de grimpe et de sauvetage et toutes les procédures utilisées. Elle permet de renforcer leurs conditions physiques et contribue considérablement à créer une endurance psychique aux émotions lors d'activités à risque. Elle crée également un environnement méthodiques dans lequel on utilise des précédés et principes d'entraînements modernes et garantit un taux élève de réussite et de sécurité par l'accroissement progressif des exigences d'entraînement et du respect de la compétence individuelle. Hormis l'entraînement individuel, la Tour de manouvres offre des possibilités de travail en groupes de renforcement des opérations relatives aux prises de décisions opérationnelles et de gestion d'opérations d'intervention sains que les possibilités de coordination d'activités lors d'opérations communes avec d'autres organes de sauvetage.

Contrairement aux entraînements standard, la Tour de manouvre présents des activités plus variées, un entraînement possible de 10 personnes en même temps et en particulier aux travaux de sauvetage dans un espace tridimensionnel réel tout en utilisant les moyens techniques d'extinction d'incendies. L'application de moyens d'imitations optiques, acoustiques et fumigènes augmentent encore plus le sentiment de travailler dans des situations en milieu réel. La tour de manœuvres permis de l'entraînement intensif dans les activités suivantes :

- Sauvetage des personnes par l'extérieur;
- Sauvetage dans des puits, fosses en excavations;

- Protection individuelle contre les chutes;
- Descente à l'aide de cordes simples en rappel;
- Descente et m'entée sur des échelles de cordes, sur des filets et constructions métalliques;
- Reconnaissance d'appartement ou ouverture de porte ;
- Utilisation de moyens de sauvetage spéciaux et de techniques de transport;
- Coordination d'actions humaines et de techniques de sauvetage dans différentes situations et conditions de risques.

I.5.4. Classification de la tour selon RPA99 / V.2003

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et de son importance vis à vis des objectifs de protection fixés par la collectivité.

Les listes décrites ci-dessous sont nécessairement incomplètes. Cependant, elles permettent d'illustrer cette classification qui vise à protéger les personnes, puis les biens économiques et culturels de la communauté.

Selon le règlement parasismique Algérien notre structure est classée dans le groupe **1A "Ouvrages d'importance vitale"** , (RPA99 / V.2003)

I.6. Demande sismique

Le tremblement de terre correspond à une vibration transitoire du sol provoquée par une libération soudaine de l'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre. Le mouvement sismique est souvent caractérisé par :

- L'analyse temporelle accélérométrique
- L'analyse spectrale traditionnelle.

I.6.1. Les accélérogrammes

Notre compréhension des forces ou déformations induites par les séismes s'est développée de manière considérable conséquemment à des mouvements de sol dus aux séismes, ou à la réponse des structures enregistrée sous forme d'accélérogrammes.

Les mouvements du sol enregistrés lors d'un séisme s'écrivent principalement sous la forme d'accélérogramme qui représente la variation de l'accélération dans une direction donnée

en fonction du temps (figure I.11); nous pouvons de même enregistrer la vitesse ou le déplacement des particules du sol.

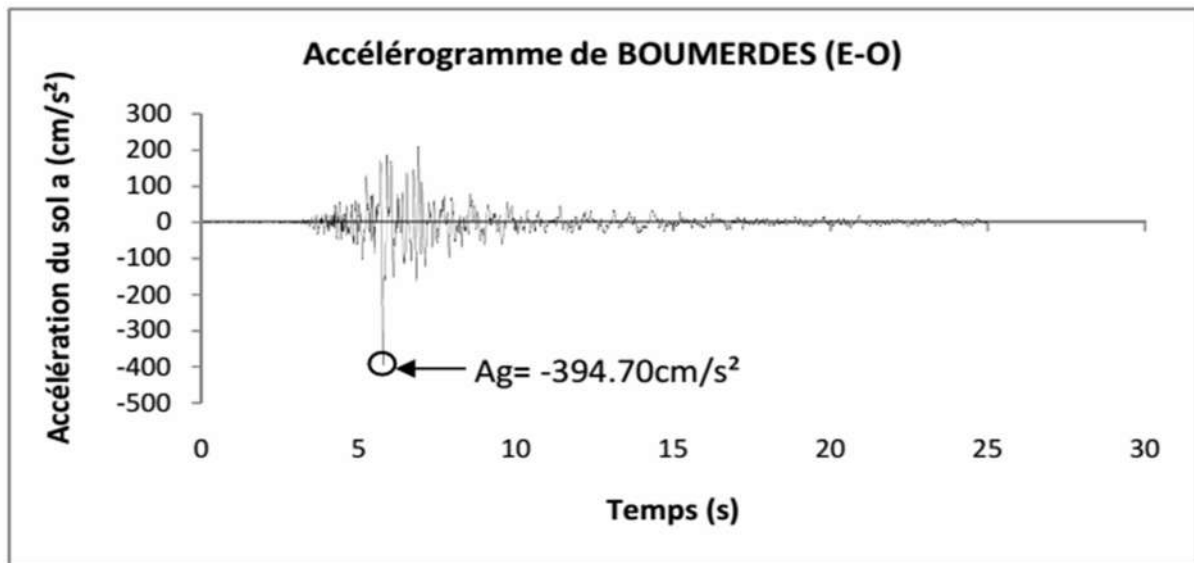


Figure I. 14: Exemple d'accélérogramme (en cm/s²)

Il convient de noter qu'en un point donné du sol, les mouvements des particules lors d'un séisme s'effectuent dans toutes les directions à l'horizontale comme à la verticale. C'est-à-dire, il est enregistré habituellement pour un même séisme trois accélérogrammes :

- Un accélérogramme de direction Nord-Sud ;
- Un accélérogramme de direction Est-Ouest ;
- Un accélérogramme de direction verticale.

L'amplitude du mouvement vertical est nettement inférieure à celle du mouvement horizontal, il est généralement admis de prendre un rapport de 2/3 entre ces amplitudes.

L'une des trois données la plus importante d'un accélérogramme est celle de la (figure I.14) :

- **L'amplitude** : elle est généralement définie par la valeur du pic d'accélération ;
- **La fréquence** : la une fréquence moyenne est déterminée en comptant le nombre de fois que l'accélérogramme coupe l'axe des abscisses par unité de temps ;
- **La durée** : elle est définie par le temps qui s'écoule entre le premier et le dernier pic au-dessus d'un certain niveau où l'amplitude des accélérations est notablement plus élevée.

I.6.2. Les spectres de réponse

L'approche commune dans le dimensionnement parasismique courant est de caractériser les effets sismiques par des spectres de réponse, c'est à dire de définir le chargement sismique par une représentation non plus dans le domaine du temps (accélérogramme) (figure I.12), mais dans le domaine des fréquences. Depuis son introduction par Housner dans les années cinquante, le spectre de réponse est devenu un outil indispensable dans le dimensionnement parasismique, adapté par la suite pour l'analyse et le dimensionnement structurel inélastique. Il a été, par ailleurs, reconnu que le comportement inélastique réduit la demande de résistance d'une structure de ce qu'elle devrait être si le comportement est purement élastique. Ceci est pris en considération dans les clauses réglementaires à travers un coefficient réducteur de force dépendant du niveau de ductilité de la réponse. Actuellement, le spectre de réponse forme la base dans le processus d'évaluation des forces sismiques dans la majorité des codes parasismiques, (Hassani.k, 2013).

I.6.3. Spectre de réponse élastique

La réponse élastique d'un système à un seul degré de liberté est déterminée après avoir digitalisé l'accélérogramme (naturel ou artificiel) d'un séisme donné en assumant des valeurs numériques pour la période et l'amortissement. Le mouvement dynamique est appliqué à la base du modèle (comme une console représentant la structure encastree dans le sol). L'histoire complète de la réponse de ce système élastique peut être calculée. Les valeurs maximales des accélérations, vitesses et déplacements sont alors déterminées. En répétant cette procédure pour un grand nombre de systèmes pour une valeur spécifique de l'amortissement, le graphe du spectre de réponse est obtenu. Pour cause d'effet de résonance, le spectre a la tendance à amplifier l'action sismique pour une certaine gamme de périodes, (Belkhir Med. A. 2012).

Le but de ces spectres est d'introduire cette amplification. Il existe deux manières de représentation du spectre de réponse:

Tripartite; la réponse de tous les paramètres ensemble (figure I.15).

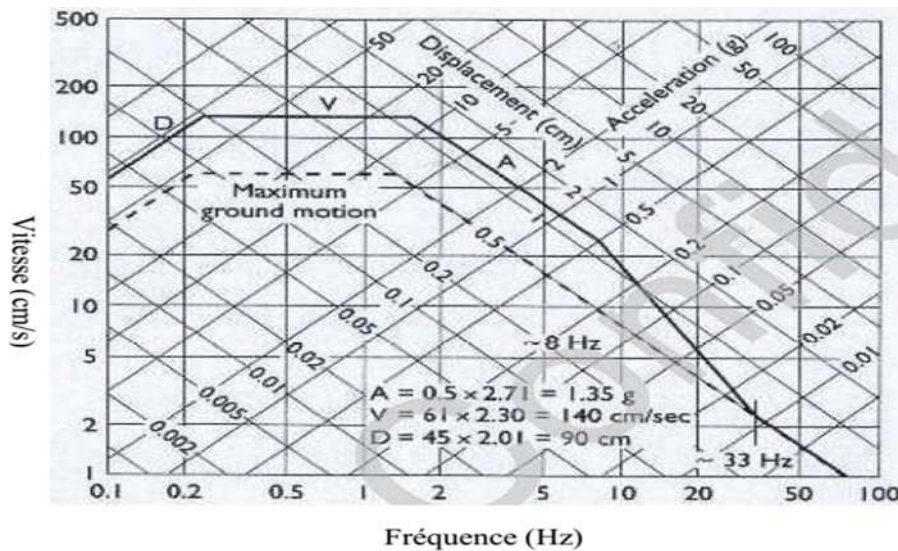


Figure I. 15: Spectre élastique correspondant à un PGA de 0.5g et 5% d'amortissement (Newmark-Hall 1982)

I.6.4. Spectre lissé

Comme le spectre élastique actuel présente beaucoup de pics, il ne pourra, donc, être utilisé dans la pratique, pour cela il devient nécessaire de le lisser (figure I.16). Cette ondulation est lissée par une combinaison de variations linéaires et hyperboliques, (FEMA, NEHRP, 1997).

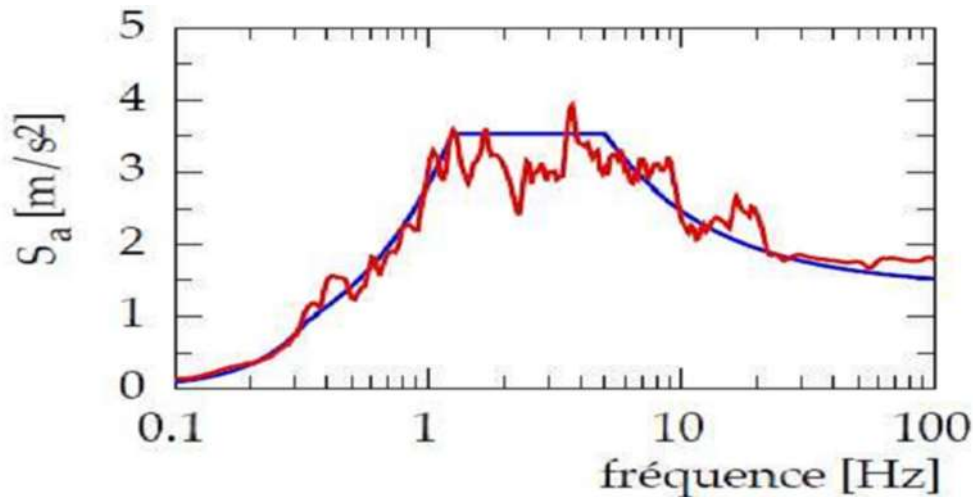


Figure I. 16 : Spectre lissé

I.6.5. Spectre inélastique

Le spectre de réponse élastique est obtenu à partir de l'amplification de la réponse maximale du mouvement du sol exprimée soit en accélération, vitesse et déplacement sous l'effet de la résonance. Le spectre inélastique est obtenu en réduisant le spectre élastique de calcul afin de tenir compte de la capacité de dissipation d'énergie de la structure, (Hassani. K, 2013).

Ce spectre inélastique peut être obtenu de plusieurs façons :

- En réduisant le spectre de réponse élastique par un coefficient empirique indépendant de la période de vibration de la structure connu aussi comme facteur de comportement R afin de considérer la déformation inélastique de la structure (figure I.17.a).
- En réduisant le spectre de réponse élastique par un coefficient variable en fonction de la période de vibration de la structure connu comme le facteur de comportement (R ou q) afin de considérer la déformation inélastique de la structure (figure I.17.b).
- Le spectre inélastique peut être déterminé directement en utilisant un système élasto-plastique à un seul degré de liberté sujet à un mouvement du sol (figure I.17.c). Le spectre inélastique dans ce cas prend en considération les conditions locales du site, la période de vibrationetc, (FEMA, NEHRP, 1997).

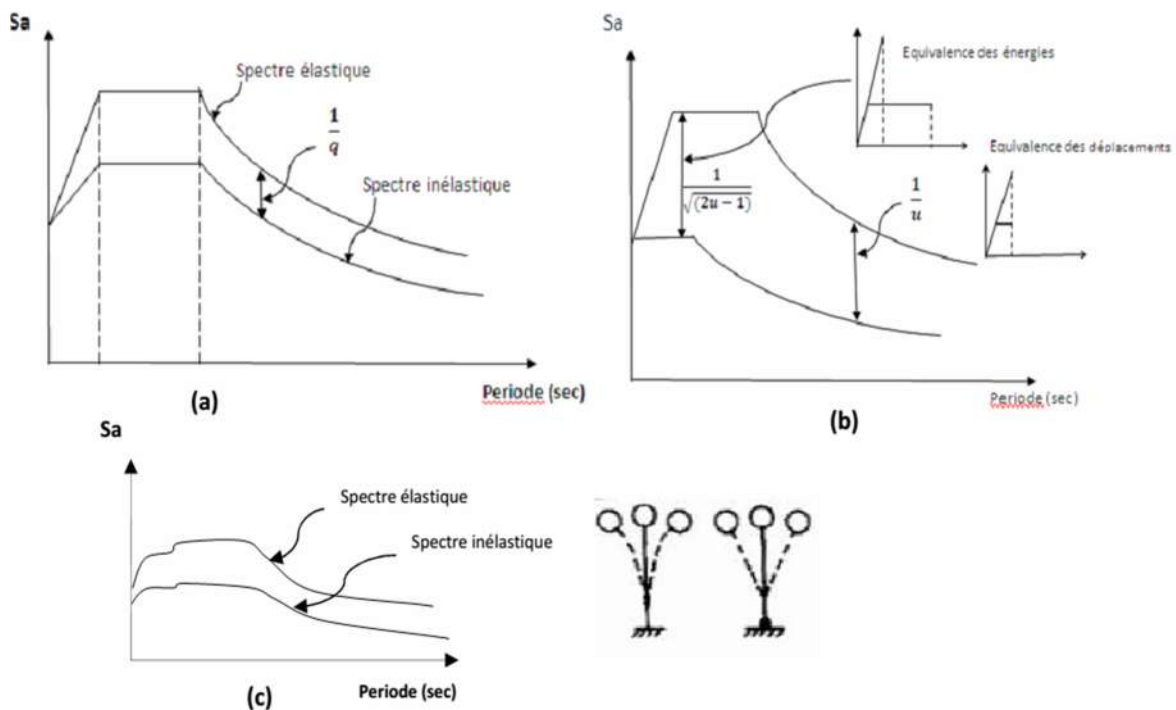


Figure I. 17 : Spectres inélastiques

Avec:

- (a) R constant,
- (b) R variable,
- (c) Détermination directe à travers un système élasto-plastique
(Méthode de NEWMARK et HALL)

I.6.6. Spectre de capacité

L'une des étapes primordiales dans la procédure d'évaluation de la capacité parasismique (performance sismique) des structures, consiste en l'estimation inélastique max « demande » sous un niveau d'excitation sismique donné. Des méthodes simplifiées ont été proposées afin d'éviter l'analyse temporelle non linéaire. Les plus utilisées sont la méthode du spectre de capacité et la méthode du coefficient de déplacement. Le spectre de capacité est une autre alternative de représentation du spectre inélastique. Au lieu d'utiliser le graphe accélération-période, une courbe force-capacité (accélération-déplacement) est tracée (figure I.18). L'avantage de cette représentation est l'illustration conjuguée de la force et de la demande de déplacement. Pour les forces élastiques la demande du déplacement élastique et la période élastique peuvent être déterminées. Pour le comportement inélastique la demande du déplacement inélastique est obtenue au niveau de la branche horizontale de la courbe de capacité avec un spectre inélastique réduit; et la période concordante avec le déplacement inélastique peut être déterminée, (Hassani.k, 2013).

La méthode du spectre de capacité incluse dans la procédure **ATC 40** est basée sur la méthode de linéarisation équivalente, dans laquelle le déplacement inélastique max est évalué en utilisant une méthode itérative nécessitant l'analyse d'une série de systèmes linéaires équivalents. Simultanément, le document **FEMA 273** adopte la méthode du coefficient de déplacement où la déformation inélastique max d'une structure est estimée à partir de la déformation élastique max en utilisant un coefficient modificateur C , (FEMA et al 1997).

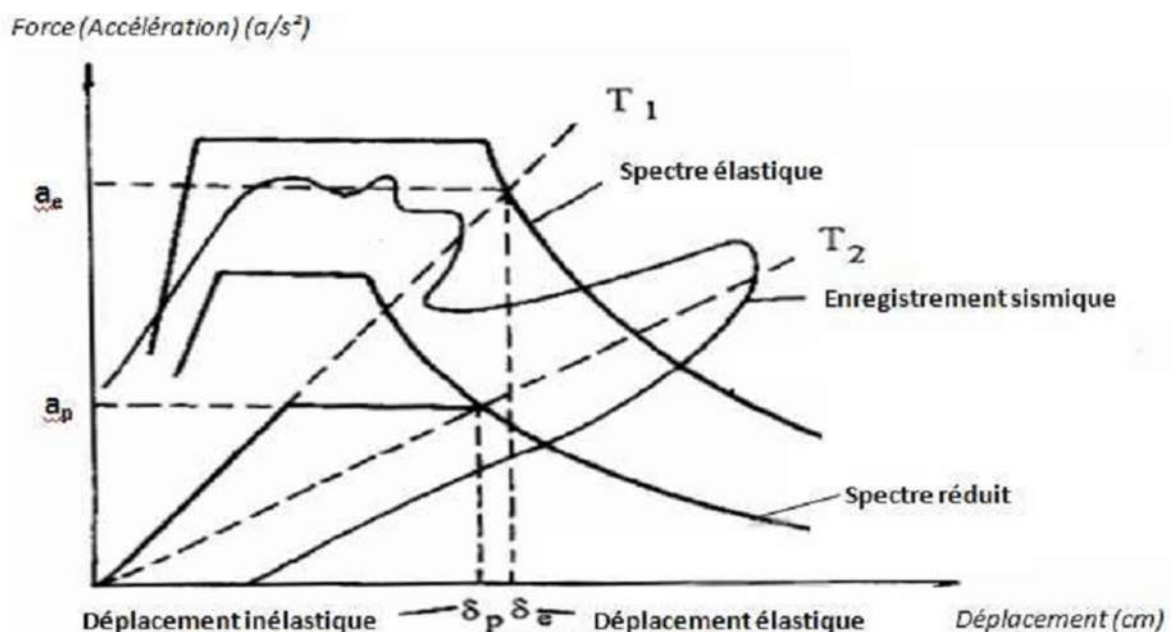


Figure I. 18: Spectres de capacité

I.6.7. Spectre normalisé

Il est d'usage recommandé d'employer un spectre de dimensionnement ou de calcul de forme générale tel que indiquée sur la (figure I.19), il est souvent normalisé pour la valeur max de l'accélération du sol. Le spectre de dimensionnement prend les valeurs max des pseudos accélérations 'Sa' en fonction de la période et d'un coefficient d'amortissement donné. Cependant, il a été constaté qu'adopter un comportement élastique pour une structure, donnera de grandes forces sismiques qui conduiront inévitablement à des coûts très élevés, car nul avantage n'a été tiré de l'aptitude de dissipation d'énergie. Cette dernière est atteinte à travers le comportement inélastique des matériaux constitutants, et concrétisée naturellement par l'apparition des fissures et la plastification des aciers, (Hassani.k, 2013).

Dans le but de réduire les forces sismiques induites par la réponse structurelle, cette inélasticité est introduite à travers un amortissement hystérétique reconverti généralement en amortissement visqueux équivalent.

Le spectre d'accélération recommandé par les différents codes pour le dimensionnement de structures parasismiques introduit l'effet de site (S) à travers la période caractéristique (T_1).

Le facteur de site désigne effectivement le rapport des réponses d'accélérations spectrales dans les plages des moyennes et longues périodes. Il a été introduit afin d'adapter le spectre donné pour un site rocheux aux autres sites, en d'autres termes modifier ce spectre en fonction de la catégorisation de sites (figure I.16), (FEMA et al 1997).

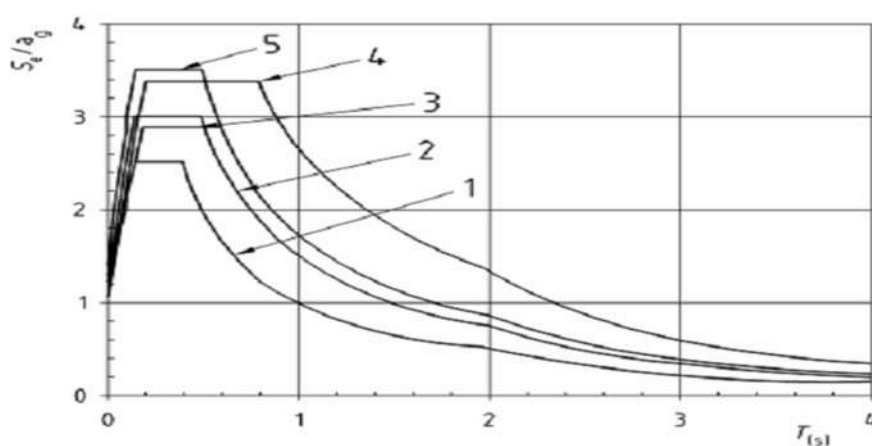


Figure I. 19: Exemple des spectres de réponse élastiques normalisés pour les différents sites de sols (à 5 % d'amortissement).

Dans ce chapitre, on a parlé sur les différents spectres de réponse, ce qu'on verra une explication bien détaillée sur la normalisation des spectres de réponse dans le chapitre IV

I.7. Conclusion

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

Comme mentionné dans l'introduction générale, et afin de répondre aux différentes questions posées, nous utiliserons dans le cadre de notre étude la méthode non linéaire « pushover » pour l'analyse du comportement d'une tour de manœuvre de la protection civile dans le domaine non linéaire. Cette méthode sera donc largement exposée au chapitre II.

Chapitre II : L'analyse Pushover

Plan de chapitre II

II.1.	Introduction	26
II.2.	Description de l'analyse PUSHOVER	27
II.2.1.	But de l'analyse PUSHOVER.....	27
II.2.2.	Le déplacement cible.....	28
II.2.3.	Formes de la force latérale	28
II.2.4.	Méthodologie	28
II.3.	Paramètres de l'analyse pushover.....	29
II.3.1.	Courbe de capacité	29
II.3.2.	Critères d'acceptation et niveau de performance de la rotule plastique	30
II.3.3.	Transformation de la courbe de capacité	31
II.3.4.	La demande sismique.....	33
II.3.5.	Calcul du point de performance selon ATC40.....	33
II.3.6.	Etat de déplacement de la structure.....	33
II.3.7.	La demande est inférieure à la capacité	34
II.3.8.	La demande est égale à la capacité	34
II.3.9.	La demande est supérieure à la capacité	35
II.4.	Estimation des degrés des dommages	35
II.4.1.	L'échelle de dommage utilisée.....	35
II.4.2.	Evaluation des dommages	36
II.5.	Conclusion	38

II.1. Introduction

L'analyse en poussée progressive (*pushover* en anglais) est une analyse statique non linéaire. Elle est exécutée en imposant des charges horizontales distribuées sur la hauteur de structure, croissant de façon monotone de zéro jusqu'à l'état limite ultime correspondant à l'initiation de l'effondrement de la structure. Les charges gravitaires demeurent constantes durant l'analyse.

L'analyse *pushover* est appliquée pour vérifier la performance sismique des structures, en particulier pour :

- évaluer les mécanismes plastiques attendus et les dommages en déterminant la formation et la distribution des rotules plastiques successives conduisant à un mécanisme de ruine ;
- évaluer les forces et les déplacements post-élastiques de la structure ;
- évaluer la performance sismique des structures existantes ou renforcées.

Le résultat de l'analyse *pushover* est une courbe de " capacité " de la structure (appelée aussi courbe *pushover*), qui donne une relation graphique entre l'effort tranchant à la base de cette dernière et le déplacement de contrôle (d), qui, en général, pour un bâtiment, est choisi comme étant le déplacement en tête de ce dernier (figure II.1), (Mazari. A)

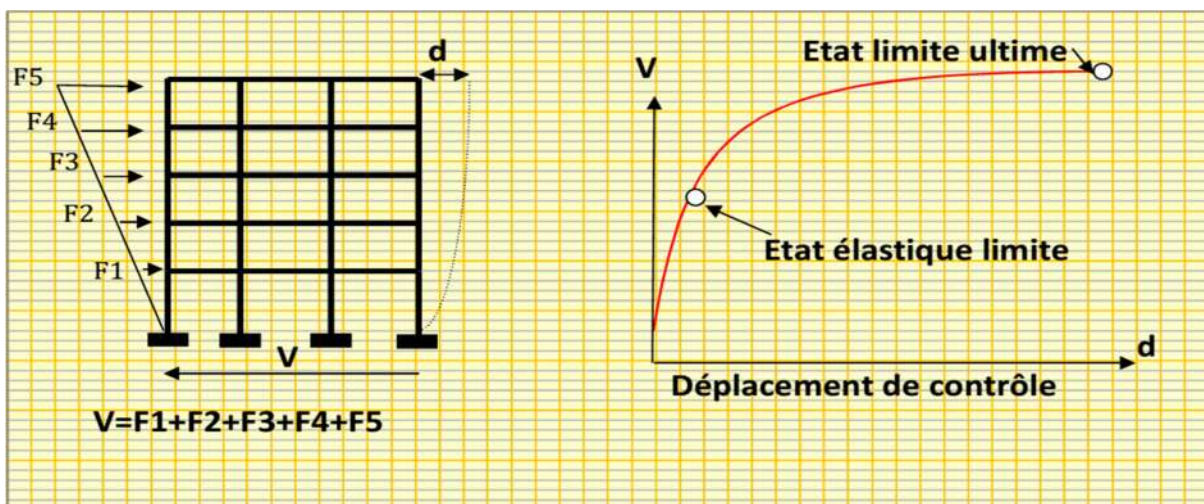


Figure II. 1 : Signification physique de la courbe de capacité

II.2. Description de l'analyse PUSHOVER

L'analyse statique PUSHOVER est basée sur l'hypothèse que la réponse d'une structure peut être assimilée à celle d'une structure à un seul degré de liberté équivalent. Les chercheurs ont montré que ces hypothèses donnent de bons résultats concernant la réponse sismique (déplacement maximal) donnée par le premier mode de vibration de la structure simulé par un système linéaire équivalent, (HAMOU K, et al.).

II.2.1. But de l'analyse PUSHOVER

Le but de l'analyse PUSHOVER est de décrire le comportement réel de la structure et d'évaluer les différents paramètres en termes de sollicitations et déplacements dans les éléments de la structure. L'analyse PUSHOVER est supposée fournir des informations sur plusieurs caractéristiques de la réponse qui ne peuvent être obtenues par une simple analyse élastique :

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

On passe à la détermination du déplacement cible par lequel on détermine la performance sismique, tout en tenant compte de la forme de la force latérale.

II.2.2. Le déplacement cible

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

II.2.3. Formes de la force latérale

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

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

II.2.4. Méthodologie

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

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

Avec :

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

II.3. Paramètres de l'analyse pushover

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

II.3.1. Courbe de capacité

Elle traduit la capacité des structures à résister au séisme et représente l'effort tranchant à la base de la structure en fonction du déplacement de cette dernière (figure II.2). Cette courbe est formée par une phase à caractère élastique linéaire suivie d'une phase non linéaire qui correspond à la formation des rotules plastiques. (Ait L'hadj, 2013)

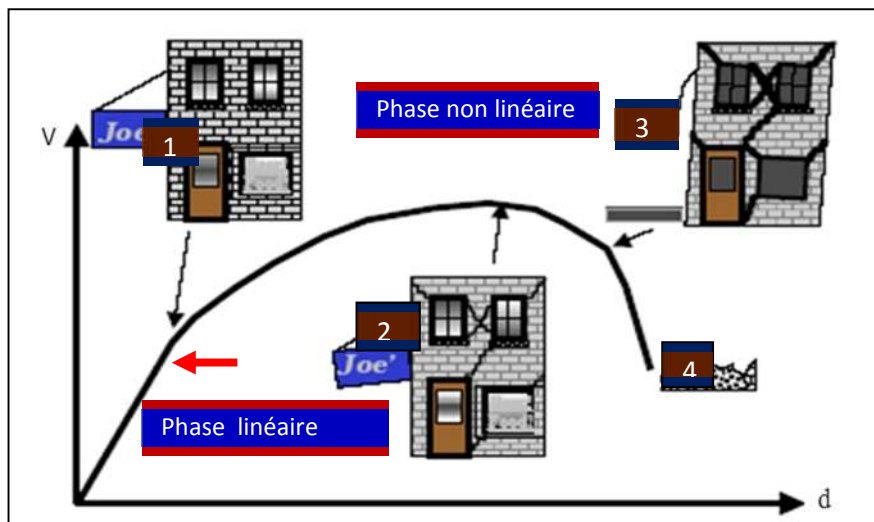


Figure II. 2 : Courbe de capacité.

La courbe de la **figure (II.2)** 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 permet de définir le comportement des rotules plastiques (figure **II.3**).

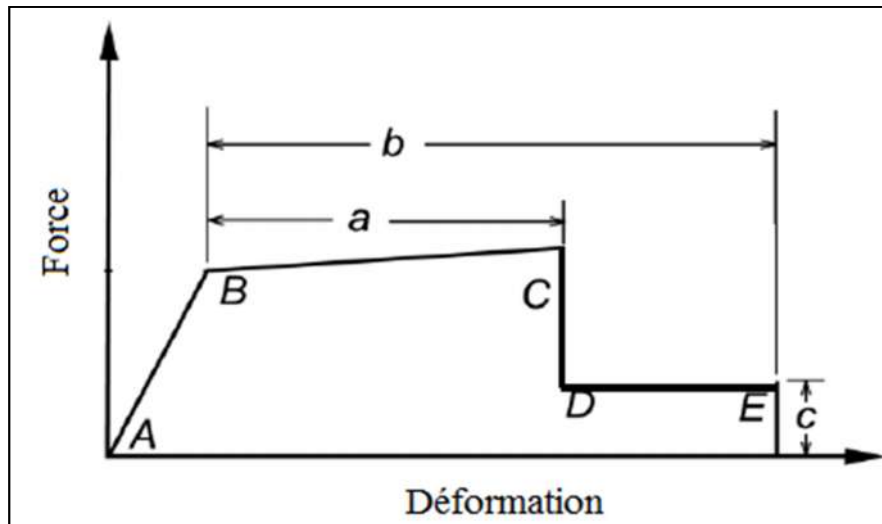


Figure II. 3 : Représentation de la courbe de capacité selon l'ATC40.

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

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

II.3.2. 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.4), 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.

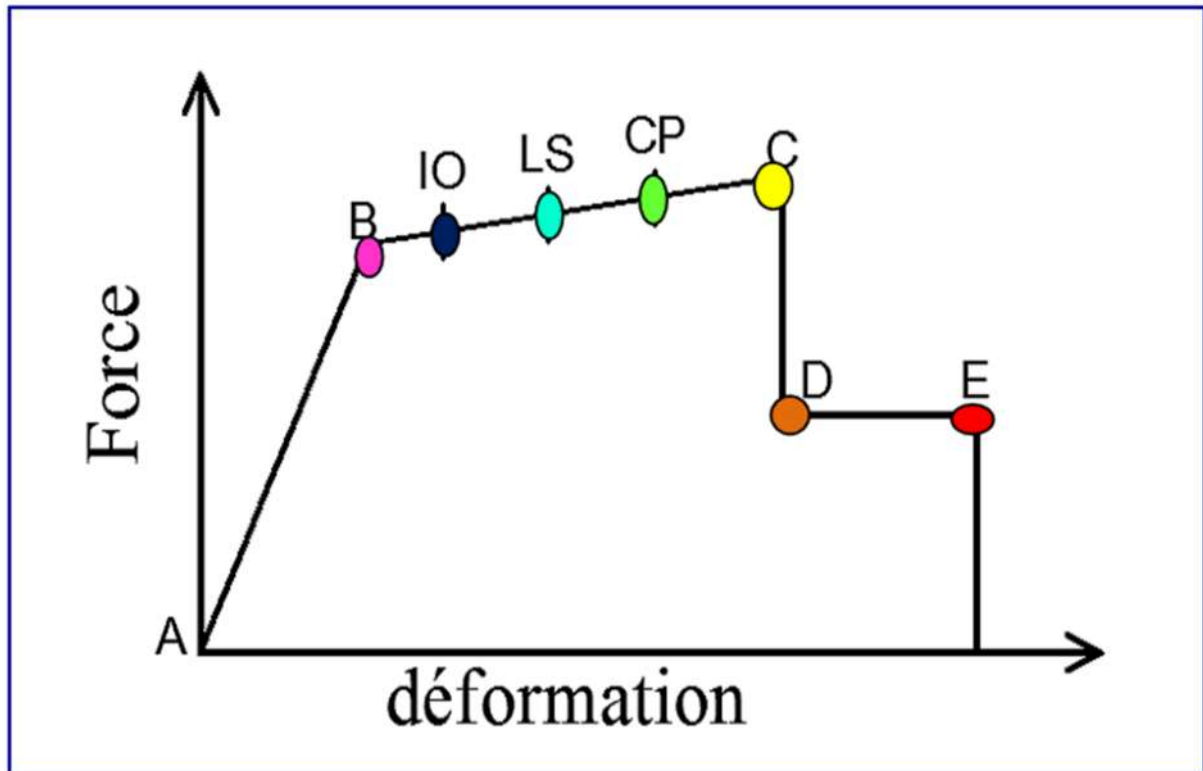


Figure II. 4 : Représentation de la courbe de capacité selon FEMA273.

II.3.3. 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.5).

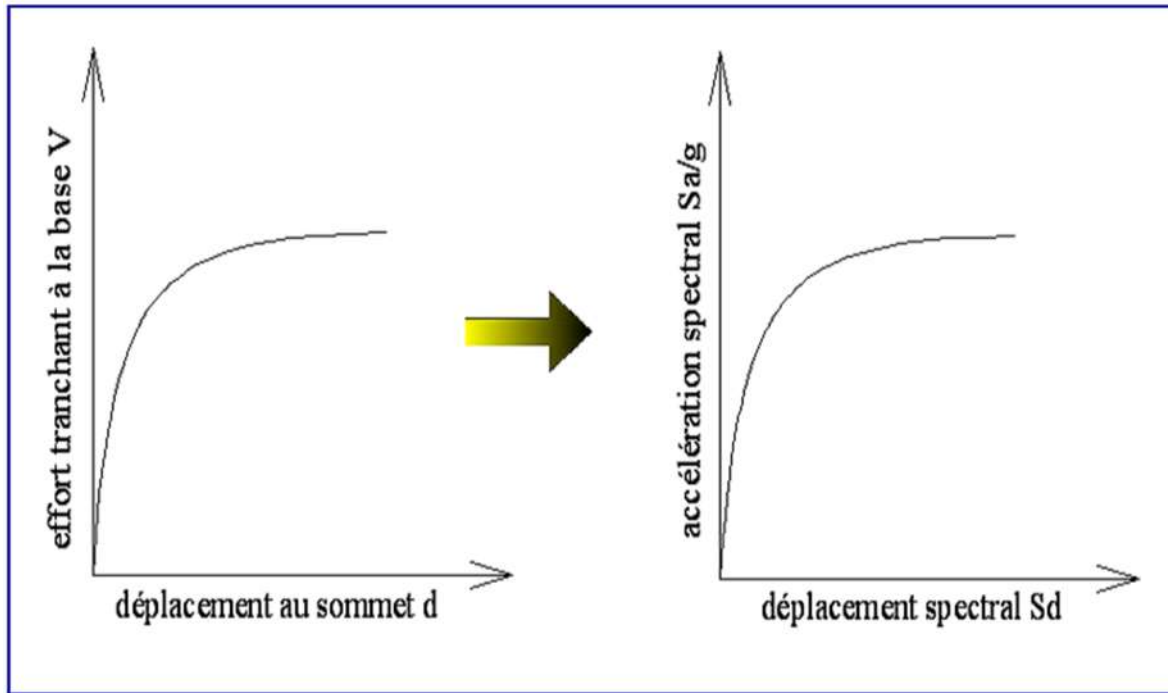


Figure II. 5 : Transformation de la courbe de capacité.

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

$$S_d = \frac{d}{P_{f1} \Phi_{1S}} \quad (\text{II. 1})$$

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \quad (\text{II. 2})$$

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.

II.3.4. La demande sismique

La notion la plus répandue pour représenter un séisme est le spectre de réponse qui nous fournit la réponse maximale d'un oscillateur linéaire soumis à un séisme. Cette courbe est simplement obtenue pour un oscillateur linéaire de masse (M) de raideur (K) et d'amortissement (C) dont le déplacement relatif par rapport à son support est soumis à une excitation sismique représentée par l'enregistrement de l'accélérogramme choisi, (Rpa 99 / Version 2003).

Cette courbe est obtenue de la façon suivante :

Construction de la courbe de demande sismique en format (Sa-Sd) Dans la représentation classique des codes parasismiques, chaque point du spectre de réponse élastique est représenté dans un diagramme $S_a = f(T)$, pour un amortissement de type visqueux (ξ) (Figure II.6), (Habbi. D et al.,).

$$S_d = \frac{T^2 S_a}{4. \pi^2} \quad (\text{II. 3})$$

Avec

S_a : accélération spectrale

T : période d'oscillation

Ou (S_d) est le déplacement spectral donné par la relation (II.3), (Habbi. D et al.,).

II.3.5. Calcul du point de performance selon ATC40

Il existe trois procédures dans le guide ATC40 pour le calcul du point de performance à savoir la procédure A, B et C, (Applied. T et al, 1996). Pour évaluer le point de performance, la méthode graphique (procédure B) est la méthode analytique et la plus simple d'utilisation. Elle consiste en la superposition de la demande sismique et la capacité qui se présente sous un format (S_a-S_d). Cette procédure (Applied. T et al, 1996), nécessite les étapes qui sont citées dans le chapitre précédent (I.4.3.2).

II.3.6. Etat de déplacement de la structure

Trois cas de demande sismique peuvent se présenter dans le déplacement de la structure :

II.3.7. La demande est inférieure à la capacité

Le déplacement maximal qui peut être supporté par la structure est supérieur au déplacement imposé par le séisme (Figure II.6). Dans ce cas, la structure ne s’effondre pas, mais elle subit des dommages que l’on peut estimer par la position du point de performance sur la courbe de capacité, (Belmouden Y, et al.).

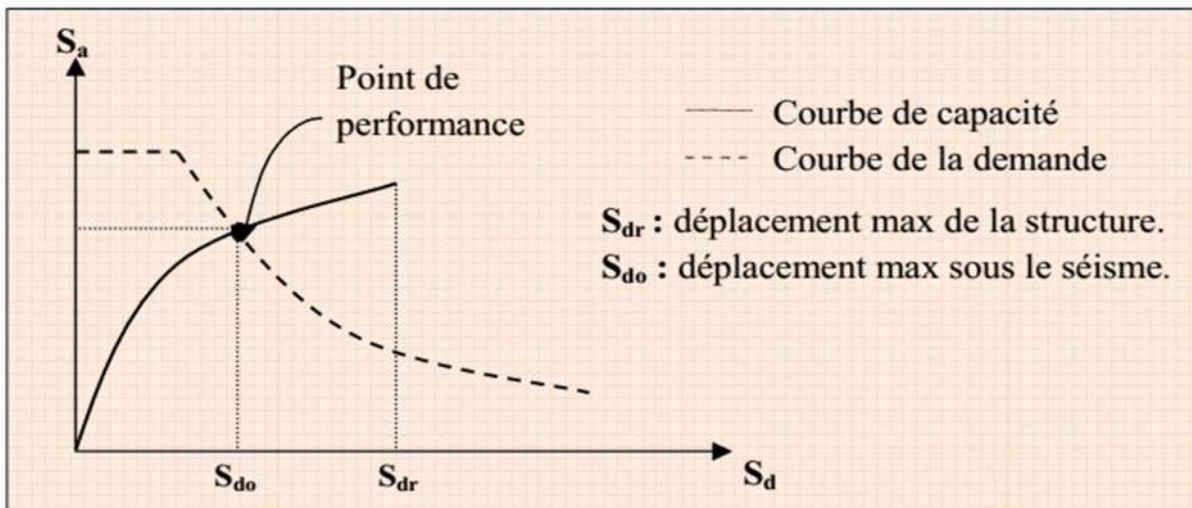


Figure II. 6 : Courbes capacité-demande (cas où la demande est inférieure à la capacité)

II.3.8. La demande est égale à la capacité

Le déplacement imposé par le séisme est égale au déplacement maximal de la structure (Figure II.7), (Belmouden Y, et al.).

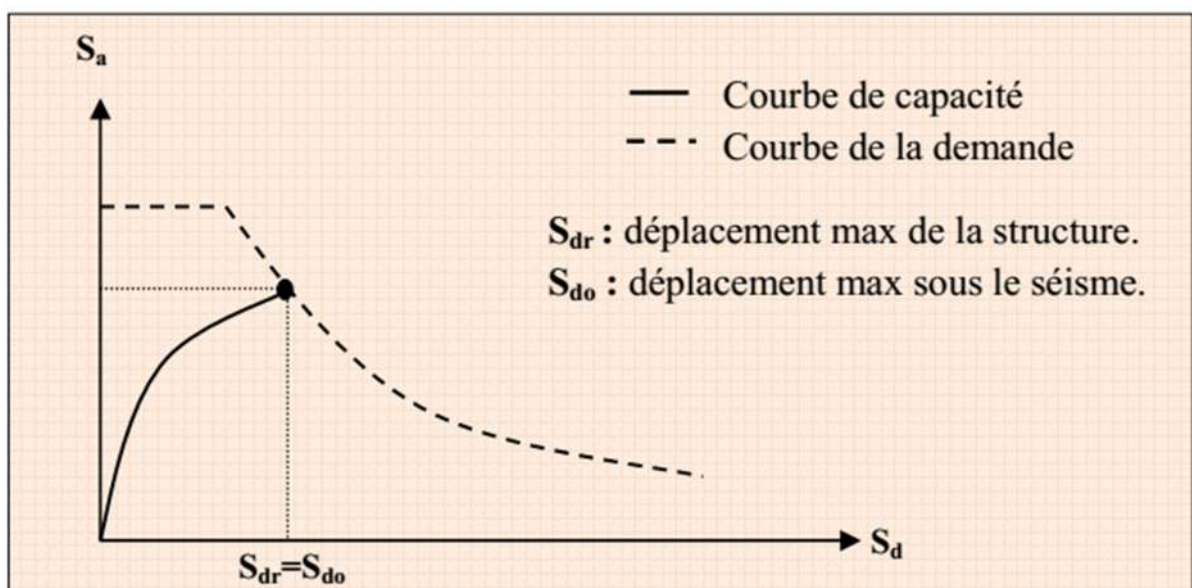


Figure II. 7 : Courbes capacité-demande (cas où la demande est égale à la capacité)

II.3.9. La demande est supérieure à la capacité

Le déplacement imposé par le séisme est supérieur à la capacité de la structure (Figure. II.8), ce cas conduit à l'effondrement total ou presque de la structure, (Belmouden Y, et al.).

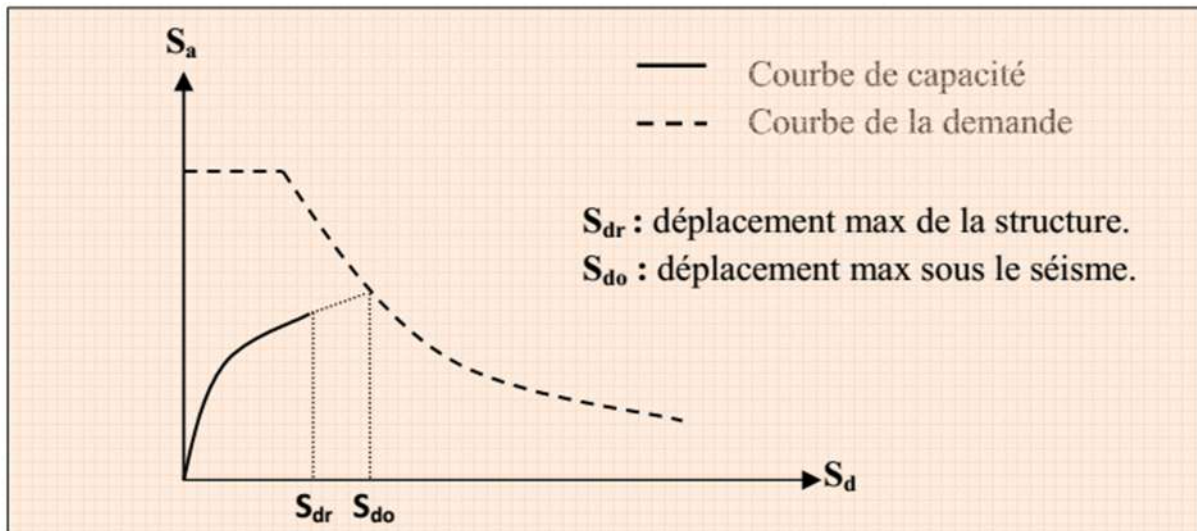




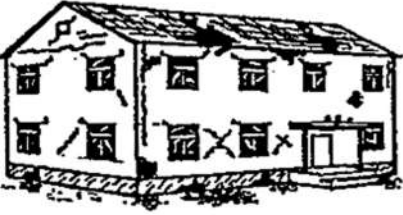


Figure II. 8 : Courbes capacité-demande (cas où la demande est supérieure à la capacité)

II.4. Estimation des degrés des dommages

L'échelle de dommage utilisée

L'échelle de dommage utilisée est l'échelle macrosismique européenne EMS98. Cette échelle comprend cinq (05) degrés de dommage pour les bâtiments en béton armé voir dans le tableau ci-dessous :

Tableau II. 1 : Classification des dégâts aux bâtiments

Classification des dégâts aux bâtiments en maçonnerie	
	<p>Degré 1: Dégâts négligeables à légers (aucun dégât structural, légers dégâts non structuraux) Fissures capillaires dans très peu de murs. Chute de petits débris de plâtre uniquement. Dans de rares cas, chute de pierres descellées provenant des parties supérieures des bâtiments.</p>
	<p>Degré 2: Dégâts modérés (dégâts structuraux légers, dégâts non structuraux modérés) Fissures dans de nombreux murs. Chutes de grands morceaux de plâtre. Effondrement partiel des cheminées.</p>
	<p>Degré 3: Dégâts sensibles à importants (dégâts structuraux modérés, dégâts non structuraux importants) Fissures importantes dans la plupart des murs. Les tuiles des toits se détachent. Fractures des cheminées à la jonction avec le toit; défaillance d'éléments non structuraux séparés (cloisons, murs pignons).</p>
	<p>Degré 4: Dégâts très importants (dégâts structuraux importants, dégâts non structuraux très importants) Défaillance sérieuse des murs; défaillance structurale partielle des toits et des planchers.</p>
	<p>Degré 5: Destruction (dégâts structuraux très importants) Effondrement total ou presque total.</p>

Evaluation des dommages

La courbe de capacité est divisée en cinq(05) intervalles qui correspondent aux cinq(5) niveaux de dommage de l'échelle EMS98 (Tableau II.1), (Figure II.9).

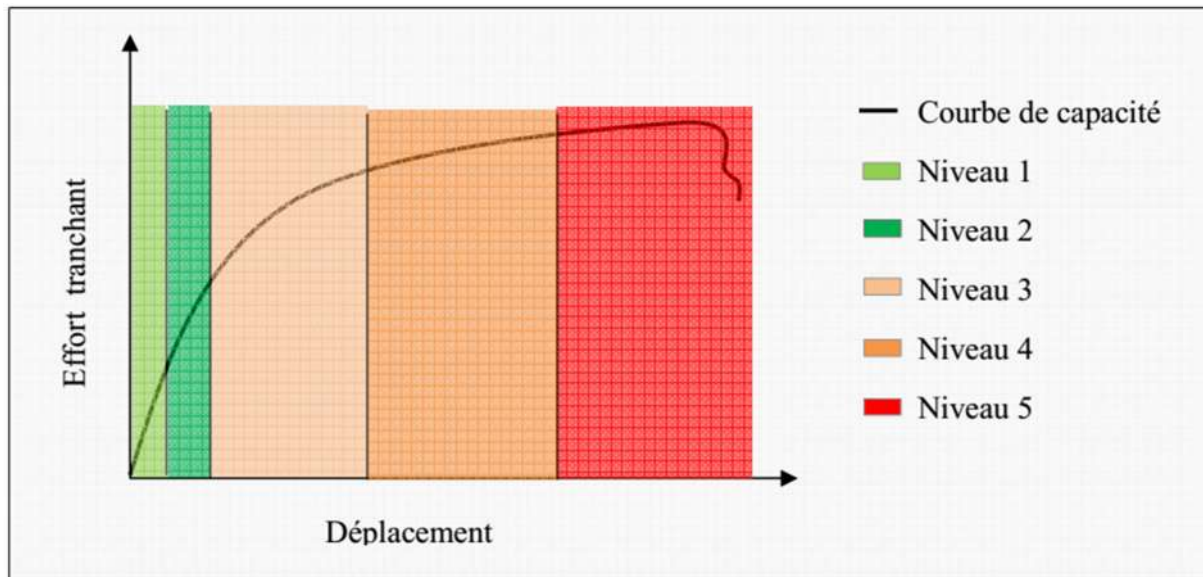


Figure II. 9 : Niveaux d'endommagement décrits par une courbe de capacité

Niveau 1

Correspond au comportement élastique de la structure et représente le niveau de conception parasismique habituel.

Niveau 2

Correspond à un niveau de dommage contrôlé, il indique par conséquent un état d'endommagement superficiel (ou bien de non endommagement).

Niveau 3

La stabilité de la structure n'est pas en danger, mais toutefois un endommagement mineur est susceptible de se développer.

Niveau 4

Représente un état d'endommagement avancé, sa stabilité est en danger.

Niveau 5

La structure est susceptible d'effondrement, et elle ne présente aucune capacité de résistance.

Le déplacement spectral pour chaque domaine de dommage est donné par le tableau (IV.1), (Fajfar. P et al. ; Peirre. A)

Tableau II. 2 Degrés des dommages

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

Remarque

La limite élastique S_{dy} et la limite ultime S_{du} sont déterminées à partir de la représentation bilinéaire de la courbe de capacité.

II.5. Conclusion

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

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

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

C'est ainsi, que nous appliquons cette méthode pour l'analyse d'une structure d'une tour de manœuvre. L'étude de cet ouvrage sera présentée au chapitre V.

Chapitre III : APPLICATION DE L'ANALYSE PUSHOVER A LA TOUR DE MANŒUVRE

Plan de chapitre III

III.1. Introduction	39
III.1.1. Présentation du projet	39
III.1.2. Eléments de l'ouvrage :	40
III.2. Caractéristiques principales du logiciel.....	43
III.3. Modélisation de la structure	43
III.3.1. Modélisation et analyse élastique linéaire de la structure	43
III.3.2. Vérification de la structure (RPA99/2003).....	49
III.3.3. Définition du comportement non linéaire de la structure	50
III.3.3.1. Définition du chargement de l'analyse Pushover.....	53
III.4. Conclusion.....	56

III.1. Introduction

La tour de manœuvre faisant l'objet de notre étude, est implanté à la wilaya de Tizi-Ouzou en zone sismique II_B.

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

III.1.1. Présentation du projet

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

- D'une tour carrée de Cinq mètres (05m) de cotés comprenant 6 étages plus 1 sous-sol. Le RDC est utilisé comme accès à la rompe d'escalier.
- hauteur de l'étage courant est03.06 m.



Figure III. 1 : Vue satellitaire de la situation du projet.



Figure III. 2 : Les deux façades (Sud-ouest et Sud-est).

III.1.2. Éléments de l'ouvrage :

- **Planchers** : le plancher terrasse est accessible, et il comporte un système complexe d'étanchéité et une pente pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales (figure III.3).

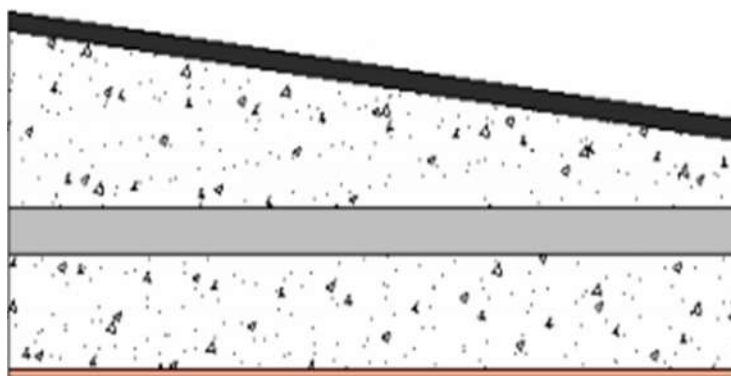


Figure III. 3 : Coupe verticale du plancher terrasse.

- **Voile :**

Au RDC, les voiles sont de 1.2 m de longueur, 20cm d'épaisseur et de 3,06 m de hauteur.

Pour l'étage courant, les voiles ont une longueur de 1.2m, une épaisseur de 20cm et une hauteur de 3.06 m. Pour le sous-sol les voiles sont conçus comme une boîte rigide.

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

RDC : $b=30$ cm et $h=35$ cm ;

EC (étage courant) : $b=30$ cm et $h=35$ cm.

- **Chainage :** il est assuré par des poutres de (30×35) cm² et des poteaux de (40×40) cm²

- **Les plans :**

Les plans récupérés au niveau de la direction de la protection civile de Tizi-Ouzou,

Le plan de façade est donné par (figure III.4):

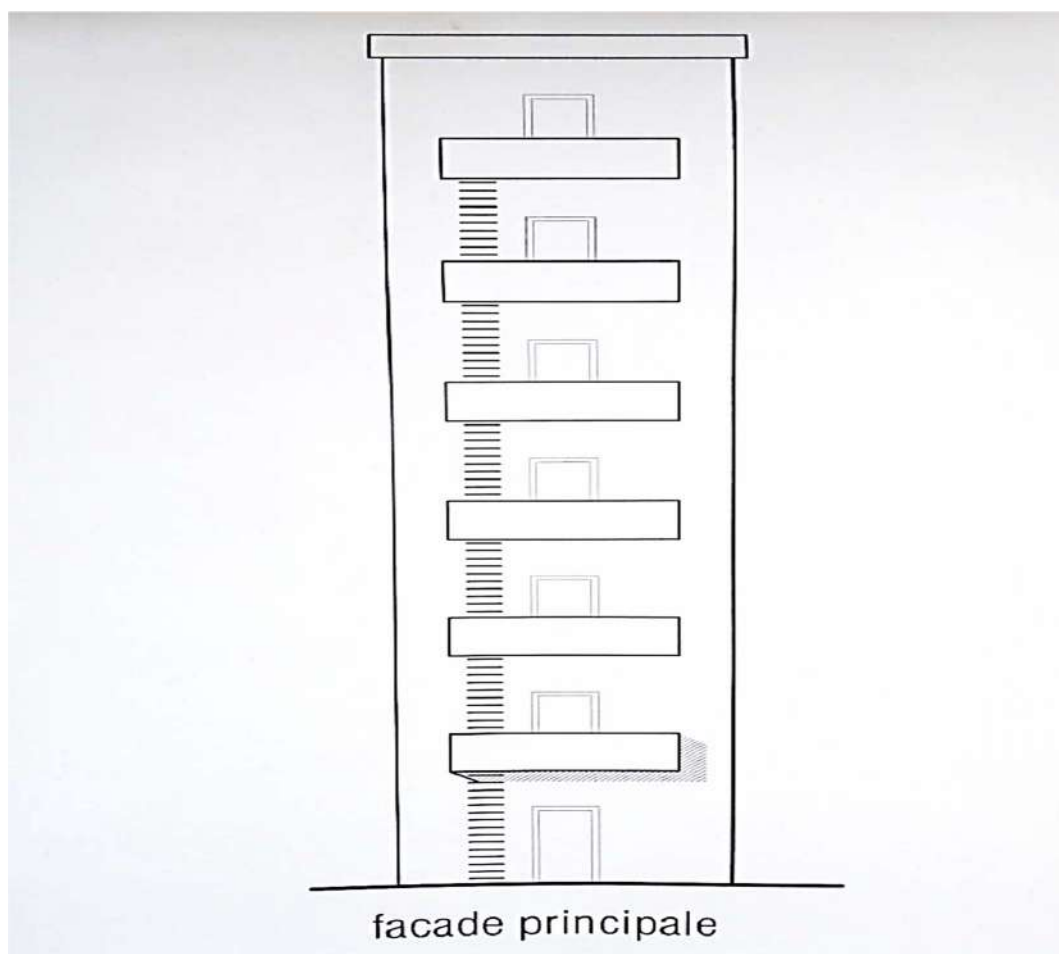


Figure III. 4 : plans de la façade principale.

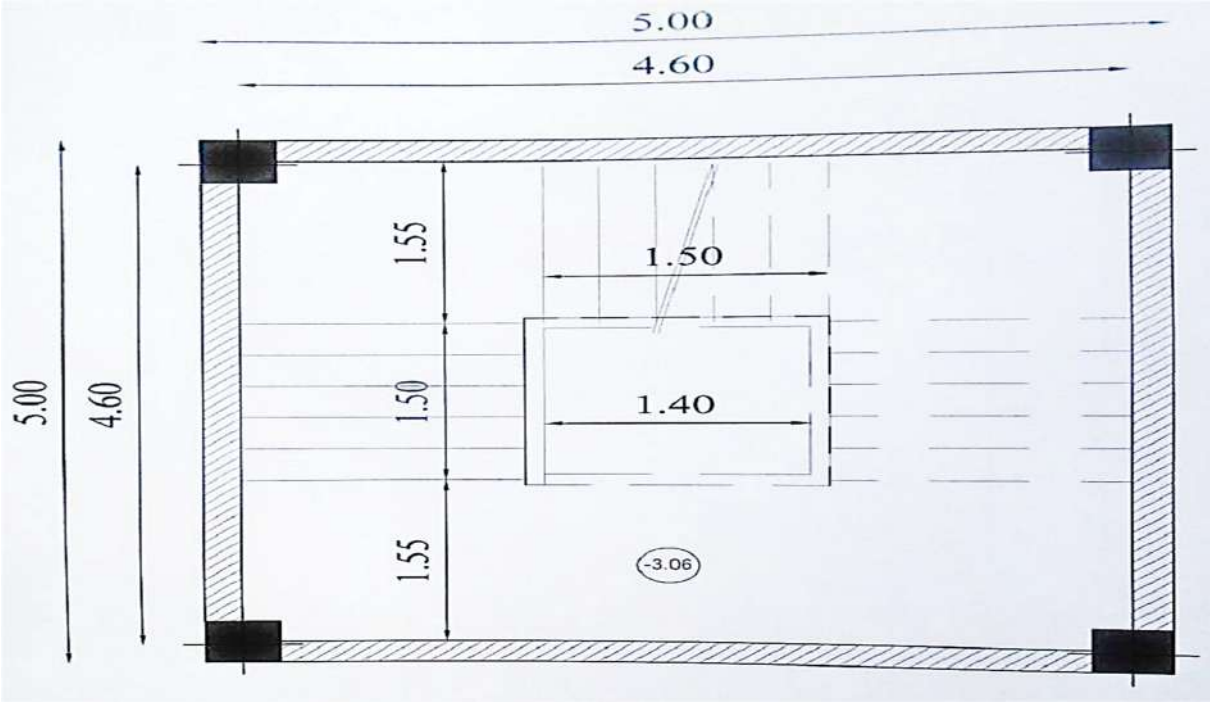


Figure III. 5 : Plan du sous-sol

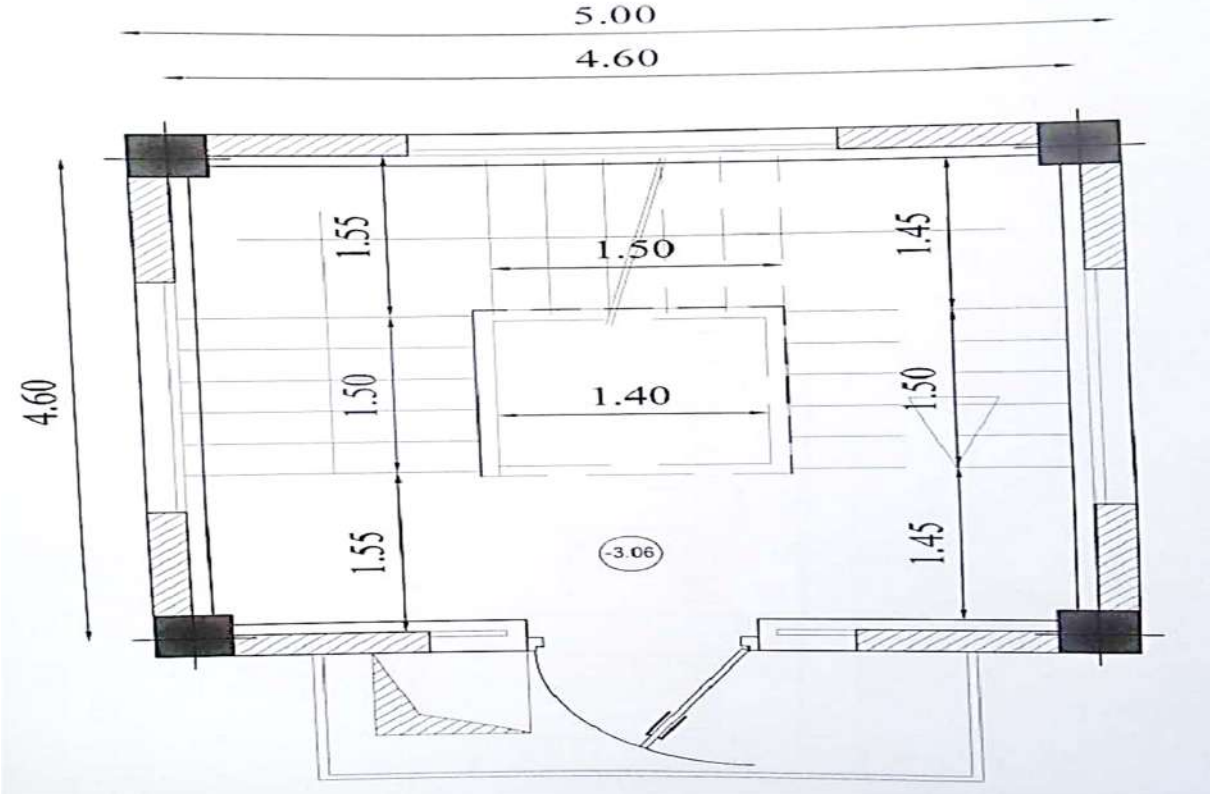


Figure III. 6 : Plan de l'étage curant.

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

III.2. Caractéristiques principales du logiciel

Il offre la possibilité de :

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

III.3. Modélisation de la structure

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

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

III.3.1. Modélisation et analyse élastique linéaire de la structure

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

∴ Spécification des propriétés des matériaux

Introduire les données suivantes et remplir les champs comme le montre la figure (III.7)

- ✓ masse volumique du béton : $2,5 \text{ kg/m}^3$
- ✓ poids volumique du béton : 25 KN/m^2
- ✓ module d'élasticité (module de Young) : 32164200 KN/m^2

- ✓ contrainte max dans le béton a la compression : 25000 KN/m²
- ✓ contrainte max des aciers longitudinaux : 400000 KN/m²
- ✓ contrainte max dans les aciers transversaux : 400000 KN/m²

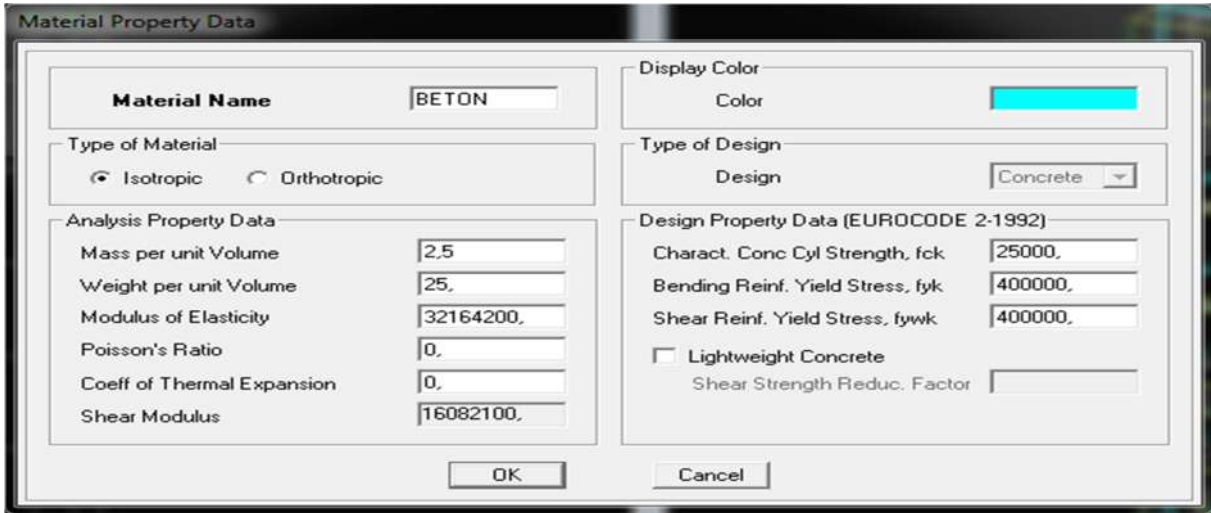


Figure III. 7: Introduction des caractéristiques des matériaux (acier-béton).

∴ Modélisation géométrique de la structure

- ✓ Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments linéaires « Frame » (figure III.8), les voiles par des éléments coques « Shell » (figure III.9) et les planchers par des éléments « Deck » (figure III.10).

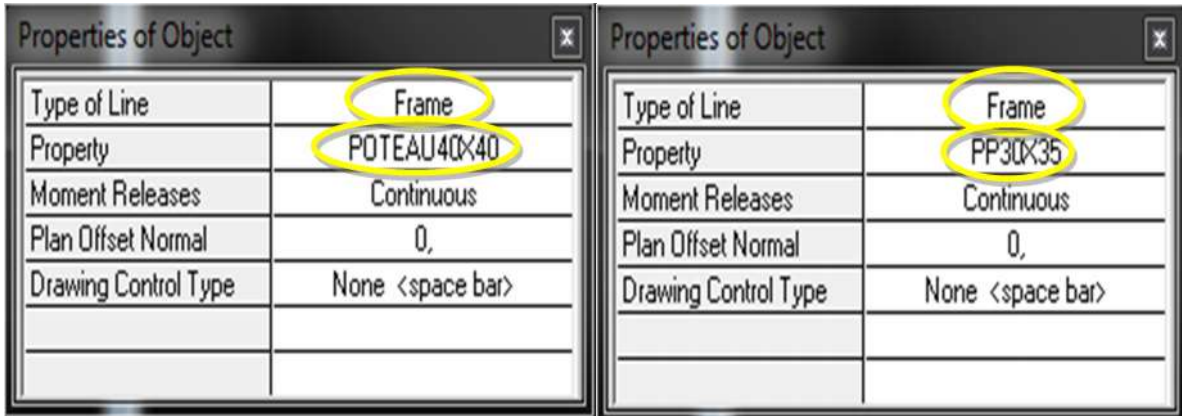


Figure III. 8 : Représentation de poteaux et poutres par des éléments « Frame ».

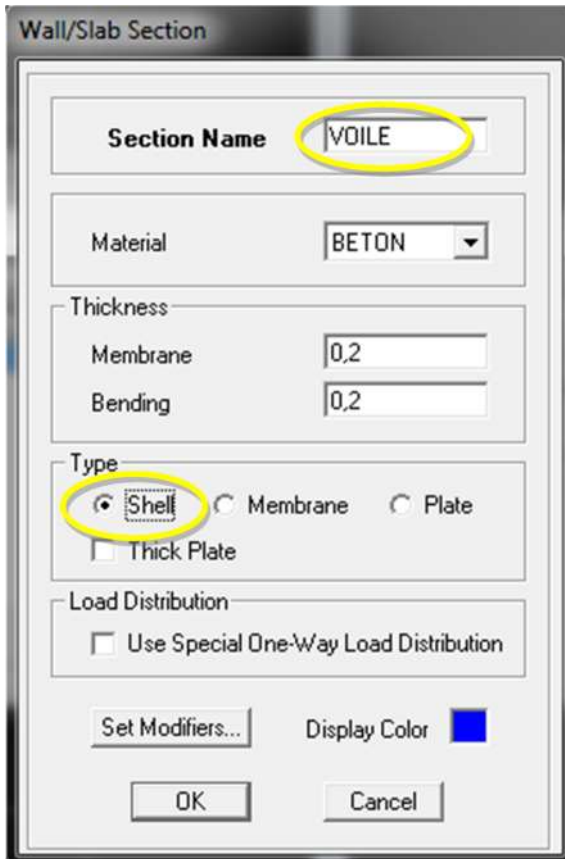


Figure III. 9 : Représentation des voiles par des éléments « Shell ».

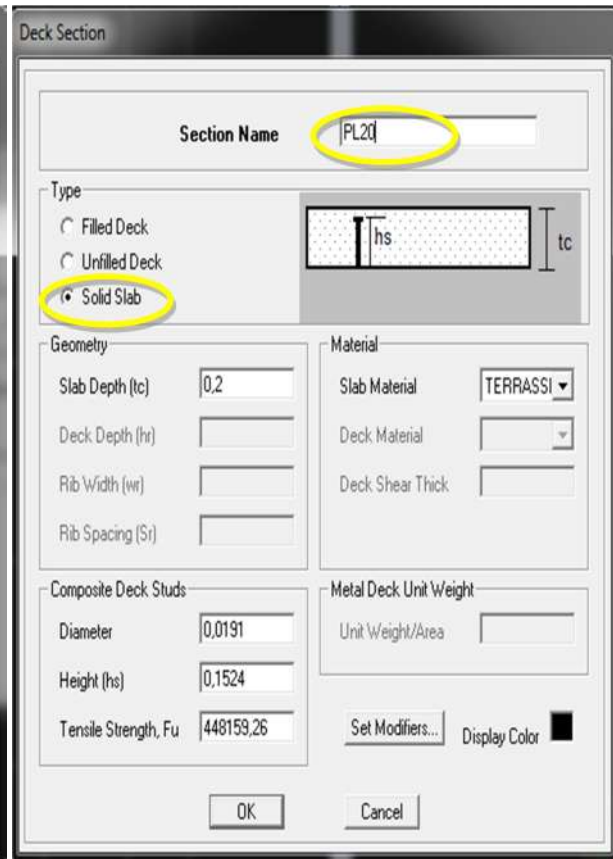


Figure III. 10 : Représentation des dalles par des éléments « Deck ».

∴ **Chargement statique de la structure (G et Q) :**

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

Pour l'étage courant on a $G= 3,2 \text{ KN/m}^2$, $Q=1.5 \text{ KN/m}^2$ (plancher accessible).

Pour le plancher terrasse les charges sont les suivantes ; $G=6,04 \text{ KN/m}^2$, $Q=1.5 \text{ KN/m}^2$ (accessible).

∴ **Définition de l'analyse dynamique :**

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

a. Analyse modale

L'analyse des vecteurs propres détermine les modes non amorti de vibration et les fréquences du système. Ces modes fournissent un aperçu du comportement de la structure, (figure III.11).

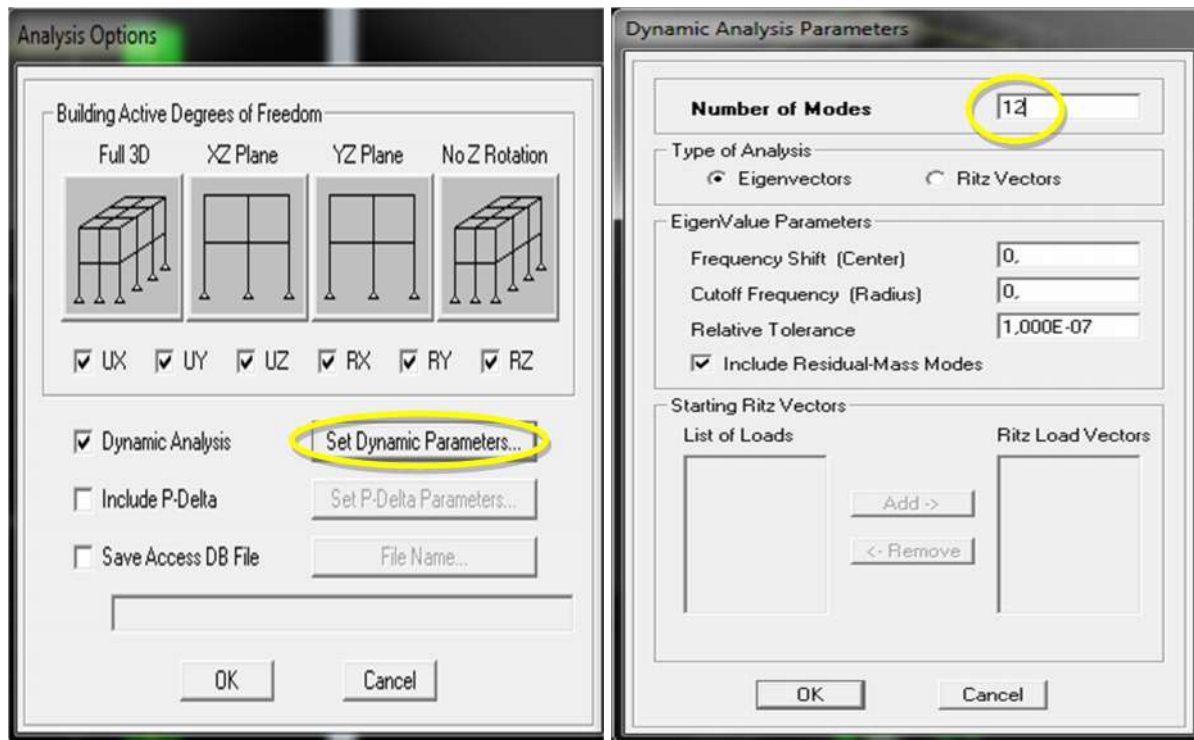


Figure III. 11 : Détermination des paramètres de l'analyse dynamique.

b. Analyse spectrale

L'analyse spectrale permet de calculer la réponse sismique d'une structure en utilisant le spectre de réponse donné par le RPA99/V2003 (figure III.12).

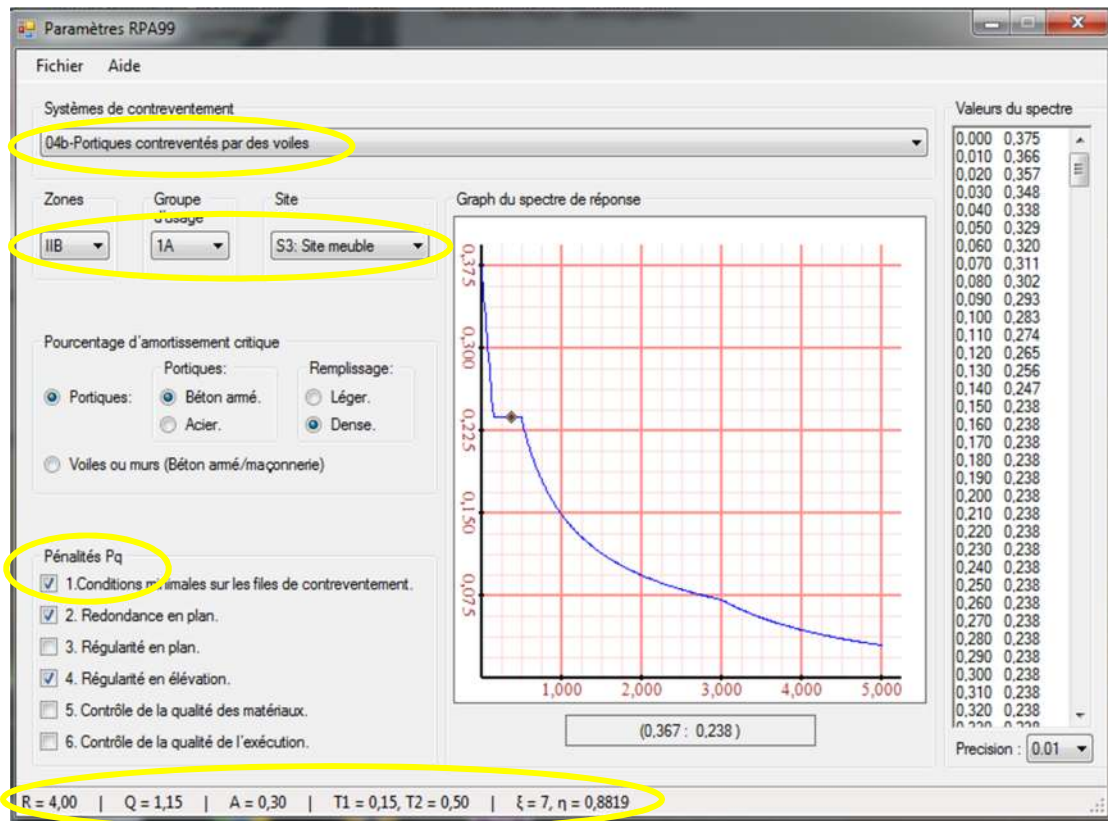


Figure III. 12: Introduction des données de la structure pour déterminer le spectre de réponse.

Pour chaque déterminé, cette analyse permet d'avoir un coefficient de participation modale, les masses modales participantes. Et pour chaque direction, les efforts spectraux, les déplacements, les réactions et efforts correspondant a chacun des modes propres. La masse sismique considérée dans chaque plancher, prise dans l'analyse dynamique est

$$M_i = \frac{W_{Gi} + W_{Qi}}{10} \quad (III. 1)$$

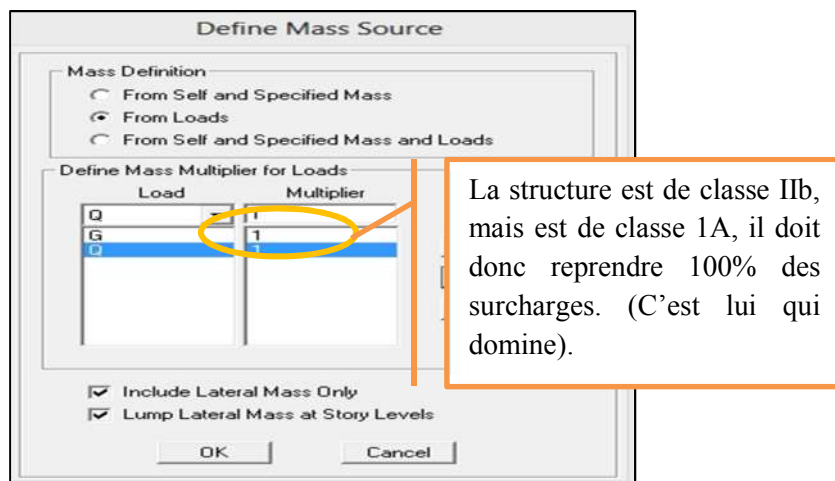


Figure III. 13: Définition de la masse sismique.

∴ Combinaisons d'actions

Les combinaisons sont décomposées en trois types (figure III.14) :

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

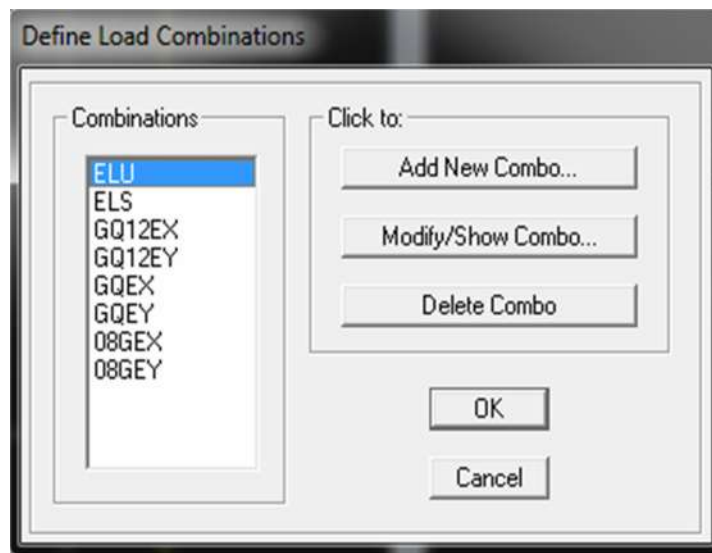


Figure III. 14: Combinaisons d'actions.

∴ Les diaphragmes

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on relie les nœuds d'un même plancher à leurs nœud maître ; de manière à avoir des diaphragmes (figure III.15)

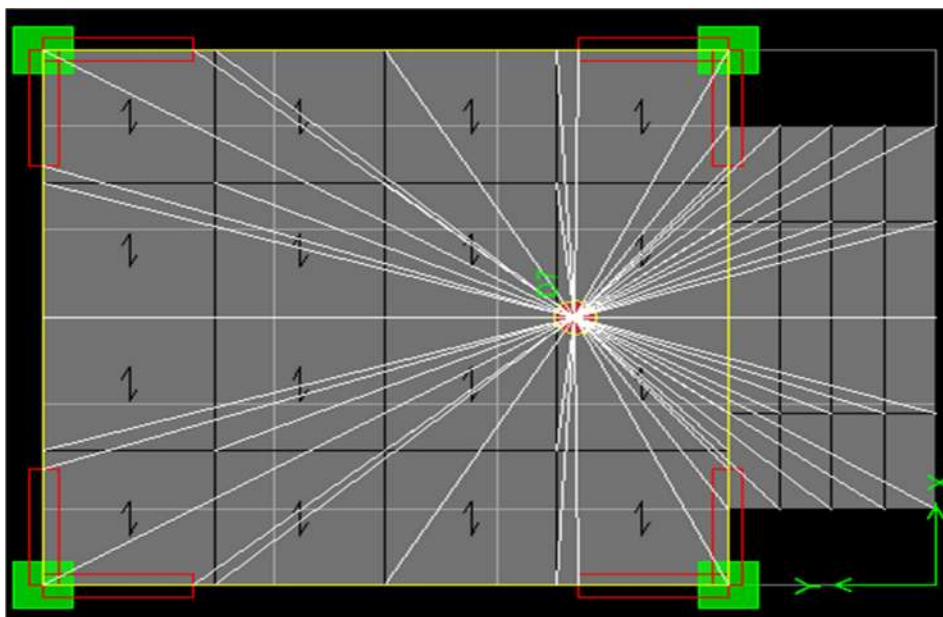


Figure III. 15: Liaison des planchers terrasse (Diaphragmes).

∴ Les appuis

Les poteaux sont supposés parfaitement encastrés dans les fondations (figure III.16).



Figure III. 16: Encastrement des poteaux.

A présent, la modélisation est achevée (figure III.17), l'analyse élastique de la structure peut être effectuée en cliquant sur Analyze → Run analysis.

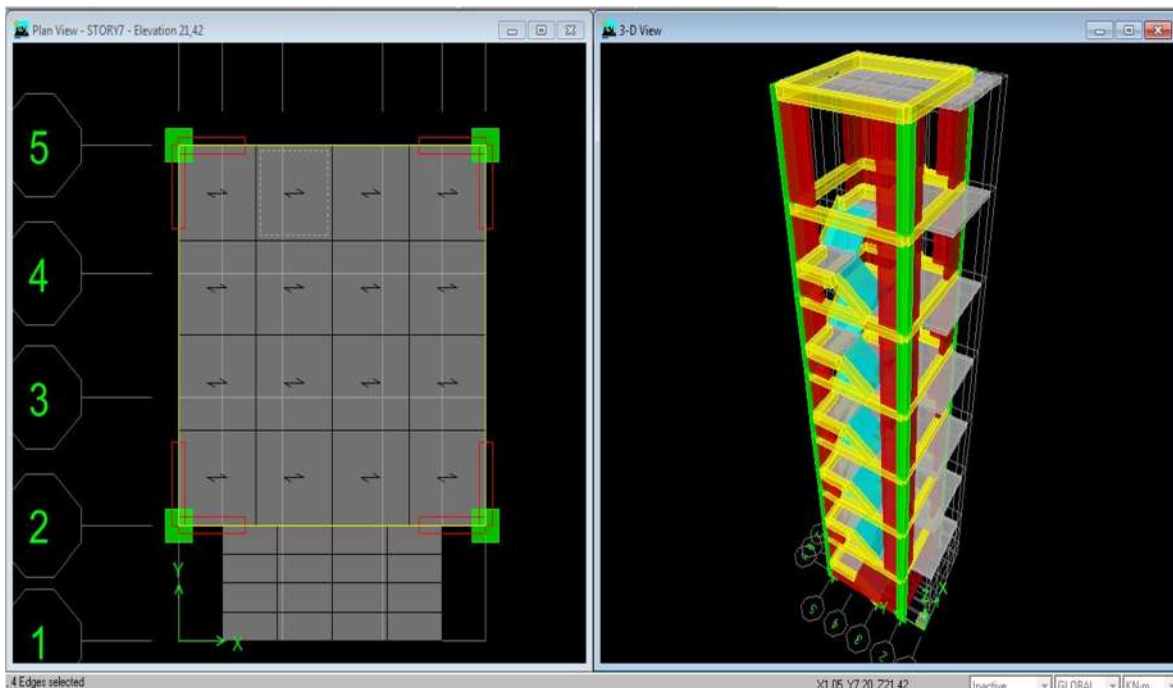


Figure III. 17: Aperçu de la structure après modélisation.

III.3.2. Vérification de la structure (RPA99/2003)

- Le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions de l'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale au moins à **90%** de la masse totale de la structure (figure III.18).

Elle a atteint 64% dans les deux sens (xx-yy) déjà au 2^{ème} mode.

Modal Participating Mass Ratios							
Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,349332	25,0356	42,0103	0,0000	25,0356	42,0103	0,0000
2	0,326617	39,1886	22,7808	0,0000	64,2242	64,7911	0,0000
3	0,273104	1,9944	1,0482	0,0000	66,2186	65,8393	0,0000
4	0,075671	17,6602	0,0467	0,0000	83,8788	65,8860	0,0000
5	0,069556	0,0417	19,8436	0,0000	83,9205	85,7296	0,0000
6	0,060255	0,0562	0,0168	0,0000	83,9768	85,7464	0,0000
7	0,053821	1,6028	0,0715	0,0000	85,5795	85,8179	0,0000
8	0,049207	0,3635	0,0001	0,0000	85,9430	85,8179	0,0000
9	0,046119	0,0077	0,0003	0,0000	85,9507	85,8183	0,0000
10	0,042973	4,0021	0,0599	0,0000	89,9529	85,8781	0,0000
11	0,041888	0,0175	0,1501	0,0000	89,9703	86,0282	0,0000
12	0,037220	0,1889	0,7579	0,0000	90,1593	90,1861	0,0000

Elle est de 90% dans les deux sens (xx-yy).

Figure III. 18: vérifications du RPA99/2003 (masses modales).

- Tous les modes ayant une masse supérieure à 5% de la masse totale doivent être retenus pour la détermination de la réponse totale ;
- La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **60%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{MSE} ;
- Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur totale de l'étage, (Ait l'hadj, 2013).

III.3.3. Définition du comportement non linéaire de la structure

Le comportement non linéaire des éléments structuraux poutres et poteaux, est représenté par l'attribution des rotules plastiques concentrées à chacune de leurs extrémités, car le type de rupture possible dans une structure en portique auto-stable se fait généralement par la formation des rotules plastiques au droit des nœuds poteaux – poutres, (Ait l'hadj, 2013)

Les types de rotules plastiques considérés dans cette étude sont :

- **Poutres** : rotules de flexion (M_3), et rotules de cisaillement (V_2), (figure III.19).



Figure III. 19: Définitions des rotules.

- **Poteaux** : rotules de flexion (M_3), l'effort normal (P), et rotules de cisaillement suivant l'axe 2-2 (PMM), (figure III.20).

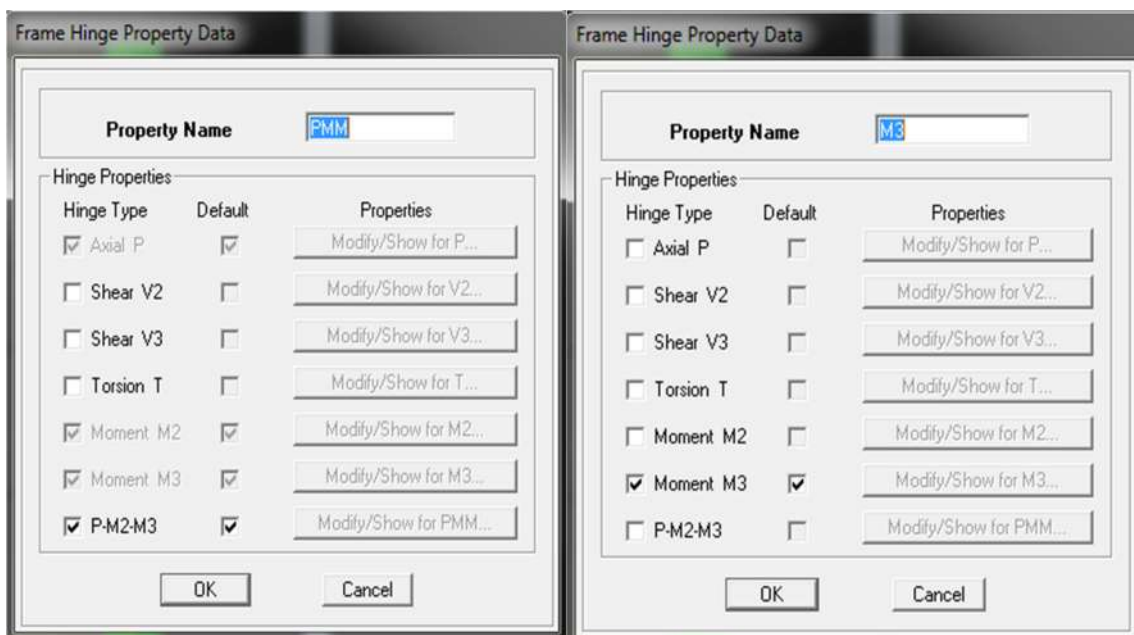


Figure III. 20: Définitions des rotules.

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

1. Attribution des rotules : **Select** → **by frame section** → **assign** → **frame non lineare Hinges** (figure III.21).

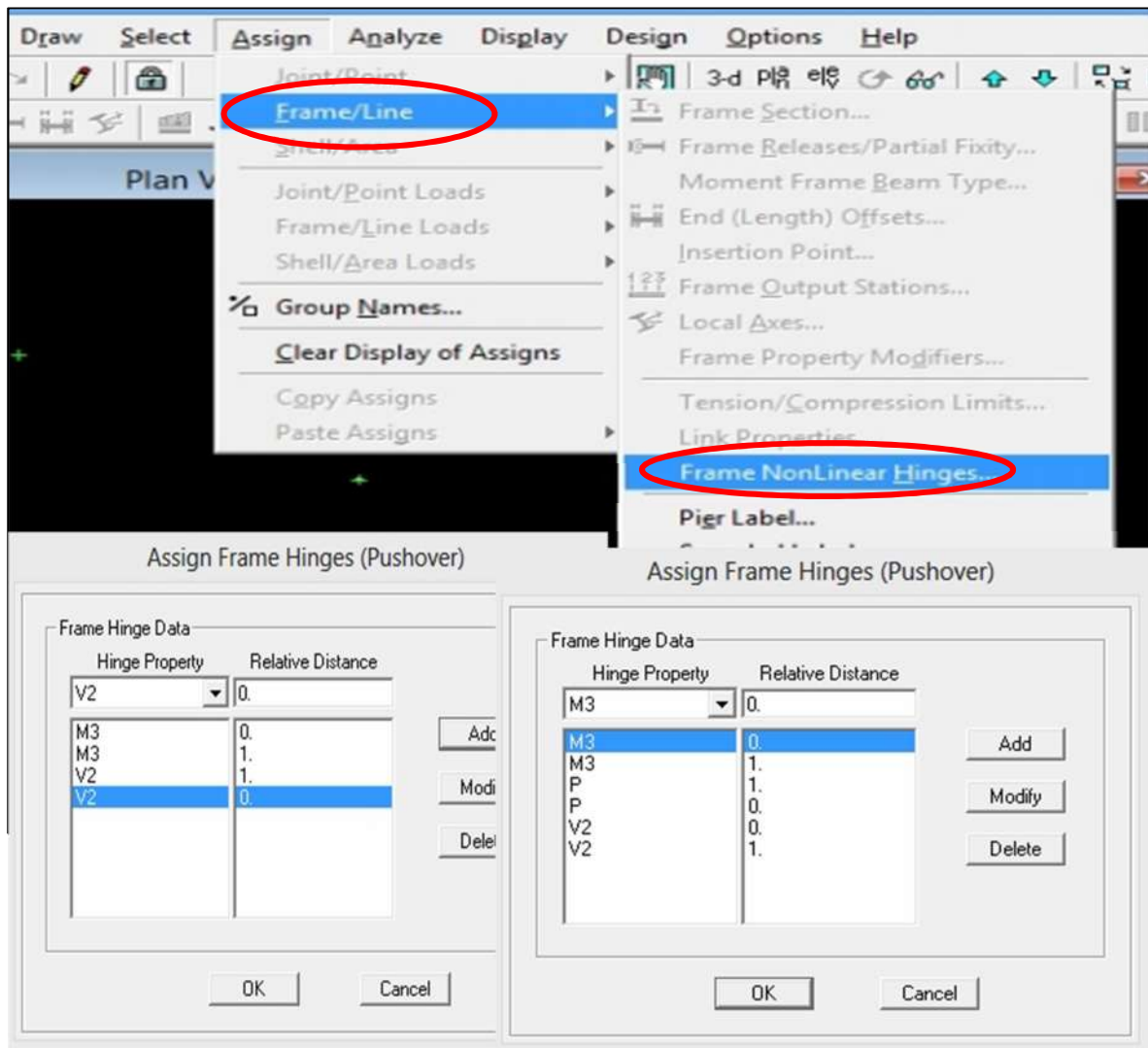


Figure III. 21: Attribution des rotules.

Pour les voiles nous sommes confrontés à un problème de modélisation, car l'analyse non linéaire est réservée aux éléments frame (linéaires). Pour ce faire, nous les avons remplacés par des poteaux équivalents (Annexe II) (figure III.22).

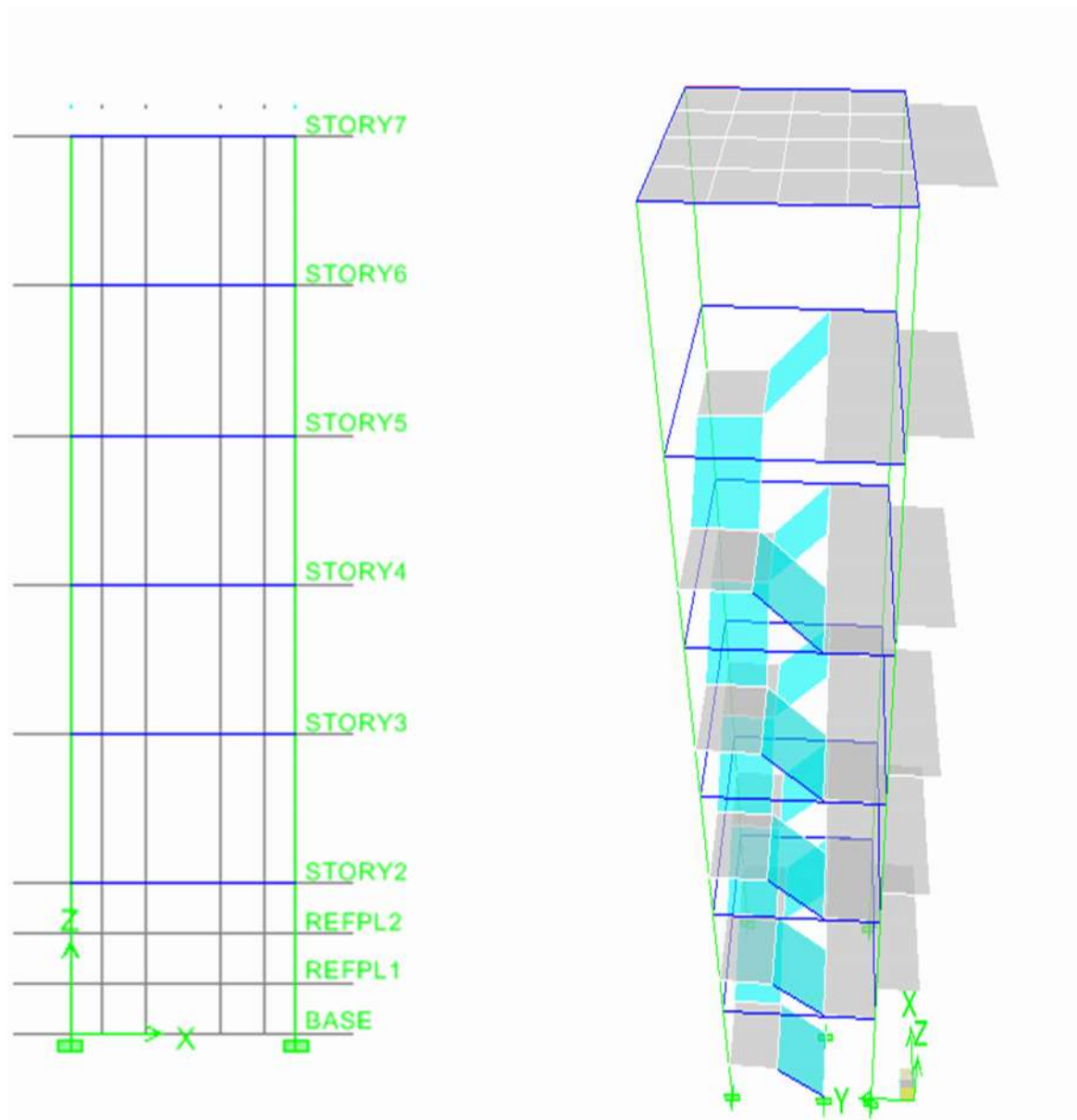


Figure III. 22: Modélisation des voiles par des poteaux équivalents.

III.3.3.1. Définition du chargement de l'analyse Pushover

Dans cette étape nous allons procéder au chargement de la structure par les paramètres du Pushover.

La distribution des charges horizontales est un des aspects les plus critiques de la méthode, car elle est basée sur l'hypothèse que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration, et que ce mode reste constant durant toute la durée de l'excitation sismique, (Ait l'hadj, 2013)

Sachant aussi, que la distribution des forces latérales est incrémentée de façon progressive jusqu'à ce que le déplacement au sommet de la structure atteigne un déplacement cible « **déplacement-contrôlé** » (Ait l'hadj, 2013).

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

En plus de l'analyse en mode « **Déplacement contrôlé** », le programme offre la possibilité d'effectuer des analyses en mode « **force contrôlée** ».

Ce type d'analyse est choisi lorsque les charges sont connues et ne risquent pas de provoquer l'instabilité de la structure, (Belkhir Med. A, 2012)

- L'analyse sous charges gravitaires se fait en cliquant sur **Define** → **Static Non Linear /Pushover Cases** (figure III.23).

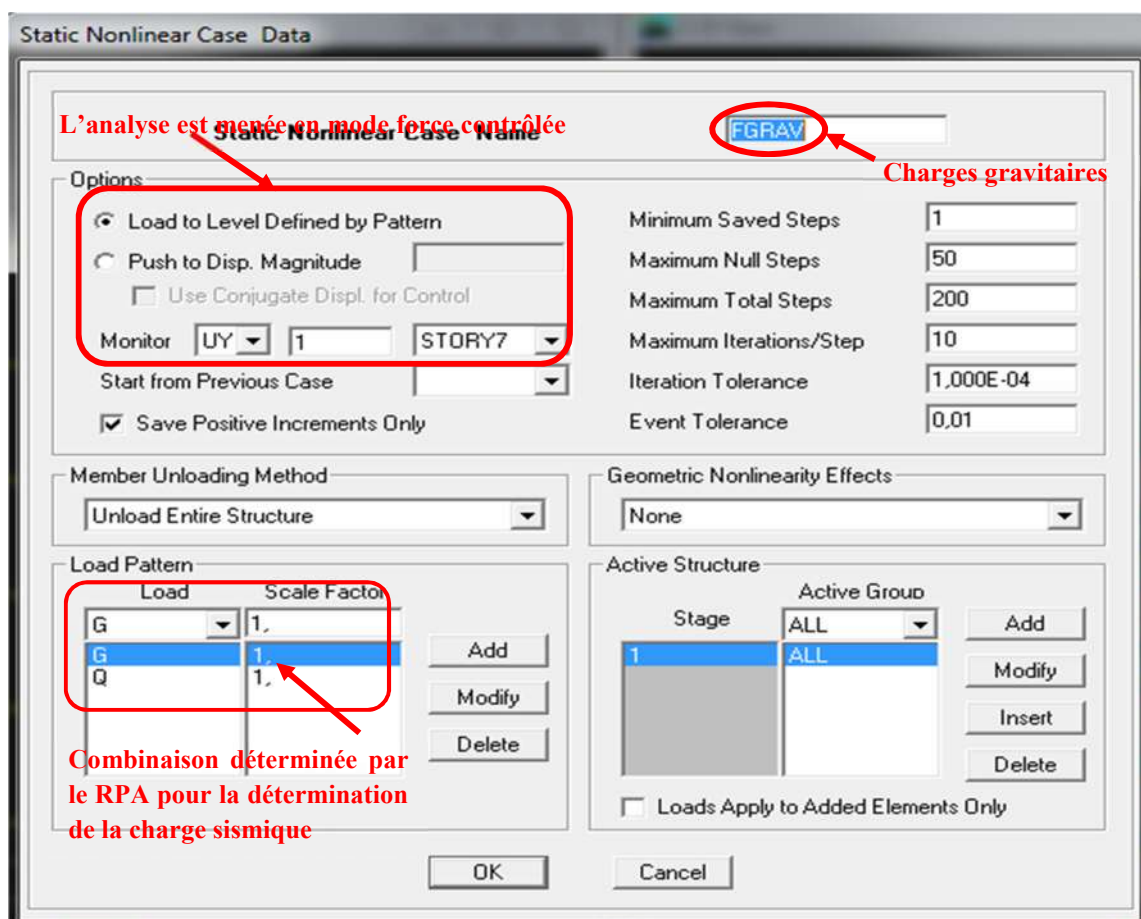


Figure III. 23: Définition du chargement de l'analyse pushover sous charges gravitaires.

- L'analyse sous charges horizontales se fait en cliquant sur **Define** → **Static Non Linear /Pushover Cases** (figure III.24)

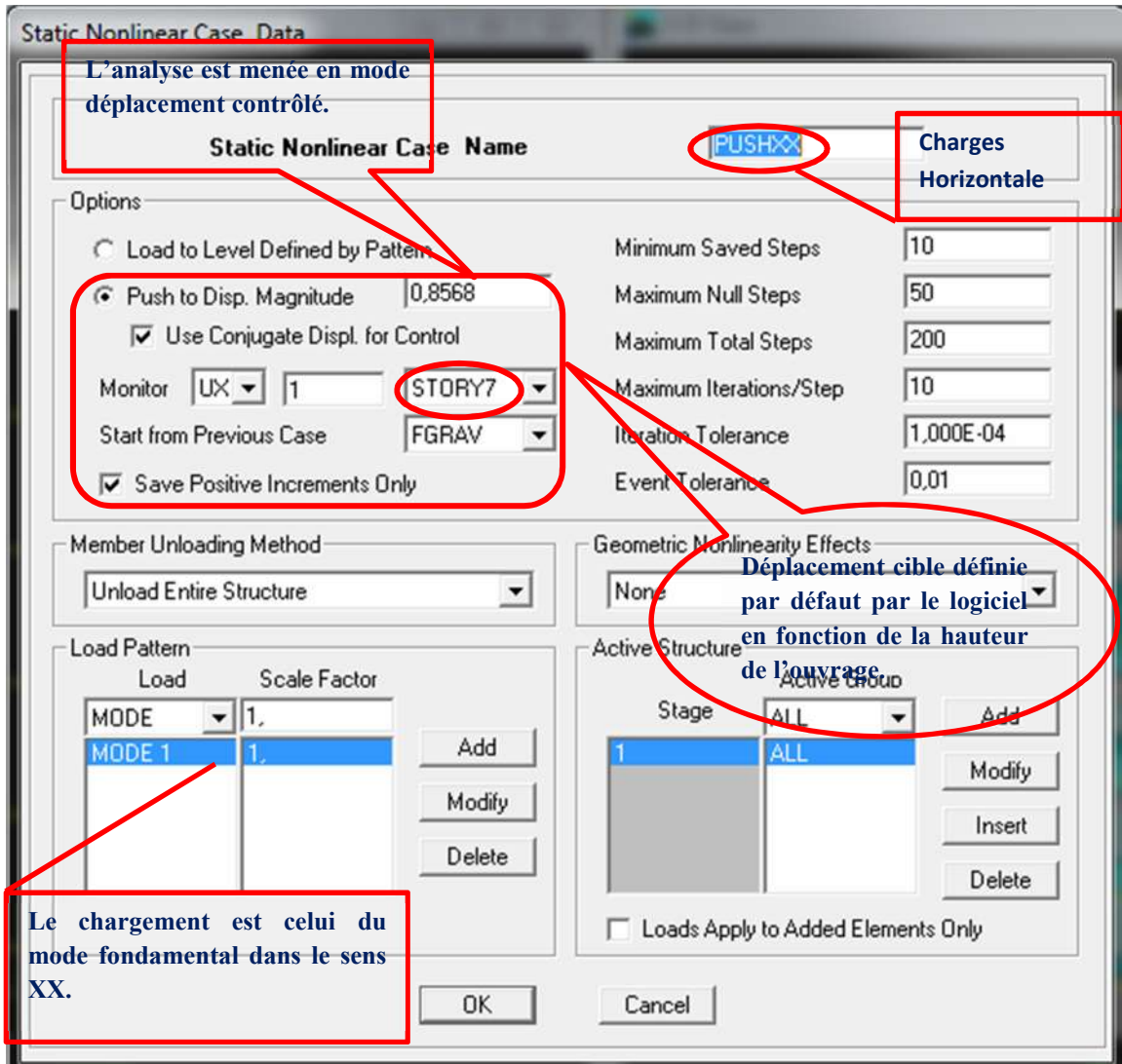


Figure III. 24: Définition du chargement de l'analyse pushover (sens XX).

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

III.4. Conclusion

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

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

L'analyse non linéaire est donc effectués, et les résultats obtenus seront présentés et interprétés au Chapitre V.

Chapitre IV : Formulation des spectres de réponse pour les séismes

Plan de chapitre IV

IV.1. Introduction	57
IV.2. Enregistrements des séismes	57
IV.3. Transformation des données accélérométriques enregistrées en spectres de réponse....	58
IV.4. Conclusion	65

IV.1. Introduction

La région nord algérienne est connue par son importante activité sismique : Chlef (1980), Constantine (1985), Oued Djer (1988), Tipaza (1989), Mascara (1994), Ain-Benian (1996), Ain Témouchent (1999), Boumerdes (2003). Paradoxalement, c'est dans cette région nord où sont concentrées les plus grandes villes (Alger, Oran, Constantine, Annaba, Tizi Ouzou, Boumerdes, etc....) que le risque sismique est avéré. Avec le développement du tissu économique et la croissance de la population dans ces villes, le meilleur moyen de protection est de construire parasismique en tenant compte de tous les paramètres qui peuvent influencer ces séismes. Le séisme de Boumerdes (qui s'est produit le mercredi 21 mai 2003 à 19h44 d'une magnitude de 6,7 à 6,9 situé à une profondeur de 10km, a touché une zone allant de Zemmouri, Boumerdes jusqu'à Alger et Tizi Ouzou) a montré que pour une même typologie de constructions, le comportement de ces structures a été différent d'un endroit à un autre et cela pour différentes raisons, entre autres qu'il soit proche ou lointain, (Hassani. K, 2013).

IV.2. Enregistrements des séismes

Dans notre étude, nous avons travaillé sur un enregistrement issu du séisme de Boumerdes (avec ces milliers de répliques) qui ont été, en grande partie, enregistrées par les stations accélérométriques installées dans plusieurs régions du pays, et en particulier celles de région de Boumerdes. Comme travail routinier, l'observatoire calcule les pics de l'accélération horizontale (PGA, Peak Ground horizontal Acceleration), (Accélération maximale du sol) pour chaque événement. Dans notre travail, nous nous sommes basés sur des accélérogrammes de même caractéristique, c.-à-d. des accélérogrammes qui ont la même durée et la fréquence centrale, et qui sont installés respectivement à Boumerdes (en plein épiceutre). Nous avons choisi deux directions à savoir la direction (Est-Ouest) et la direction (Nord-Sud) avec leurs accélérations maximales du sol, qui sont mis à notre disposition par le centre de génie parasismique (CGS) d'Alger. (figure IV.2), (Hassani. K, 2013).

- Accélérogramme [(E-O et (N-S)] de Boumerdes du 21/05/2003 (figure IV.1) et (figure IV.2).

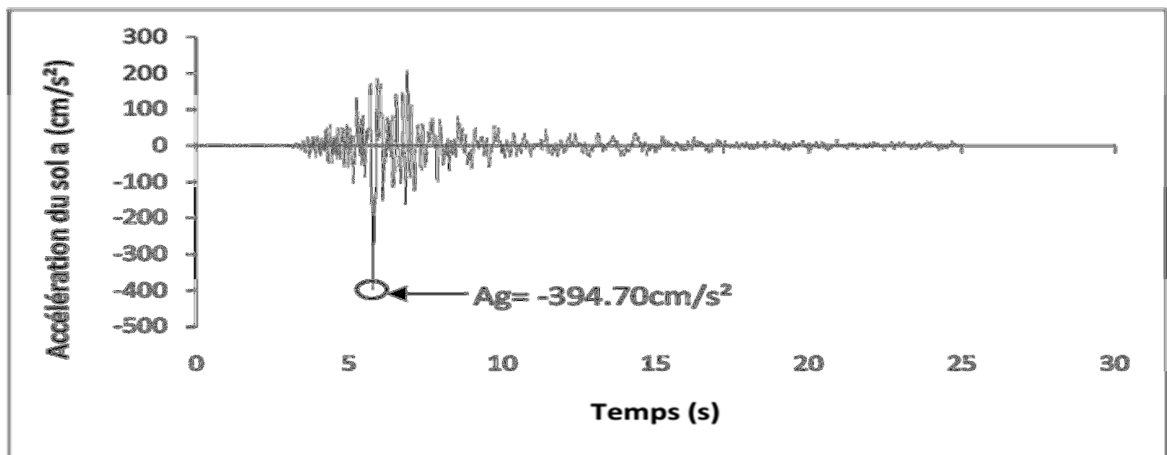


Figure IV. 1 : Accélérogramme Boumerdes (E-O)

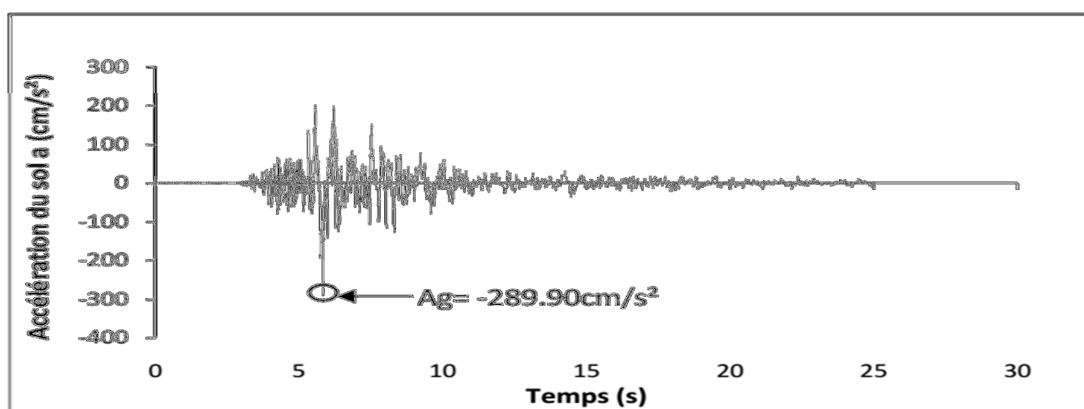


Figure IV. 2 : Accélérogramme Boumerdes (N-S)

IV.3. Transformation des données accélérométriques enregistrées en spectres de réponse

Nous devons transformer les données accélérométriques enregistrées lors du séisme de Boumerdes en spectres de réponse de forme $(S_d - S_a)$. Pour cela nous avons utilisé le logiciel SEISMOMATCH. Ce logiciel prend en charge les étapes suivantes :

Etape 1

Dans un premier temps, nous ouvrirons l'interface du logiciel SEISMOMATCH (figure IV.3 et IV.4) et qui nous permet de :

- 1) Charger les composantes horizontales de l'accélérogramme du séisme de Boumerdes.
- 2) Transformation l'accélérogramme en spectre (vitesse – temps).
- 3) Transformation le spectre (vitesse – temps) en un spectre (déplacement – temps).

- 4) Norme de normalisation suivant EC8 spectrum (Eurocode 8 spectrale)
- 5) a) Normalisation le spectre (vitesse – temps)
- b) Normalisation le spectre (déplacement – temps).

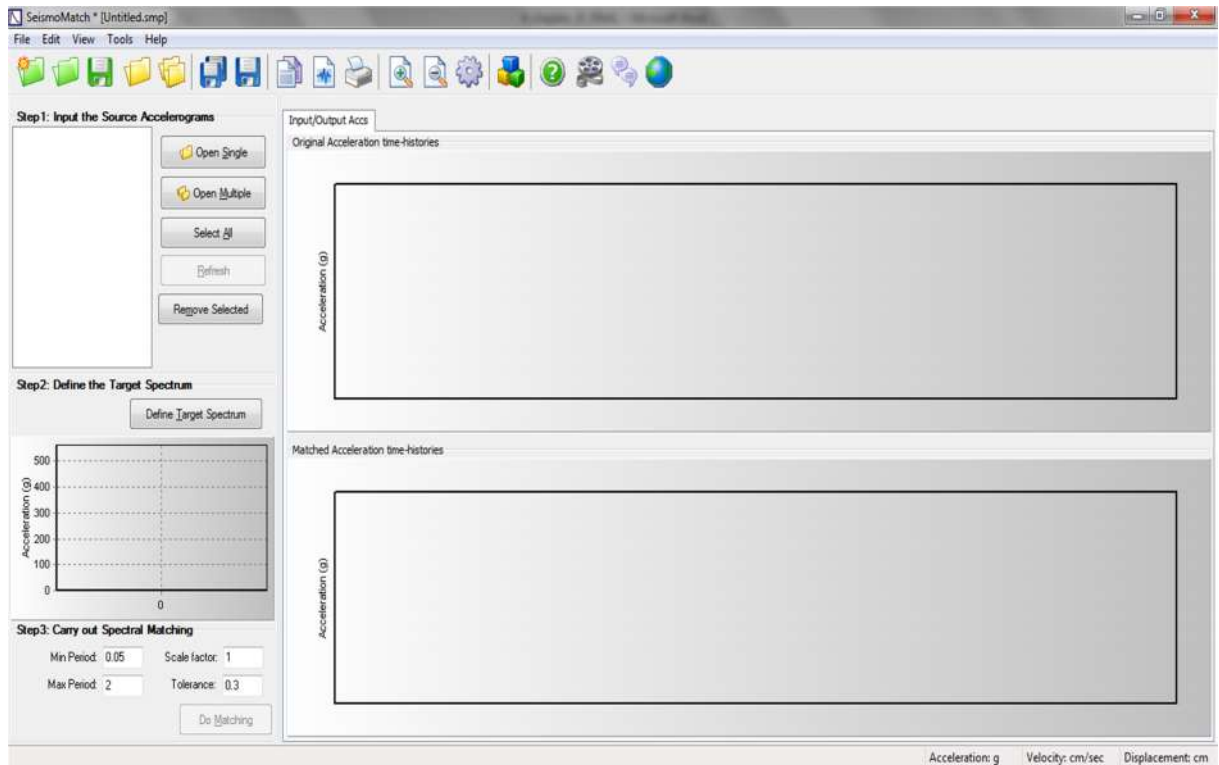


Figure IV. 3 : Interface du logiciel SEISMOMATCH

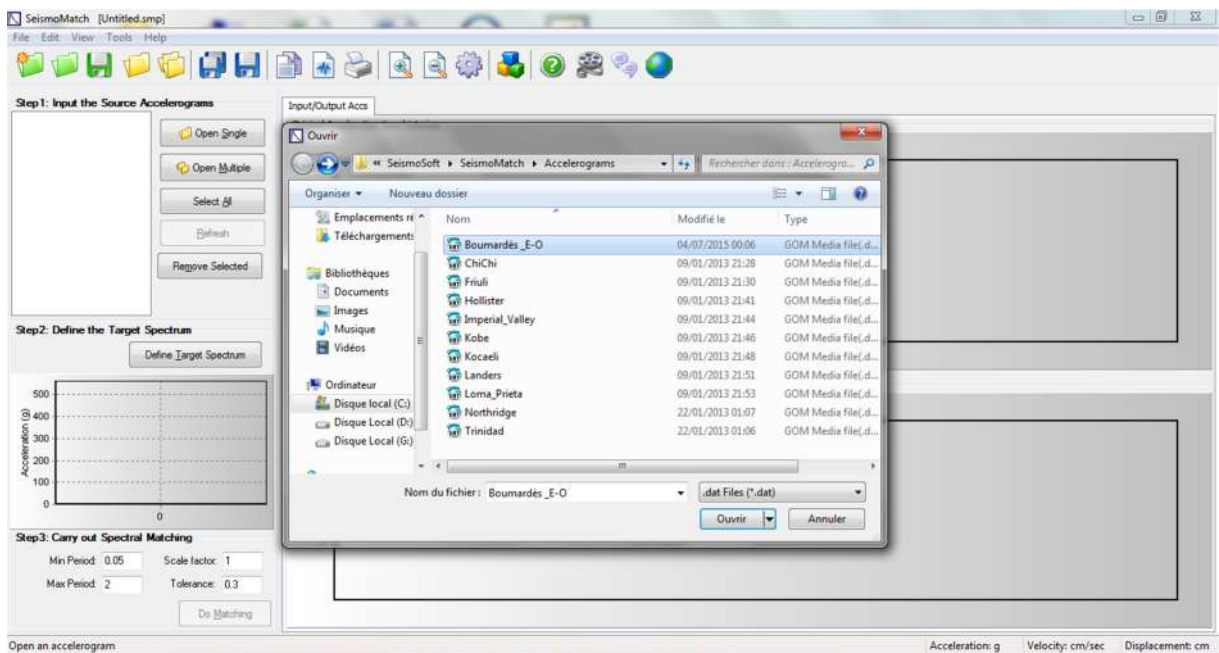


Figure IV. 4 : Introduction des données accélérométriques (sous format. DAT)

Etape 2

Ensuite, nous avons introduit les signaux sismiques. Essentiellement, se sont les accélérogrammes ci-après que nous avons traités (figure IV.6) à savoir :

- Accélérogramme Est-Ouest de Boumerdes;
- Accélérogramme Nord-Sud de Boumerdes.

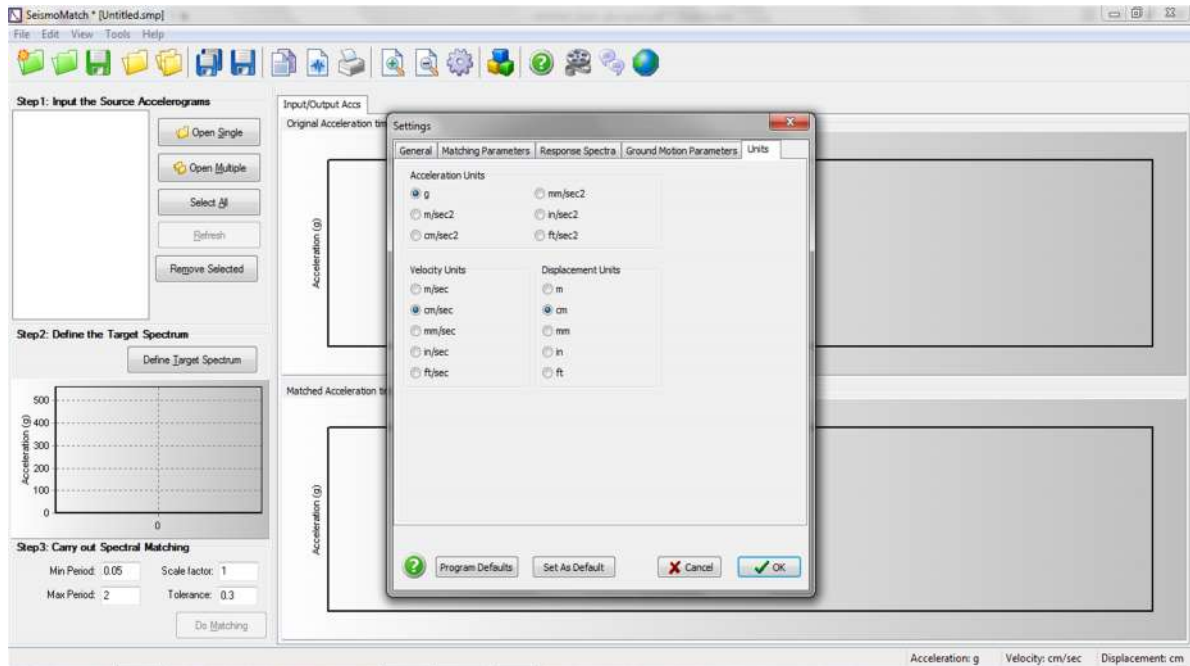


Figure IV. 5 : Choix des unités

Etape 3

Une fois que les signaux sismiques sont introduits, nous obtenons des graphes d'accélérations spectrales, de déplacements spectraux et de vitesses spectrales en fonction du temps (figure IV.6.1, 2, 3).

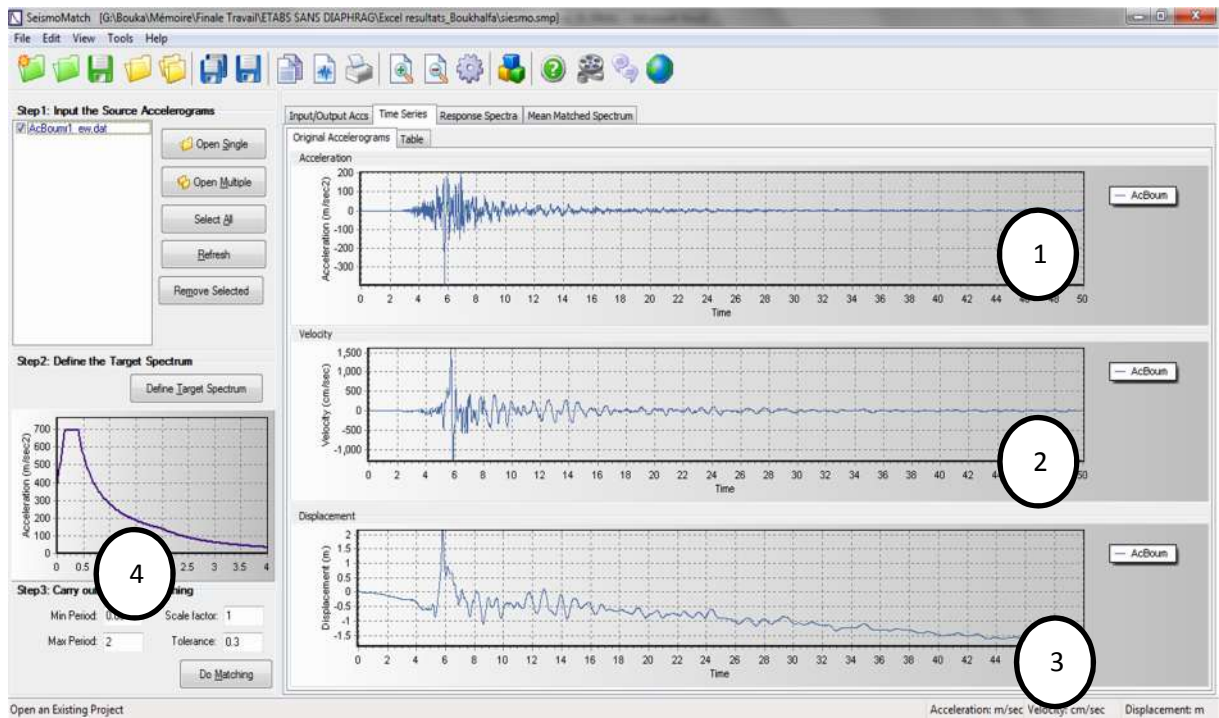


Figure IV. 6 : Les graphes d'accélération, de déplacement et de vitesse en fonction du temps

Etape 4

A cette étape, nous choisissons le spectre de normalisation en fonction de (vitesse - temps et déplacement – temps)

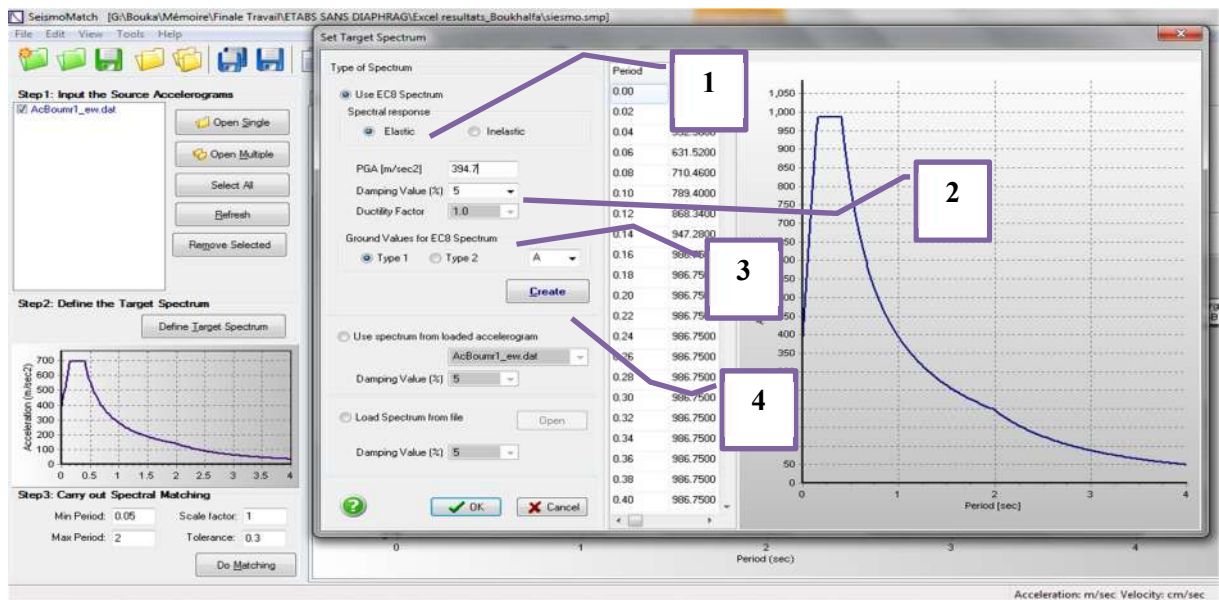


Figure IV. 7 : Choix les paramètres de normalisation des spectres.

Etape 5

A cette étape, nous introduisons dans les graphes d'accélérations, de déplacements et de vitesses en fonction du temps obtenus, le type d'amortissement visqueux ξ choisi et le type de spectre souhaité (figure IV.8).

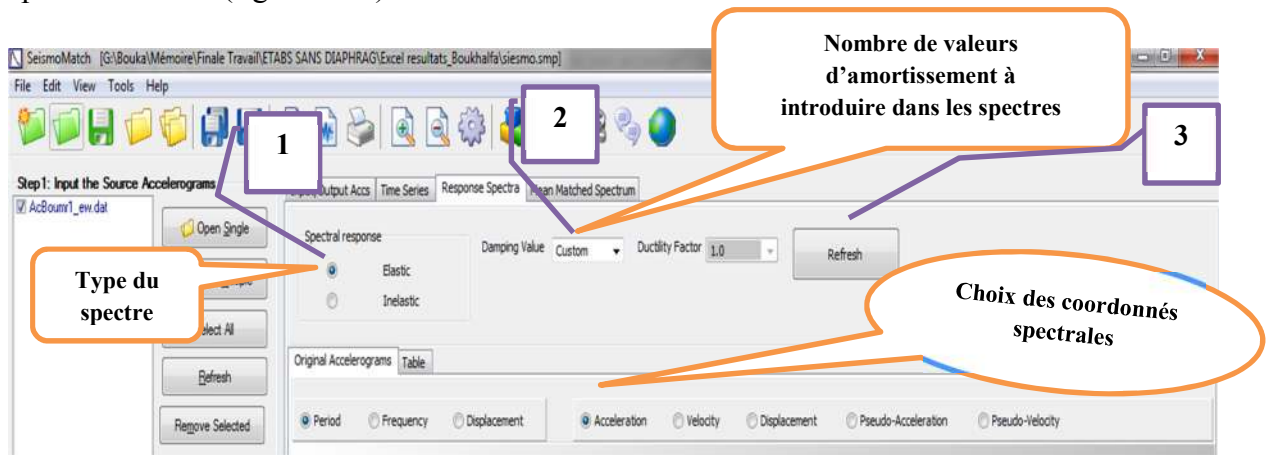


Figure IV. 8 : Choix des axes de propriétés et introduction des paramètres nécessaires

Etape 6

Des spectres de réponse sous forme d'accélération, de déplacement ou bien de vitesse en fonction du temps sont obtenus (figure IV.9).

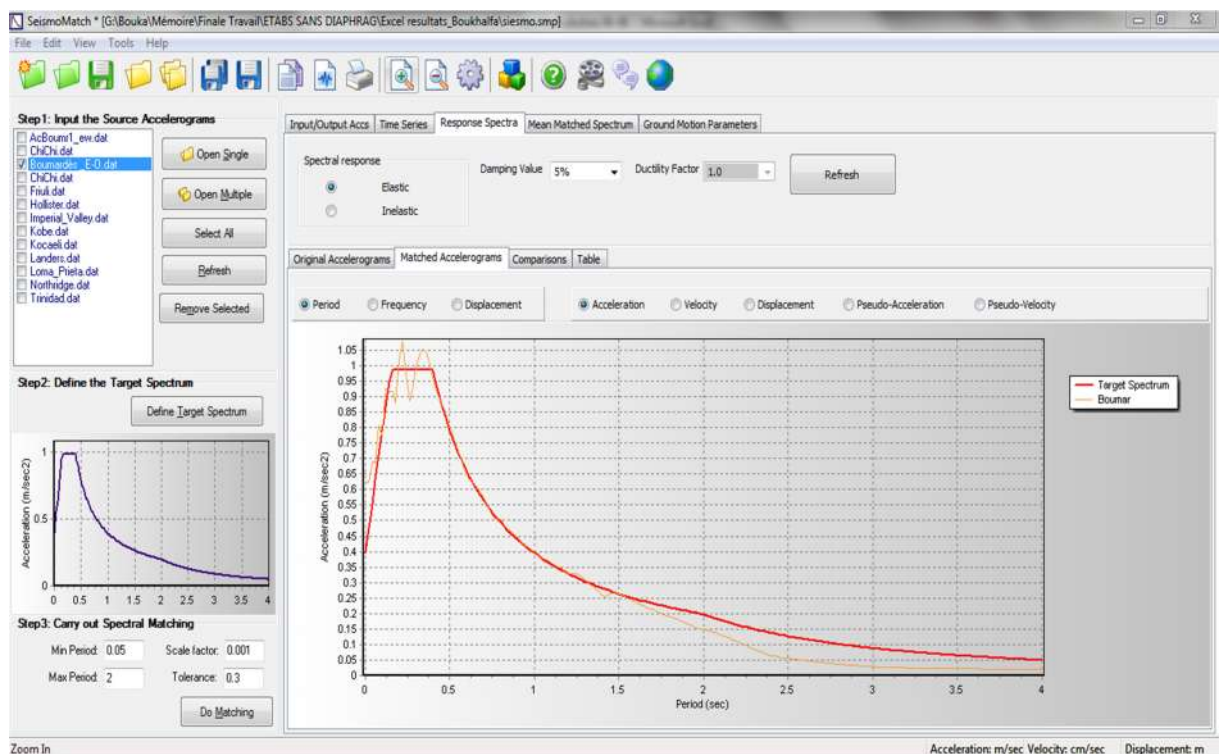


Figure IV. 9 : Spectres de réponse normalisée en fonction du temps

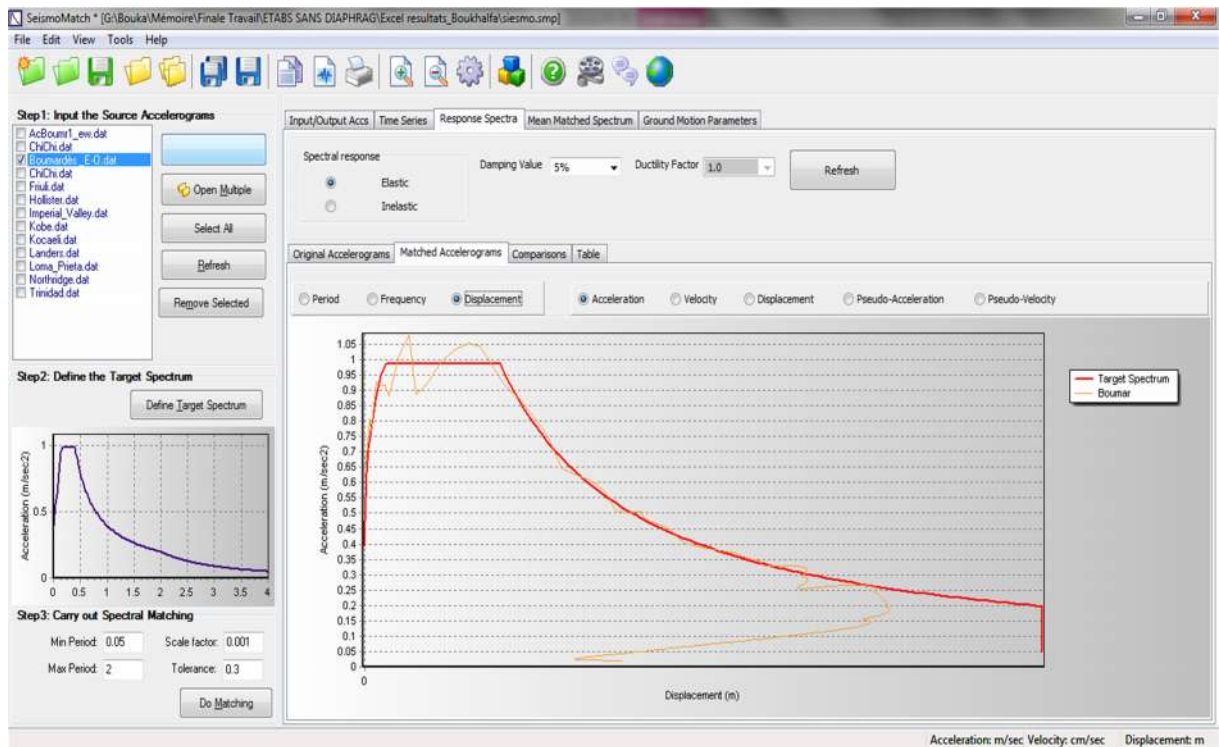


Figure IV. 10 : Spectres de réponse normalisé en fonction du déplacement

Etape 6

Arrivé à cette étape nous transformons les spectres de réponse (de forme accélération – temps ($S_a - t$)) en la forme (accélération – déplacement ($S_a - S_d$)) comme l’indiquent les figures (IV.10, IV.11) suivantes :

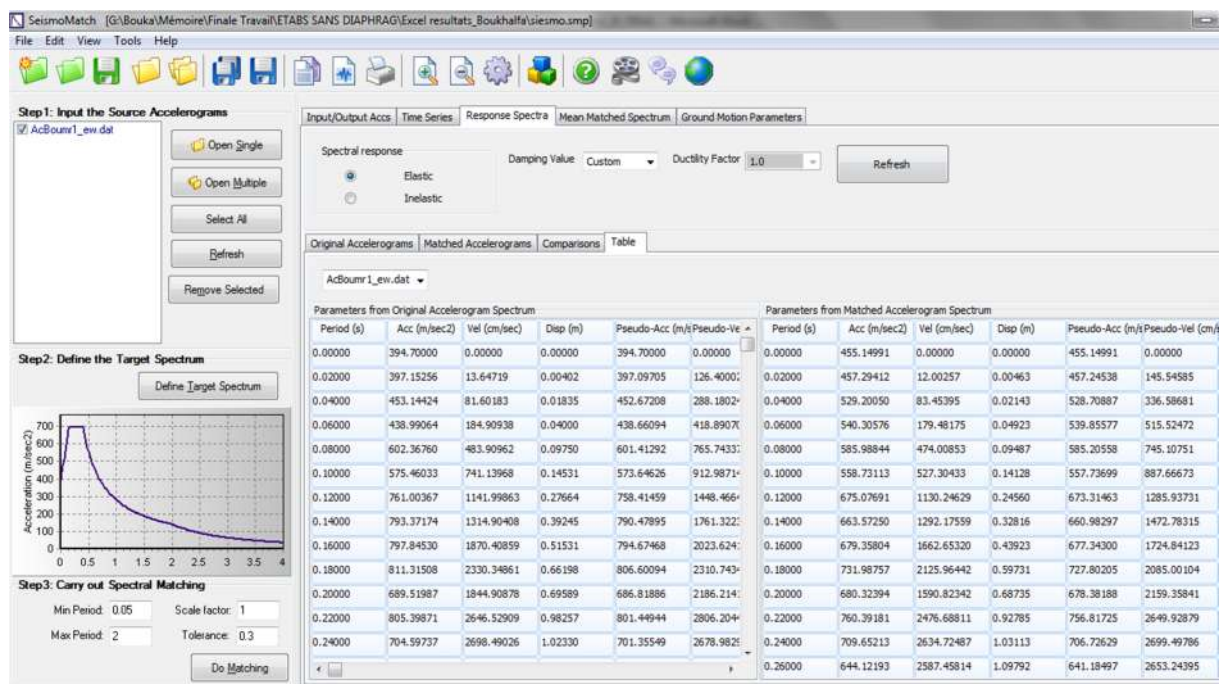


Figure IV. 11 : Valeurs de spectre de réponse et leurs normalisations

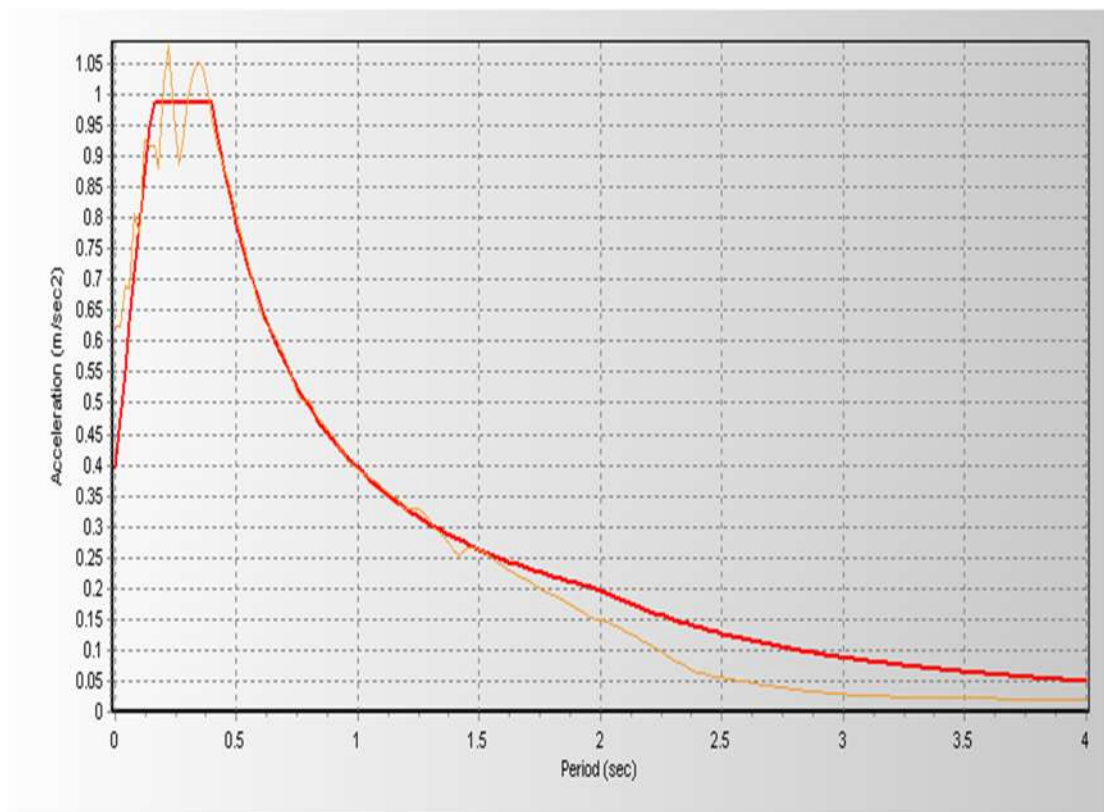
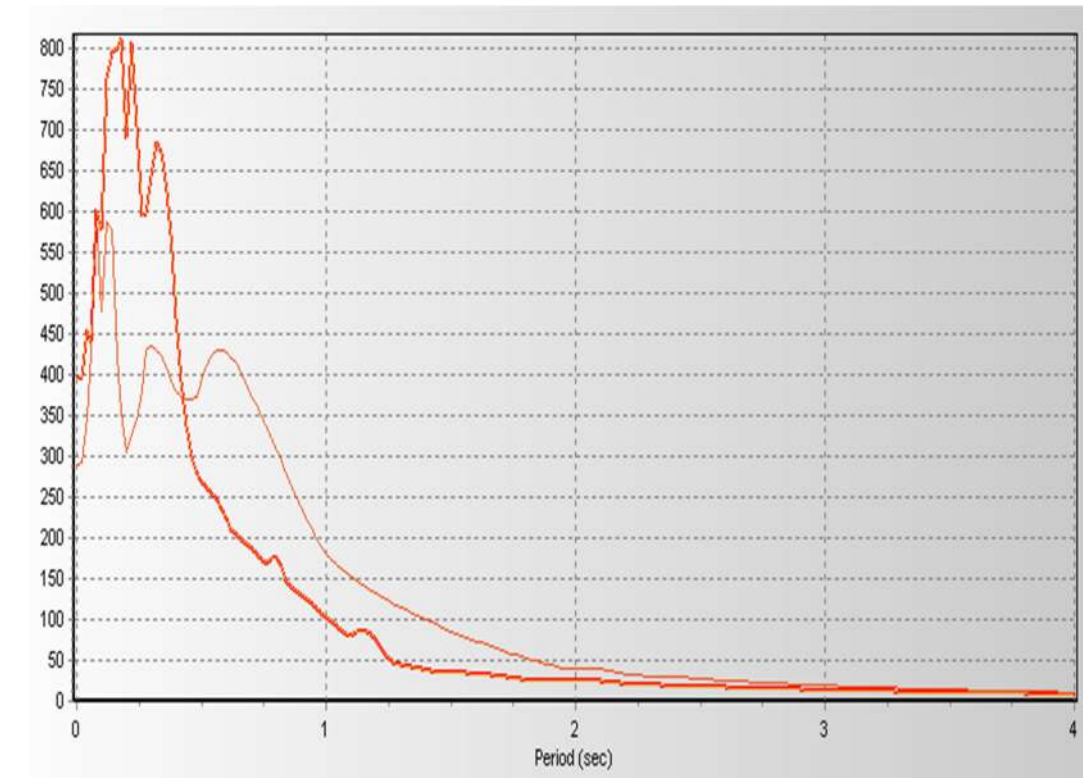


Figure IV. 12 : normalisation des spectres de réponse accélérométriques sous forme de (accélération – période)

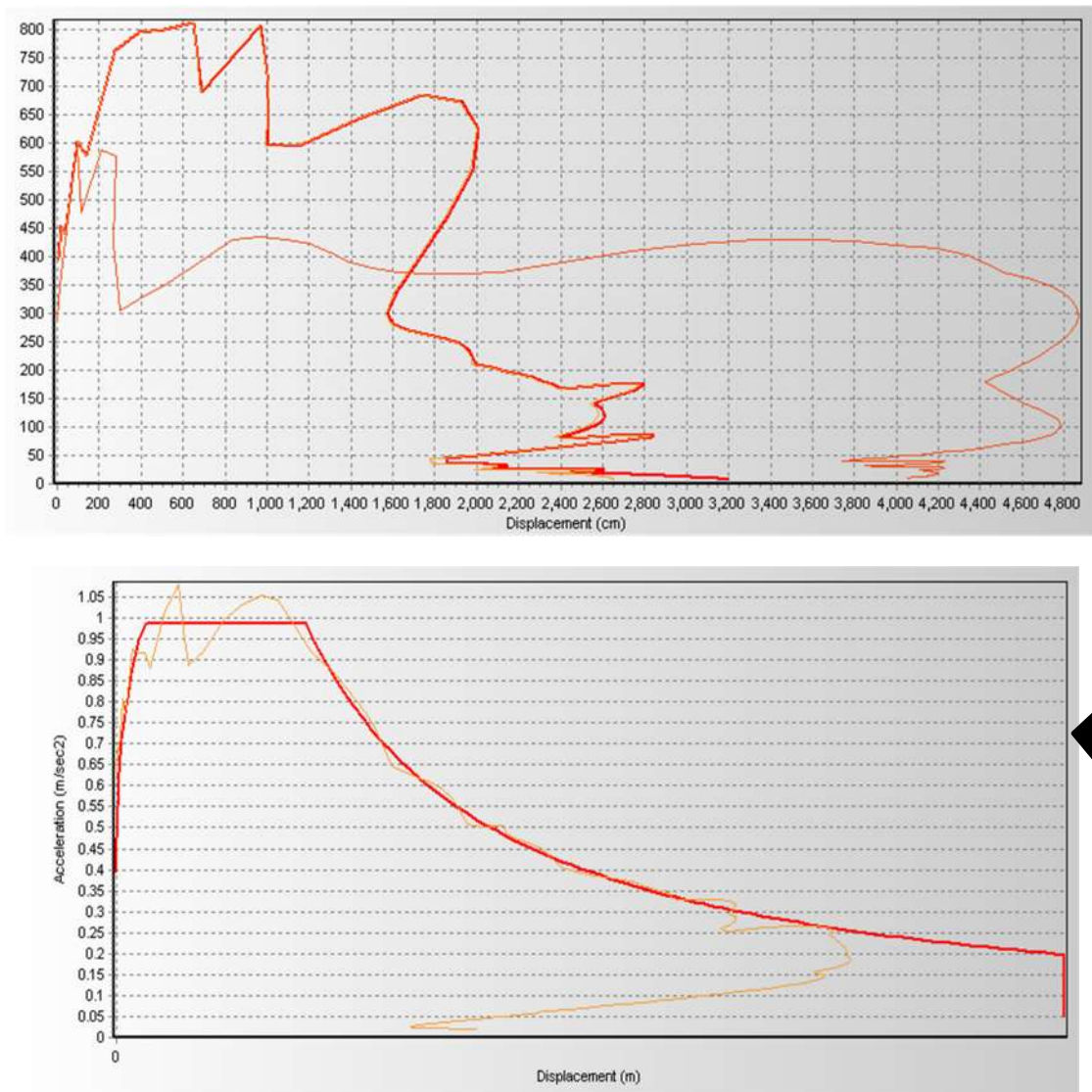


Figure IV. 13 : normalisation des spectres de réponse accélérométriques sous forme de (accélération –déplacement).

IV.4. Conclusion

Une fois ce travail accompli, nous sommes arrivés à formuler et normaliser des spectres de réponses élastiques et réduits à partir des données accélérométriques obtenues à partir des deux (02) accélérogrammes choisis, dont deux (02) installés dans la région de Boumerdes et cela dans les deux directions (Est-Ouest) et (Nord-Sud). Par la suite nous allons évaluer l'effet de séisme sur la performance sismique des structures en se basant principalement sur ces spectres obtenus.

Dans le chapitre V qui suivra, nous introduirons dans le logiciel ETABS V9.7.4 le spectre ainsi trouvé.

Chapitre V : Présentation et discussion des résultats

Plan de chapitre V

V.1. Introduction	66
V.2. Résultats de l'analyse Pushover	66
V.3. Evaluation du point de performance.....	68
V.4. Analyse des résultats	74
V.4.1. 1 Domaines de dommage :	74
V.4.2. Estimation et attribution de degré de dommage.....	75
V.5. Déplacements inter-étage	78
V.6. Mécanisme de ruine et états de dégradation de la structure	79
V.6.1. Demande en ductilité	79
V.7. Mécanisme de ruine et états de dégradation de la structure	80
V.8. Conclusion	83

V.1. Introduction

L'analyse statique non linéaire (Pushover) est effectuée sur la tour de manœuvre pour déterminer le comportement de cette dernière dans le domaine non linéaire et d'évaluer sa performance sismique.

Au terme de cette analyse non linéaire, nous procéderons au tracé de la courbe de capacité, nous déterminons aussi le point de performance ainsi que les déplacements relatifs inter-étages et la demande en ductilité (μ_D) qui caractérise le degré de pénétration du bâtiment dans le domaine plastique (AIT L'HADJ, 2013)

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

V.2. Résultats de l'analyse Pushover

La courbe de capacité, ainsi que spectre de capacité obtenue lors de l'analyse Pushover dans les deux sens (xx et yy), sont données respectivement par les figures (IV.1) et (IV.2)

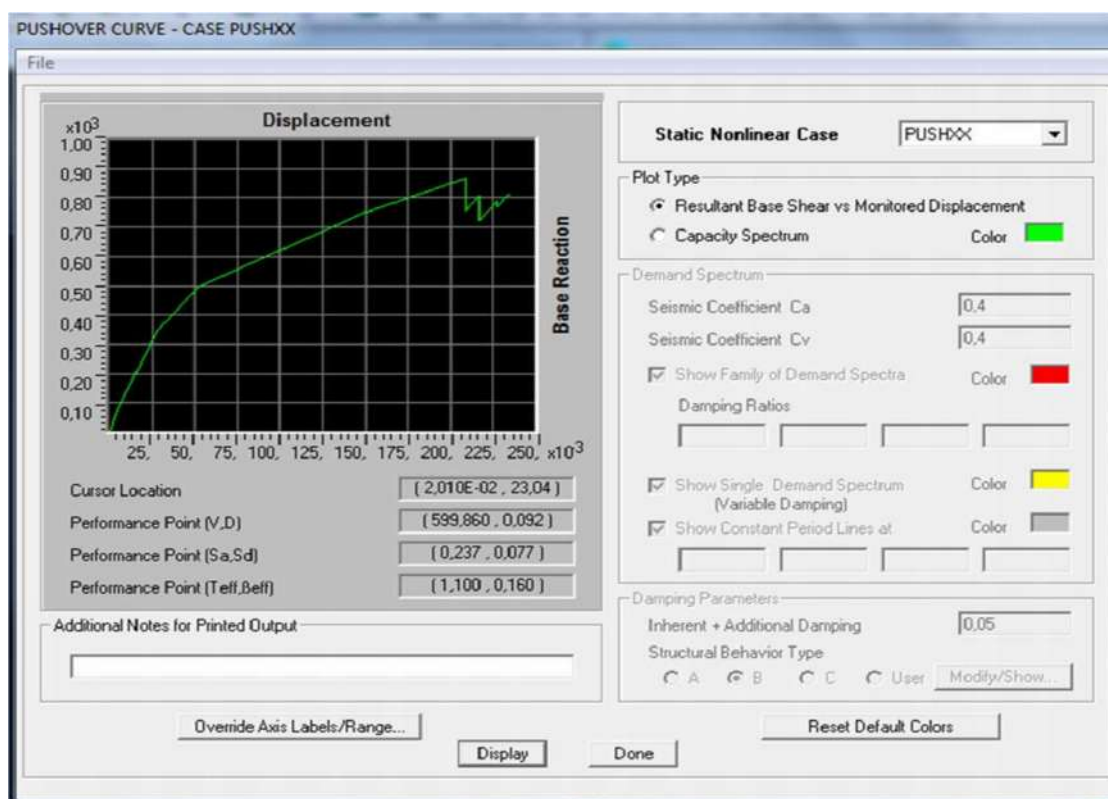


Figure V. 1: courbe de capacité donnée par le pushover (V-Sd).

PUSHOVER CURVE

Step	Displacement	Base Force	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	TOTAL
0	1,326E-04	0,0000	447	1	0	0	0	0	0	0	448
1	0,0044	75,9255	397	51	0	0	0	0	0	0	448
2	0,0283	347,4769	352	96	0	0	0	0	0	0	448
3	0,0525	498,8930	304	118	23	3	0	0	0	0	448
4	0,1507	750,1033	295	115	23	14	0	1	0	0	448
5	0,2086	865,9147	293	115	25	14	0	0	1	0	448
6	0,2086	757,1339	293	114	26	14	0	0	0	1	448
7	0,2166	806,9214	293	113	27	14	0	0	0	1	448
8	0,2166	724,9329	292	114	25	15	0	1	0	1	448
9	0,2268	789,6796	291	115	25	15	0	0	1	1	448

Figure V. 2 : Données et résultat de l'analyse pushover (V-Sd).

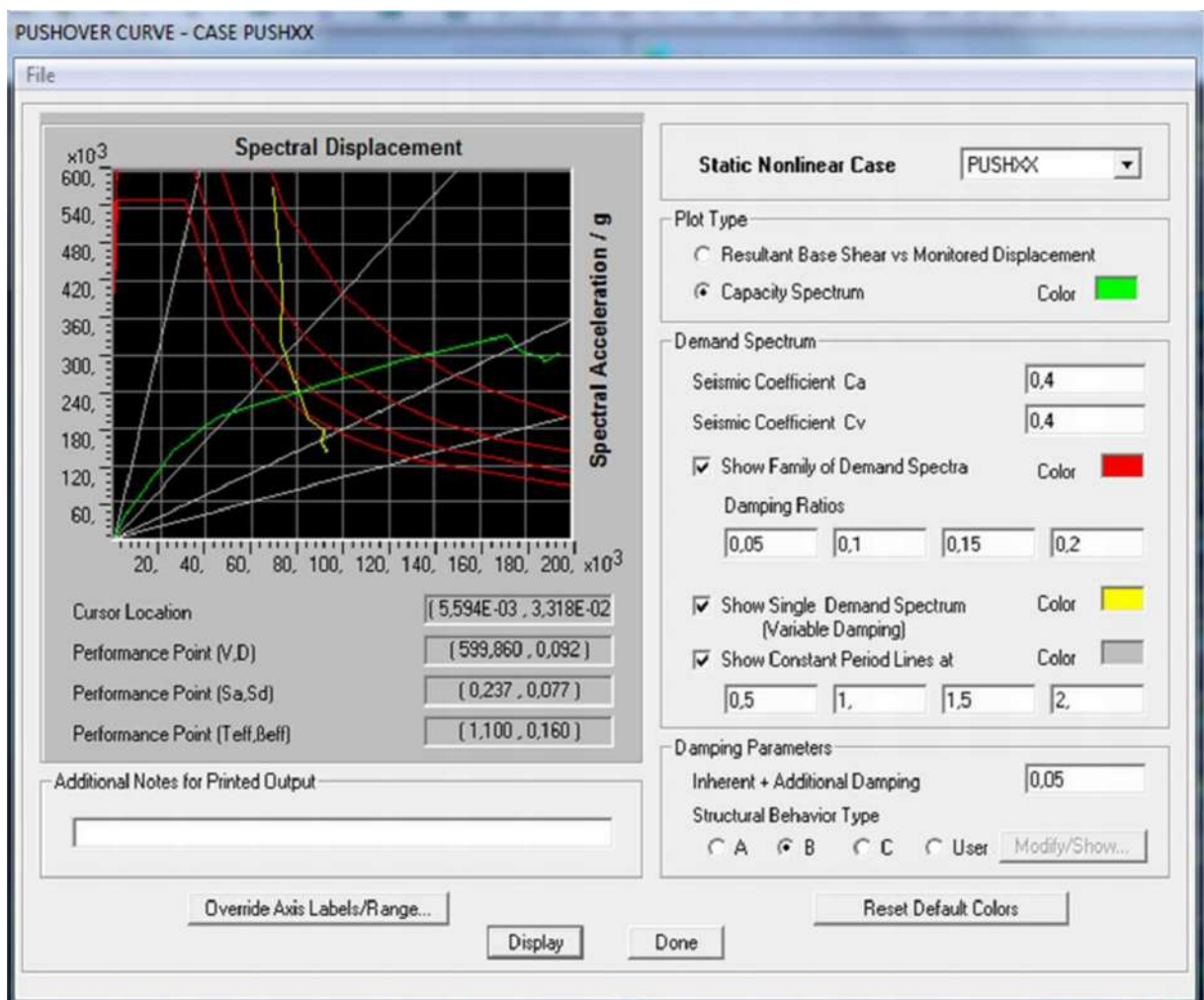
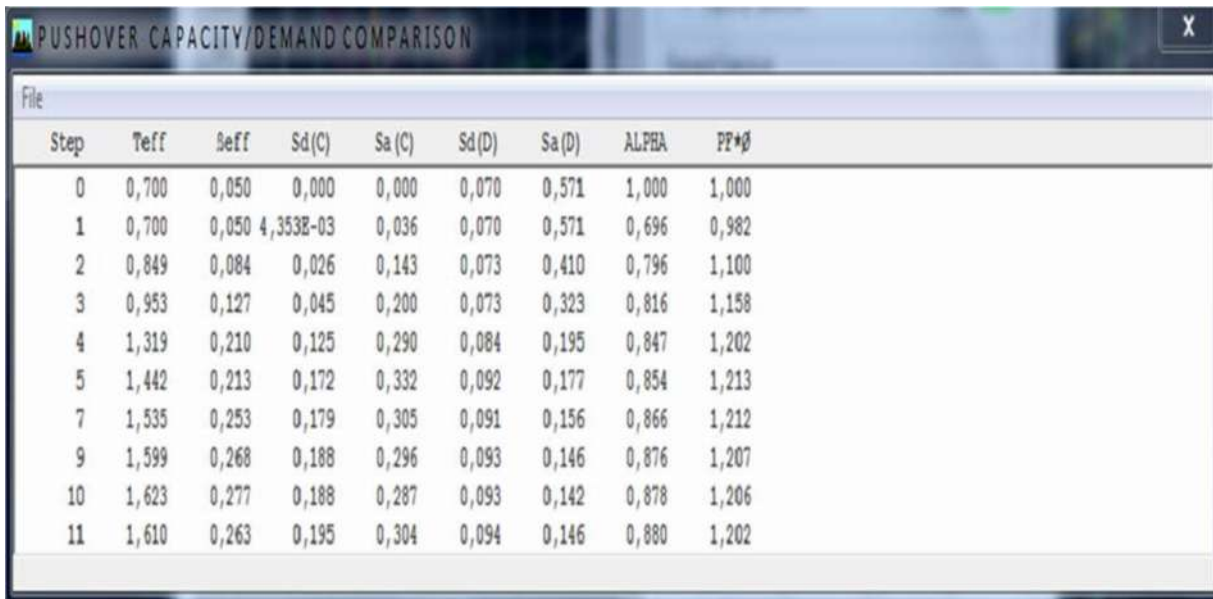


Figure V. 3 : courbe de capacité donnée par le pushover (Sa-Sd).



Step	Teff	Beff	Sd(C)	Sa(C)	Sd(D)	Sa(D)	ALPHA	PP+φ
0	0,700	0,050	0,000	0,000	0,070	0,571	1,000	1,000
1	0,700	0,050	4,353E-03	0,036	0,070	0,571	0,696	0,982
2	0,849	0,084	0,026	0,143	0,073	0,410	0,796	1,100
3	0,953	0,127	0,045	0,200	0,073	0,323	0,816	1,158
4	1,319	0,210	0,125	0,290	0,084	0,195	0,847	1,202
5	1,442	0,213	0,172	0,332	0,092	0,177	0,854	1,213
7	1,535	0,253	0,179	0,305	0,091	0,156	0,866	1,212
9	1,599	0,268	0,188	0,296	0,093	0,146	0,876	1,207
10	1,623	0,277	0,188	0,287	0,093	0,142	0,878	1,206
11	1,610	0,263	0,195	0,304	0,094	0,146	0,880	1,202

Figure V. 4 : Données et résultat de l'analyse pushover (Sa-Sd)

V.3. 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 I.

Développement de spectre de réponse de la structure au format (Sd-Sa) :

Les résultats de la figure (V.4) sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V. 1 : résultat de l'analyse pushover ($S_d(C)$)-($S_a(C)$)

Sd(C)	Sa(C)
0	0
0,0044	0,036
0,026	0,143
0,045	0,2
0,125	0,29
0,172	0,332

Le spectre de réponse est donné dans la figure suivante :

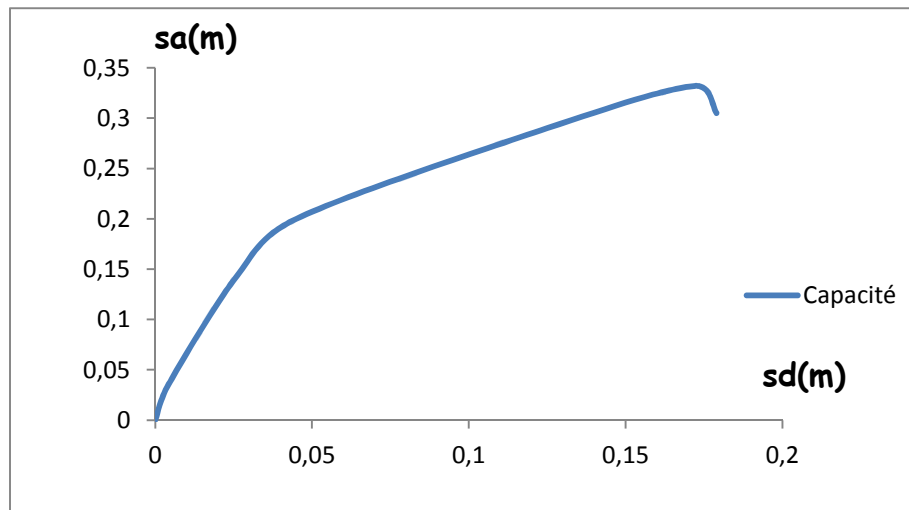


Figure V. 5 : Spectre de capacité (extrait des résultats du Pushover).

- Développer une représentation bilinéaire de la courbe de capacité

La représentation bilinéaire de la courbe de capacité sera développée dans le programme EXCEL et sera donnée par la figure (figure V.6)

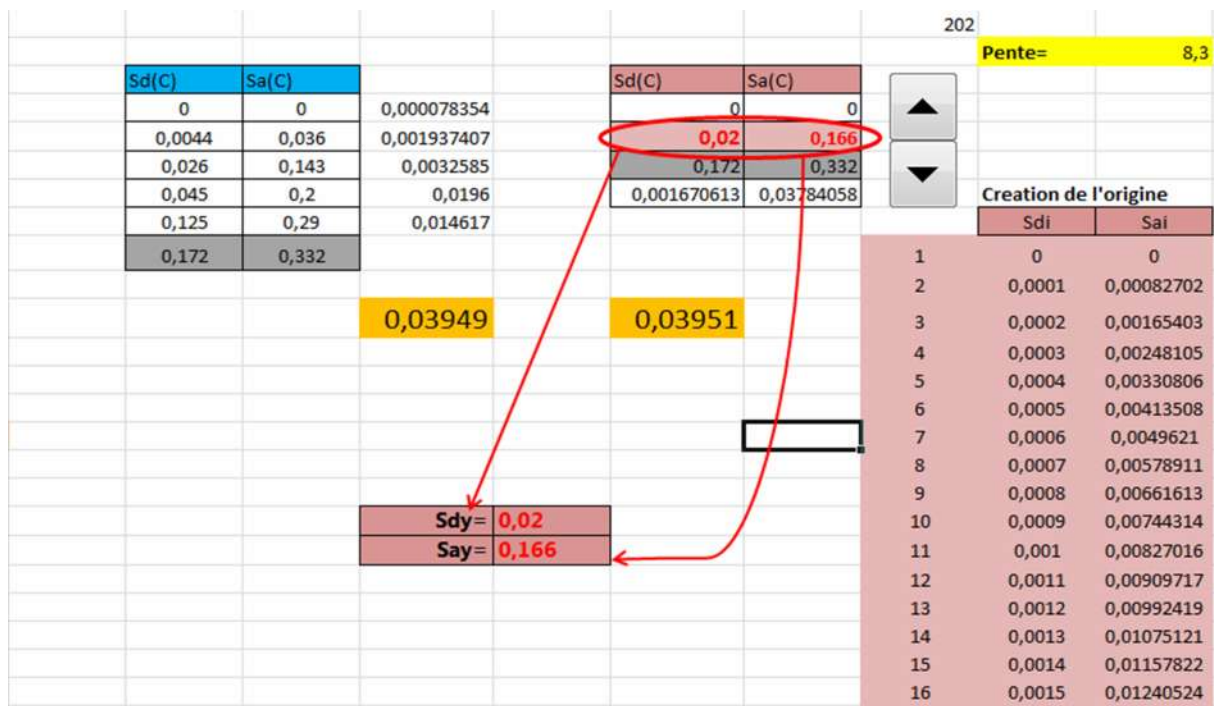


Figure V. 6: Programme EXCEL pour la représentation de bilinéaire de la courbe de capacité

Pour construire la représentation bilinéaire de la courbe de capacité, le premier segment est tracé à partir de l'origine avec une pente correspondant à la rigidité initiale de la structure (segment élastique).

Le deuxième segment est tracé en reliant le point (a_{pi}, d_{pi}) à un point (a_y, d_y) qui est définie de tel façon à avoir l'égalité de surfaces A1 et A2

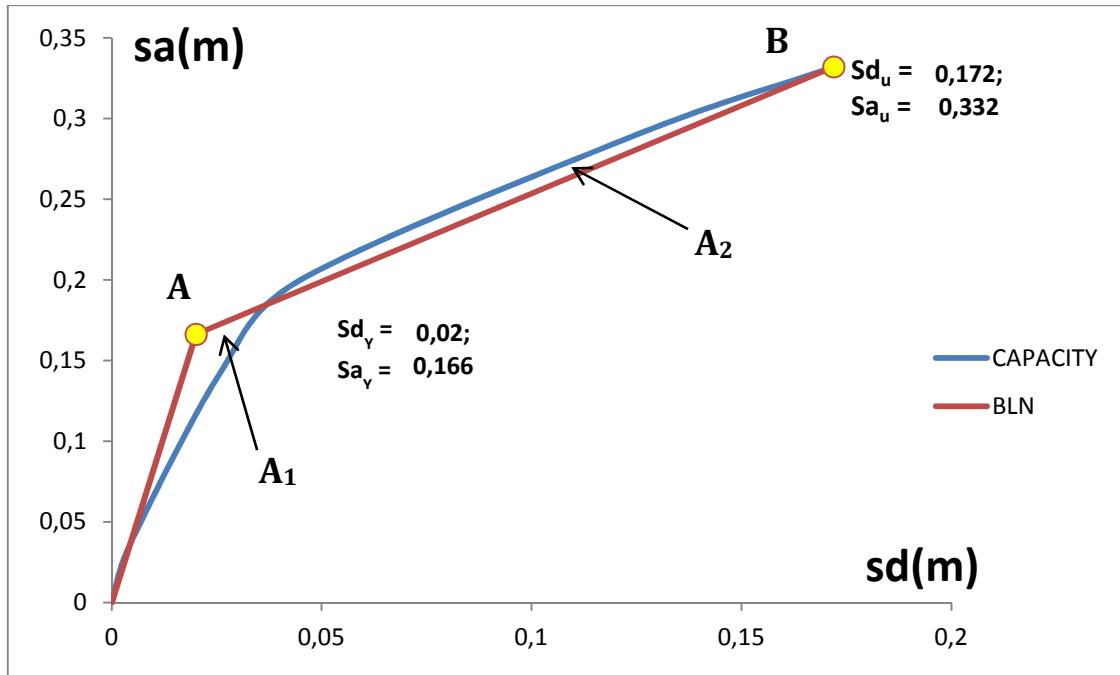


Figure V. 7: Représentation bilinéaire du spectre de capacité.

Les coordonnées des points A et B de la courbe bilinéaire sont donnés dans le tableau suivant

Tableau V. 2 : Les coordonnées des points A et B

Limites élastiques Point A		Limites ultimes Point B	
Sd _y	Sa _y	Sd _u	Sa _u
0.02	0.166	0.172	0.332

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

$$\xi_{eff} = 0.05 + \kappa \cdot \xi_o = 0.05 + k \frac{0.637 (a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{(a_{pi} d_{pi})} \tag{I. 10}$$

- Représentation de la courbe (ξ_{eff} -Sd) (figure V.8)

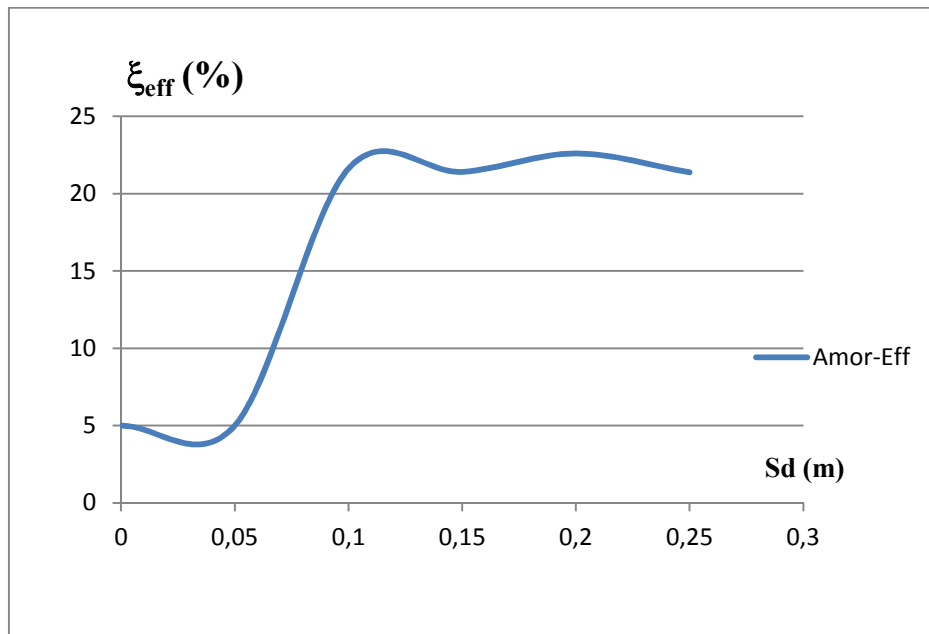


Figure V. 8: représentation du courbe amortissement effectif-déplacement spectrale.

- Développer et représenter une famille de spectres réduits ($\xi_{eff} > 5\%$), (figure V.9).

La représentation de la famille de spectre réduit ce fait ont variions l'amortissement leurs représentations et dans la figure ci-après:

- Détermination des points (ξ_{eff} - S_{dpi}), ceux-ci sont obtenus en superposant la courbe de capacité spectrale bilinéaire avec les spectres de réponse des amortissements effectifs ξ_{eff} . (figure V.10)

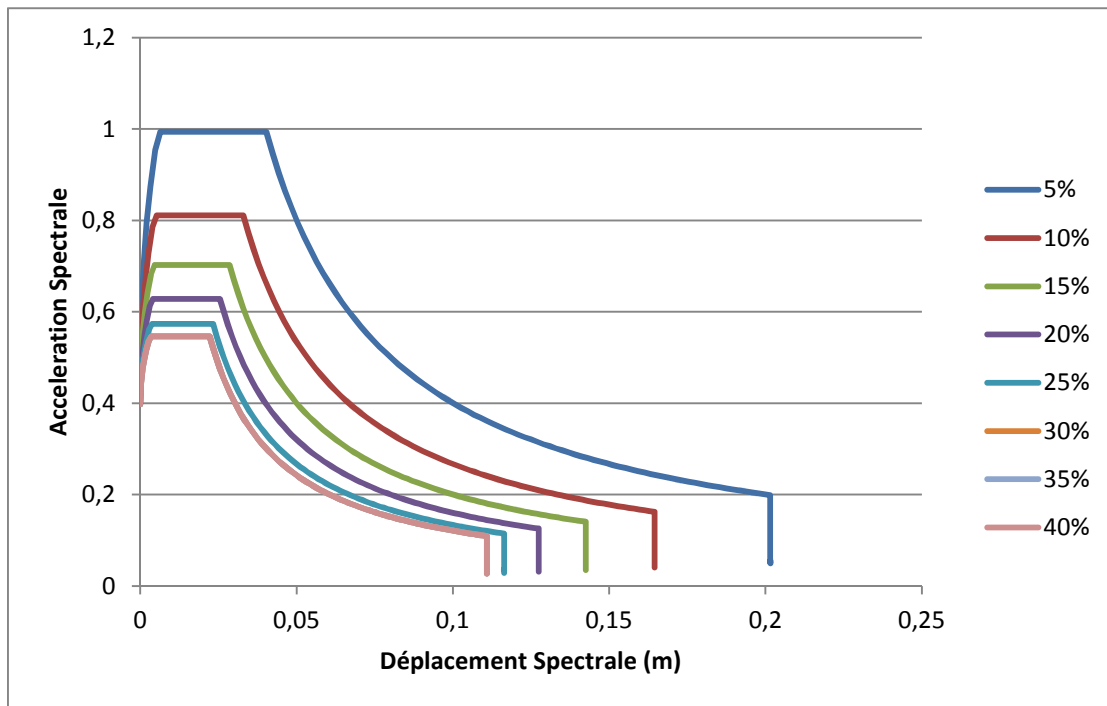


Figure V. 9: représentation d'une famille de spectre réduit

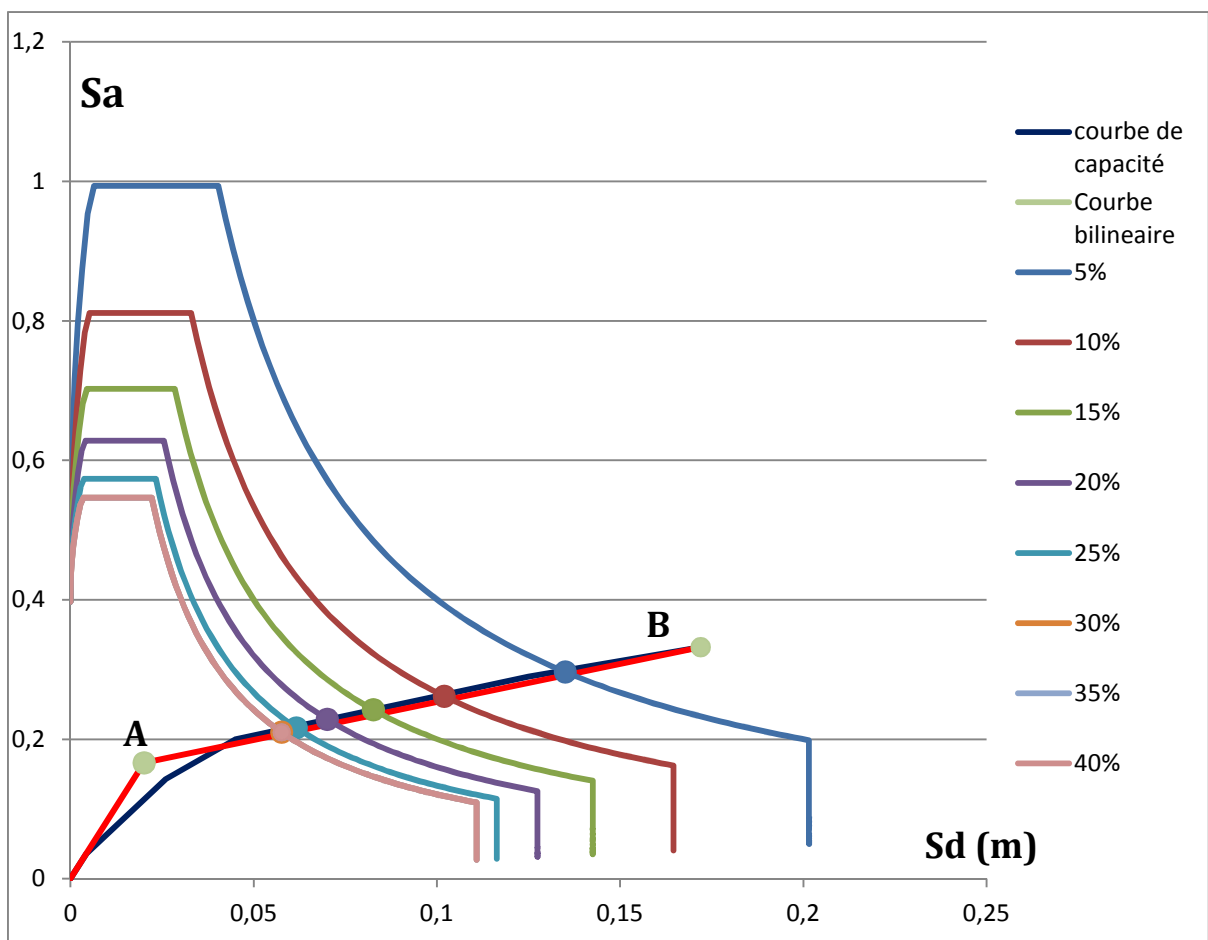


Figure V. 10: Détermination des points (Sa_{pi} - Sd_{pi})

Les points d'intersection entre la courbe de capacité et les courbes des spectres réduits qui sont tirés de graphe (figure) est donné dans le tableau suivant :

Tableau V. 3 : Valeurs de ξ_{eff} (%) en fonction de $(S_{ay}, S_{dy}), (S_{api}, S_{dpi})$

Amortissements ξ (%)	Sd (m)	Sa (m/s ²)
5	0,135	0,297
10	0,102	0,262
15	0,083	0,242
20	0,062	0,216
25	0,058	0,21
30	0,058	0,21
35	0,058	0,21

- Superposition des deux courbes $(S_a - S_{dpi})_{(C)}$ (obtenue en figure V.8), et celle de $(S_a - S_d)_{(D)}$ (obtenue en figure V.9), puis détermination du point de performance comme illustré sur la figure (V.11)

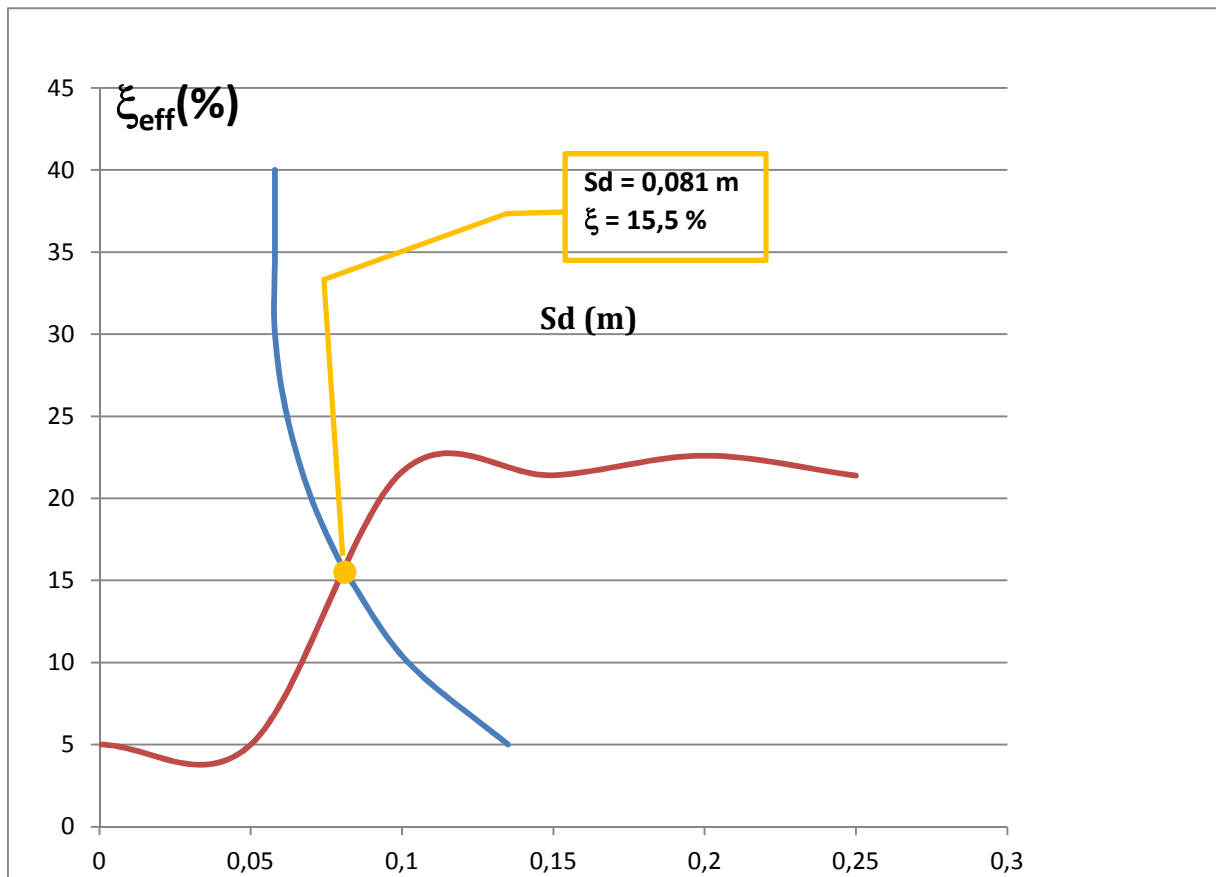


Figure V. 11: Détermination du point de performance

V.4. Analyse des résultats

V.4.1. 1 Domaines de dommage :

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





Tableau V. 4 : Calcul des domaines des dommages.

Degrés des dommages	Formule des différents déplacements spectraux	Sd (m)
DG1	$Sd = 0,4 Sdy$	0.012
DG2	$Sd = 0,8 Sdy$	0.024
DG3	$Sd = Sdy + 0,25 (Sdu - Sdy)$	0.065
DG4	$Sd = 0,75 Sdu$	0.129
DG5	$Sd = Sdu$	0.172
Sdy : limite élastique en déplacement		
Sdu : limite ultime en déplacement		

V.4.2. Estimation et attribution de degré de dommage

Chaque point de performance se localise dans un intervalle qui définit un état d'endommagement, ces intervalles nous permettent d'estimer et d'attribuer un degré de dommage, (tableau V.5).

Tableau V. 5 : Classification des dégâts aux structures

Ordre d'accélération	Description et attribution des dommages probables	
	Description	attribution de degré de dommage
 <p>0.15g - 0.20g</p>	<p>Dommages structuraux modérés, dommages non structuraux importants</p> <ul style="list-style-type: none"> • Fissures dans les structures de types portiques (poteaux et poutres) et dans les structures avec murs. • Fissures dans les cloisons et les murs de remplissage ; • Chute des revêtements friables et du plâtre. • Chute du mortier aux jonctions entre les panneaux des murs. 	2
 <p>0.20g - 0.30g</p>	<p>Dégâts structuraux importants, dégâts non structuraux très importants</p> <ul style="list-style-type: none"> • Fissures dans les poteaux et dans les nœuds à la base de l'ossature et aux extrémités des linteaux des murs avec des ouvertures. • Ecaillage du revêtement de béton, flambement des barres d'armature longitudinale. • Fissures importantes dans les cloisons et les murs de remplissage. 	3
 <p>0.30g - 0.40g</p>	<p>Dégâts structuraux importants, dégâts non structuraux très importants</p> <ul style="list-style-type: none"> • Fissures dans les poteaux et dans les nœuds à la base de l'ossature et aux extrémités des linteaux des murs avec des ouvertures. • Ecaillage du revêtement de béton, flambement des barres d'armature longitudinale. • Fissures importantes dans les cloisons et les murs de remplissage. 	3
 <p>Au de la de 0.40g</p>	<p>Dégâts très importants (Dégâts structuraux importants, dégâts non structuraux très importants)</p> <ul style="list-style-type: none"> • Fissures importantes dans les éléments structuraux avec défaillance en compression du béton et rupture des barres à haute adhérence ; Perte de l'adhérence acier béton; basculement des poteaux. • Eroulement de quelques poteaux ou d'un étage supérieur. 	4

- Le domaine de dommage est représenté sur la figure ci-après (figure V.12) :

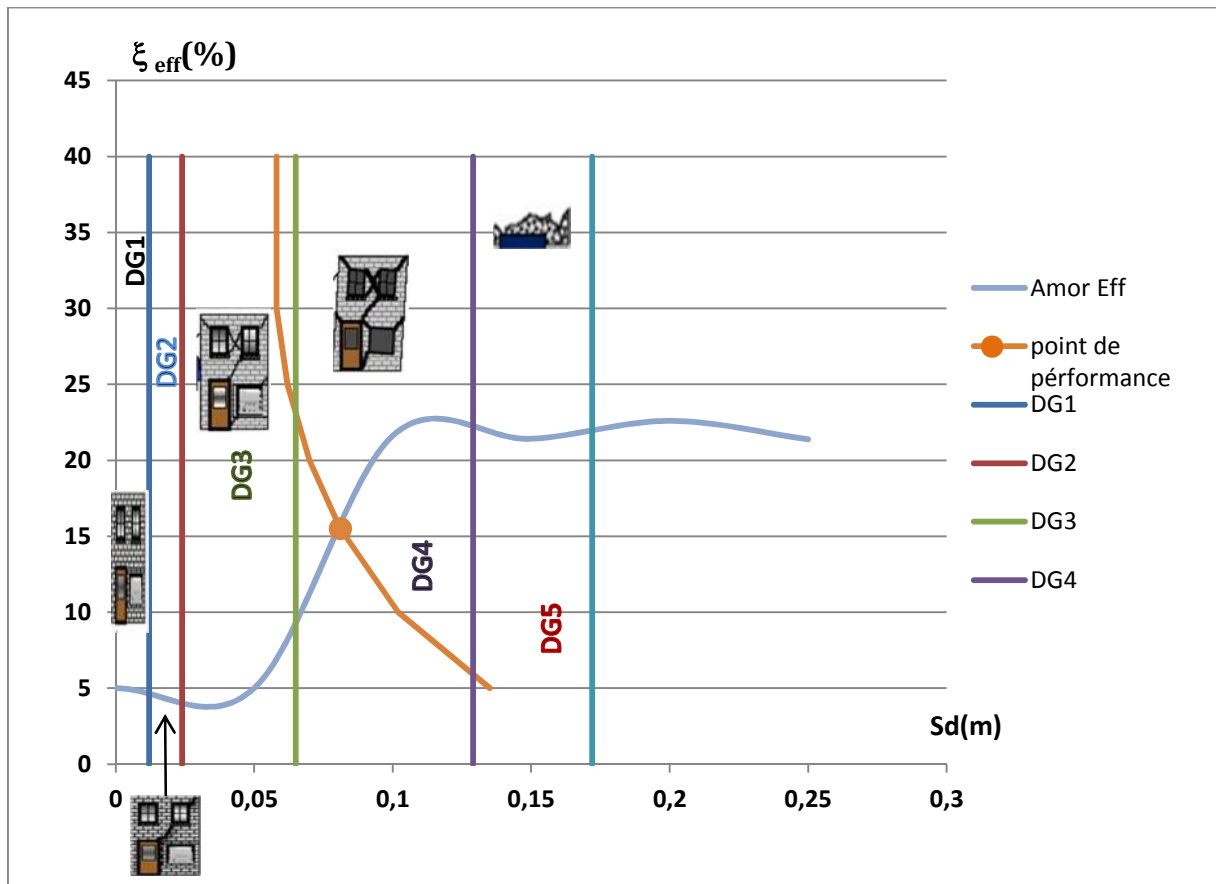


Figure V. 12 : domaines des dommages.

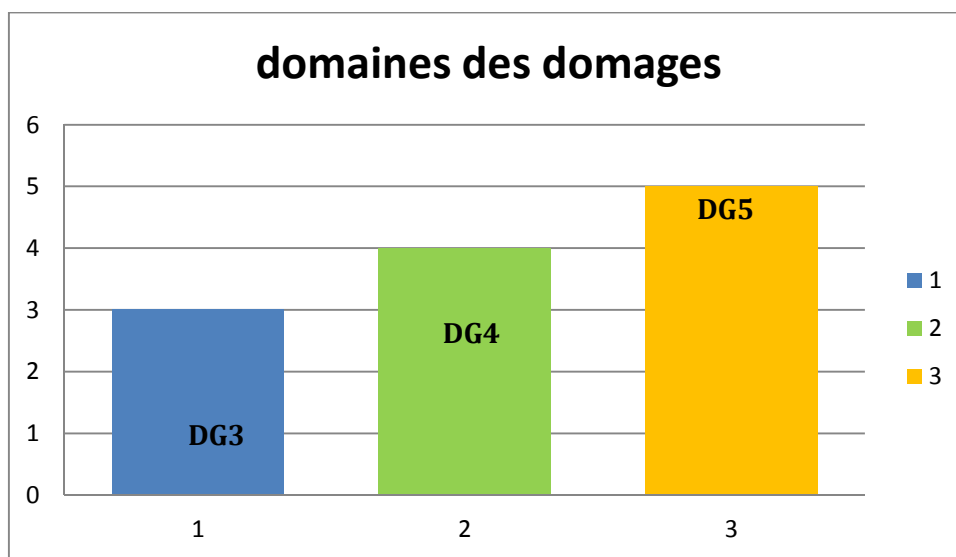


Figure V. 13 : Variation du domaine des dommages en fonction de l'accélération sismique.

V.5. Déplacements inter-étage

Les différents déplacements inter-étage sont déterminés par l'équation (V.1)

$$\Delta x = D_k - D_{k-1} \quad (\text{V. 1})$$

Tableau V. 6 : Le déplacement inter-étage

Story	N°	Load	UX	delta x
ETAGE	6	EX	0,0256	0,034
ETAGE	5	EX	0,0222	0,034
ETAGE	4	EX	0,0188	0,036
ETAGE	3	EX	0,0152	0,036
ETAGE	2	EX	0,0116	0,038
RDC	1	EX	0,0078	0,039

❖ **Remarque :**

Les résultats du tableau ci-dessous sont tirés à partir de logiciel ETABS

La représentation des déplacements inter-étagés est donnée comme suite :

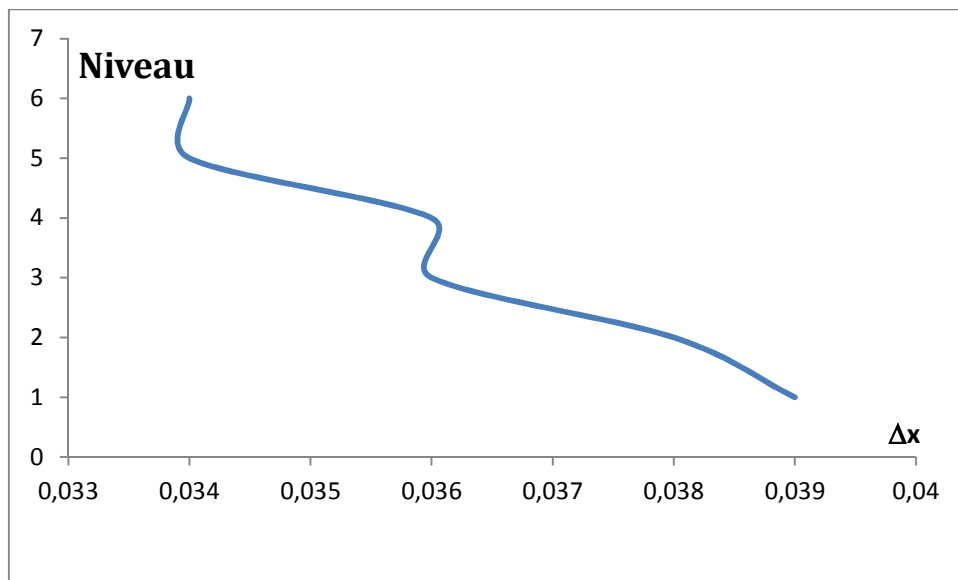


Figure V. 14: Déplacements inter-étages au point de performance

V.6. Mécanisme de ruine et états de dégradation de la structure

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

V.6.1. 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.

A mesure que le facteur (μ_D) est grand, le degré de pénétration de la structure dans le domaine plastique est important.

Dans notre cas, $S_d = 8.1cm$ et $S_{dy} = 2cm$ $S_{du} = 17.2cm$

AN:

$\mu_D = 4.05$

$\mu_{DU} = 8.6$

$\mu_D < \mu_{DU}$ Et ($4,0 < \mu_D < 6,5$)

Donc notre structure est classée dans la classe **B** selon (tableau V.7).

Tableau V. 7 : Description et classification des structures

Typologies	Description des structures
Classe A $\mu_D > 6.5$	➤ Bâtiments contreventés par des portiques en acier avec remplissage en maçonnerie
Classe B $0.4 < \mu_D < 6.5$	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Bâtiments contreventés par des portiques en acier avec remplissage en maçonnerie ➤ Bâtiments contreventé par des voiles en béton. ➤ Bâtiments contreventés par des portiques et des voiles.
Classe C $1.0 \mu_D < 4.0$	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Maçonnerie ancienne en pierres non taillées. ➤ Maçonnerie chaînée en éléments préfabriqués en béton ou terre cuite, avec planchers en béton armé.

V.7. Mécanisme de ruine et états de dégradation de la structure

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

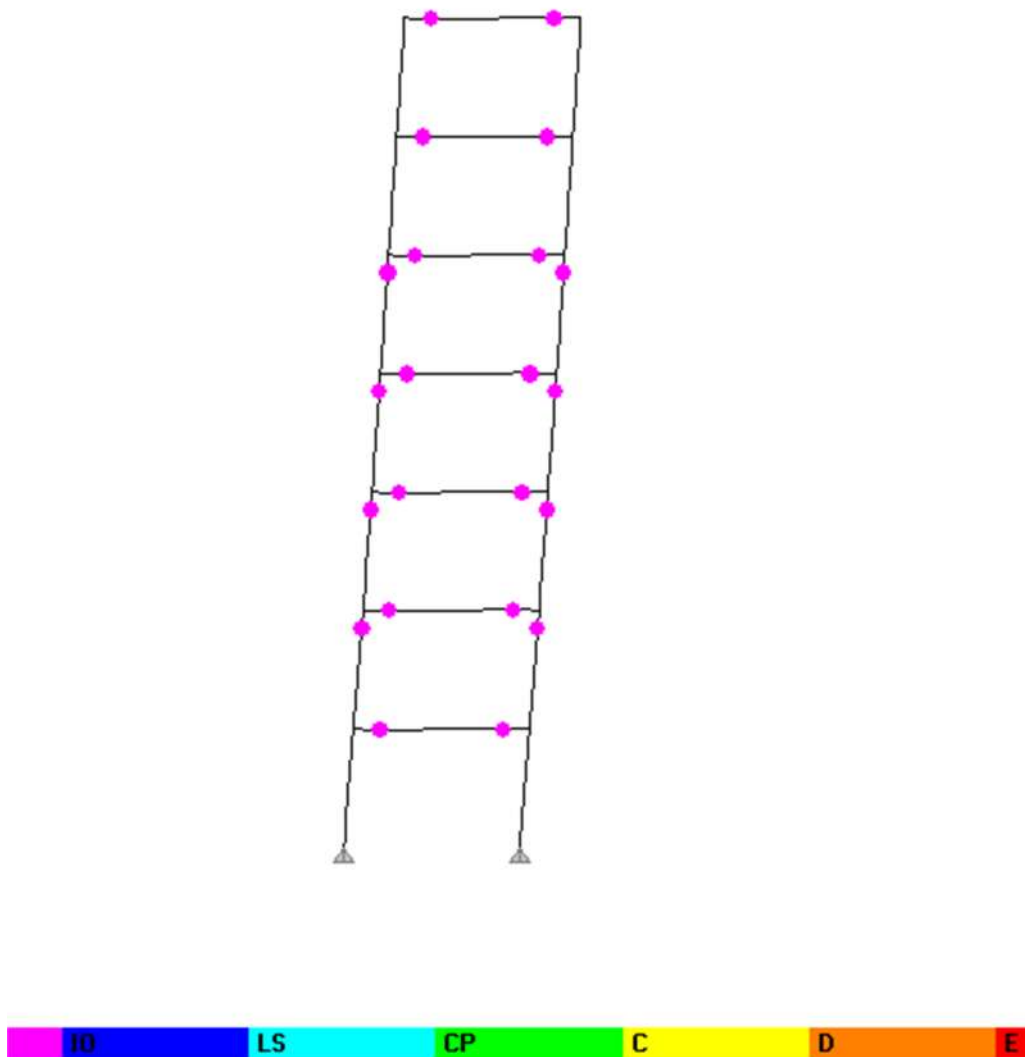


Figure V. 15: Vue en 2D des rotules plastique de type B à l'étape 2 dans les différents éléments

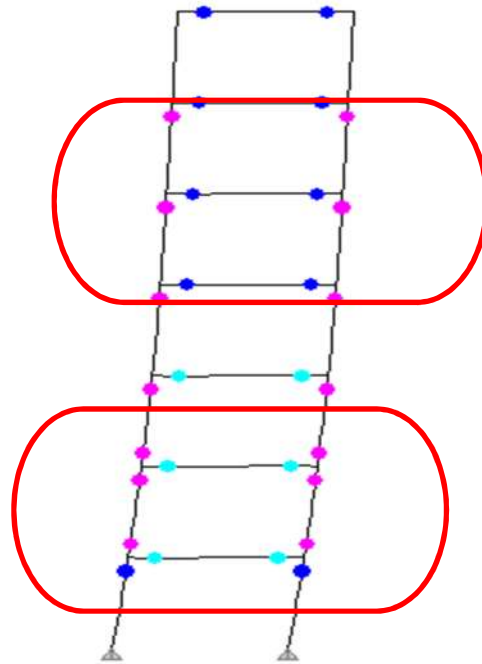


Figure V. 16 : Apparition des rotules de type (B-IO-LS)

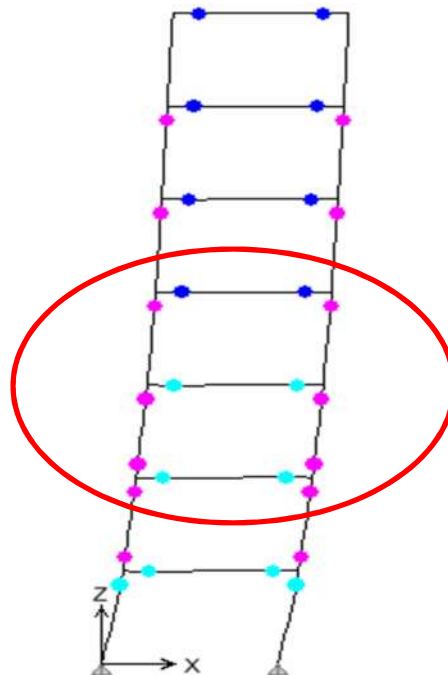


Figure V. 17 : Apparition de rotules de type (B-IO), (LS).

Commentaires :

- On remarque que les premières rotules qui sont apparus dans les différents éléments sont de type (B), qui apparaissent en premier lieu dans les poteaux et les poutres dans le RDC et les étages courante (figure V.15), avant d'apparaître progressivement dans le RDC, première deuxième et troisième étage.
- A mesure que la charge augmente, on remarque que des rotules de type (B-IO), et même de type (LS) apparaissent de plus en plus dans les éléments structuraux du 1^{er} et 2^e étages, et des rotules de type (B-IO) dans les autres étages (figure V.16).
- Les poteaux du RDC sont affectés, dont on voit l'apparition de rotule dans ces derniers (figure V.17).

V.8. Conclusion

Durant ce chapitre, nous avons soumis cette structure à une étude non-linéaire.

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

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

- ❖ le point de performance de notre structure est estimé à un amortissement égal à 15.5%, avec un déplacement spectral correspondant à 8.1 cm ;
- ❖ le taux d'endommagement de cet ouvrage est de l'ordre 4 ; qui correspond à l'apparition des fissures importantes dans les éléments structuraux avec défaillance en compression du béton et rupture des barres à haute adhérence.
- ❖ L'analyse "Pushover" est un outil puissant et très utile qui peut permettre aux ingénieurs des structures de rechercher plusieurs schémas de confortement de bâtiments existants et d'étudier de nouvelles structures qui se comporteront d'une manière adéquate pour faire face aux futurs séismes.
- ❖ Fissures importantes dans les éléments

Nous pouvons alors dire que cette structure pourra résister mieux si elle été implantée dans toutes les zones sismiques.

Conclusion Générale

Conclusion générale

L'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments existants est un élément essentiel qui permet de construire les demandes spectrale et sismique de réponse qui constituent une information et une donnée fondamentale afin de déterminer le degré de dommage et de prendre décision d'une éventuelle réhabilitation ou démolition, selon l'ampleur des dégâts, lors d'un séisme scénario. L'objectif de cette étude est d'approfondir les connaissances sur le comportement sismique non- linéaire et l'évaluation de la vulnérabilité sismique de la tour de manœuvre. Le choix de ce type d'ouvrage pour l'analyse pushover a été fait par ce que elles forment une importante moyen d'entraînement dans la vie d'un sapeur pompier cette étude est effectuée à l'aide du logiciel ETABS (version 9.7.4).

En effet, cette analyse permet de mieux appréhender le comportement post élastique et d'estimer, mieux les dommages est les niveaux de performance de la structure. En outre, elle permet de déterminer leurs points critiques pour y remédier dans l'avenir.

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

- ❖ le point de performance de notre structure est estimé à un amortissement égal à **15.5 %**, avec un déplacement spectral correspondant à **8.1 cm** ;

En situant le domaine de dommage sur le spectre de capacité, on remarque que ce dernier est localisée dans le domaine de dommage 4 (**DG4**) ; qui définit un comportement plastique globale de la structure ;

- ❖ le taux d'endommagement de cet ouvrage est de l'ordre 4 ; qui correspond à l'apparition des fissures dans quelques éléments de ce dernier.

Références bibliographiques

ABED A, " Cours de complément de dynamique des structures", Université de Tizi ousou.

AIT L'HADJ. L, " Analyse non linéaire d'un immeuble surmonté d'un réservoir d'eau potable, par la méthode Pushover " thèse de master 2 en génie civil, Université Mouloud MAMMARI de Tizi-Ouzou, 2013.

ANIL K, CHOPRA, RAKESH K, " Modal Pushover Analysis Procedure To Estimate Seismic Demands For Buildings: Theory And Preliminary Evaluation", University of California, Los Angeles.

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 MAMMARI de Tizi-Ouzou, mai 2013.

APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL, " The seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings", ATC40 volumes 1 and 2, Redwood City, California.

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

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

BELMOUDEN Y, LESTUZZI P, 2006, "Évaluation De La Vulnérabilité Sismique Des Bâtiments Existants En Suisse", Rapport de Recherche École Polytechnique Fédérale de Lausanne.

BELMOUDEN Y, PIERINO L. "Evaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments existants en Suisse" (EPFL).

COURCY-LEGROS. L, La Maison des pompes. Les casernes de Montréal - Tradition et innovation, Montréal, Ville de Montréal, 1985, 23 p.

DAVIDOVICI V, "Séisme de BOUMERDES21 mai 2003", Rapport préliminaire 8 juin 2003

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

ETABS V9.7.4, "Extended Three dimensional Analysis of Building Systems", CSI, Barkley California.

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

FEMA, 2005, "Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures", Prepared by Applied Technology Council (ATC-55 Project), Redwood City, California.

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

GILLES L. "Ecrivain dans Société histoire de Pointe-Saint (l'histoire pas à pas) "-Charles Septembre 2009

HABBI D, HAMADI S, HASSANI K, "Evaluation de la performance sismique d'un bâtiment auto-stable (R+5) conforté par les palées de stabilité ", Thèse d'ingénieur

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

HAMOU K, RAMDANE KH E, "Etablissement de la courbe de fragilité par la méthode PUSHVEVER"

HASSANI. K, "Effet des séismes proches et lointains sur la performance sismique des structures auto-stables en béton armé " thèse de magister en génie civil, Université Mouloud MAMMARI de Tizi-Ouzou, décembre 2013.

HEMSAS M, "Modélisation par macroélément du comportement non linéaire des ouvrages à voiles porteurs en béton armé sous action sismique", thèse de doctorat, Université de Bordeaux 1, France.

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

IMA M., BENJAMIN L., IRMA J.H., HARTANTO W, "Performance Of Modal Pushover Analysis On A First Mode Dominant Moment Resisting Frame", Université de Pelita Harapan, INDONESIA - September 26-27th, 2007.

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

MAACHOU O, "Etablissement des courbes de fragilité des ouvrages en zones sismiques", mémoire de Magister, Université Abou Bekr Belkaid –Tlemcen, 2004.

MAZARI. A, "Analyse du comportement sismique de structures en portiques en béton armé dimensionnées suivant les règles parasismiques algériennes et analysées en statique non linéaire suivant les schémas de distribution des forces sismiques recommandées par l'Eurocode 8" thèse de magister en génie civil, Université Mouloud MAMMARI de Tizi-Ouzou

M.IQBAL SHUHARWARDY, "Performance Based Design Modeling for Pushover Analysis Use of the Pushover Curve, Computers and Structures", University of Berkley, California.

MEHDI P, FARAMARZ KH, ABDOREZA S. MOGHADAM, "Assessment of conventional nonlinear static procedures with FEMA load distributions and modal pushover analysis for high-rise buildings", International Journal of Civil Engineerng. Vol. 6, No. 2, June 2008.

NIELSON. B, "Bridge Seismic Fragility-Functionality Relationships" A Requirement for Loss Estimation in Mid-America, Texas A&M University, 2003.

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

ÖZGÜR A, "Fragility Based Seismic Vulnerability Assessment Of Ordinary highway bridges in turkey", PhD thesis, Middle East Technical University, 2009.

P MOUROUX, C NEGULESCU, "Comparaison pratique entre les méthodes en déplacement de l'ATC 40 (en amortissement) et de l'Eurocode 8 (en ductilité)", 7ème Colloque National AFPS 2007 – Ecole Centrale Paris.

PIERRE A, "Contribution à la prédiction du dommage des structures en béton armé sous sollicitation sismiques".

Pan Y, Anil K. Agrawal, Michel Ghosn "Seismic Fragility and Risk Management for Highway Bridges in New York State", The City College of the City University of New York and University Transportation Research Center (UTRC).

Règles Parasismiques Algériennes, Rpa 99 / Version 2003, "Centre National De Recherche Appliquée En Génie Parasismique". Algérie.

SERMIN O, "Evaluation Of Pushover Analysis Procedures For Frame Structures", Phd Thesis, Natural And Applied Sciences Of The Middle East Technical University **2005**, Turkey.

SHINOZUKA M, and SANG-HOON K "Developing Fragility Curves for Concrete Bridges Retrofitted with Steel Jacketing", Collaborative Partnes.

SOLLOGOUB P, et POLITOPOULOS I, "Etude de la Vulnérabilité des Structures sous Séismes Proches et Lointain".

Y. MENASRI, M.S. NOUAOURIA, M. GUENFOUD, "Evaluation De La Vulnérabilité Sismique A L'échelle D'une Structure En Béton Arme Par L'analyse Statique Non Linéaire", Symposium International Sur La Construction En Zone Sismique, Université Hassiba Benbouali De Chlef, Octobre 2010.

Coefficient d'amortissement effectif

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

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

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

Tableau I.2 : Détermination du coefficient ξ_{eff} pour une structure de type B.

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

Tableau I.3 : Détermination du coefficient ξ_{eff} pour une structure de type C.

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

Modélisation des voiles par des poteaux équivalents

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

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

- 1- Cliquer sur : Define \longrightarrow frame section \longrightarrow add rectangular

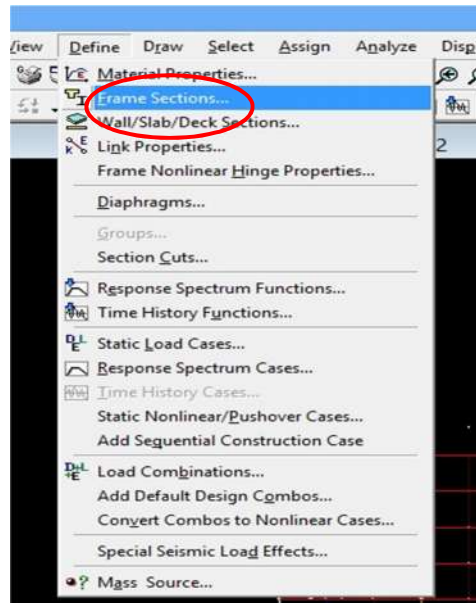


Figure II.1 : Définition des sections.

- 2- Définir les sections des poteaux du RDC comme illustré sur les figures II.2 et II.3 :

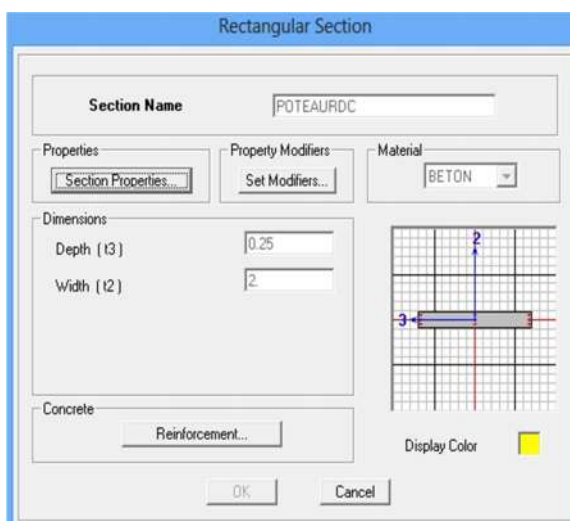


Figure II.2. : Introduction des dimensions des poteaux du RDC.

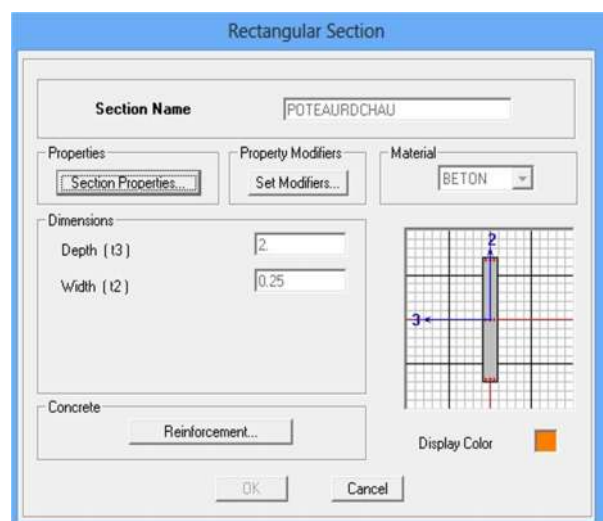


Figure II.3. : Introduction des données.

3- Définir les sections des poteaux des étages courants (figure II.4)

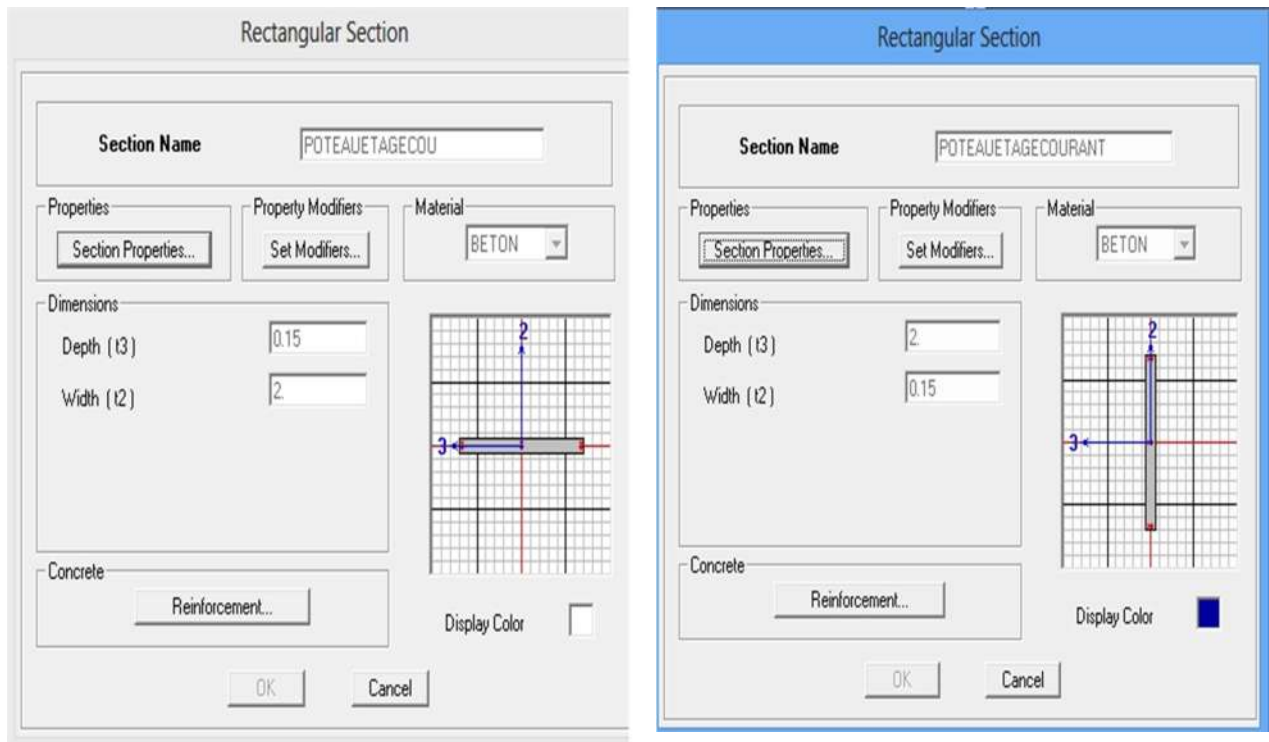


Figure II.4 : introduction des dimensions des poteaux des EC.

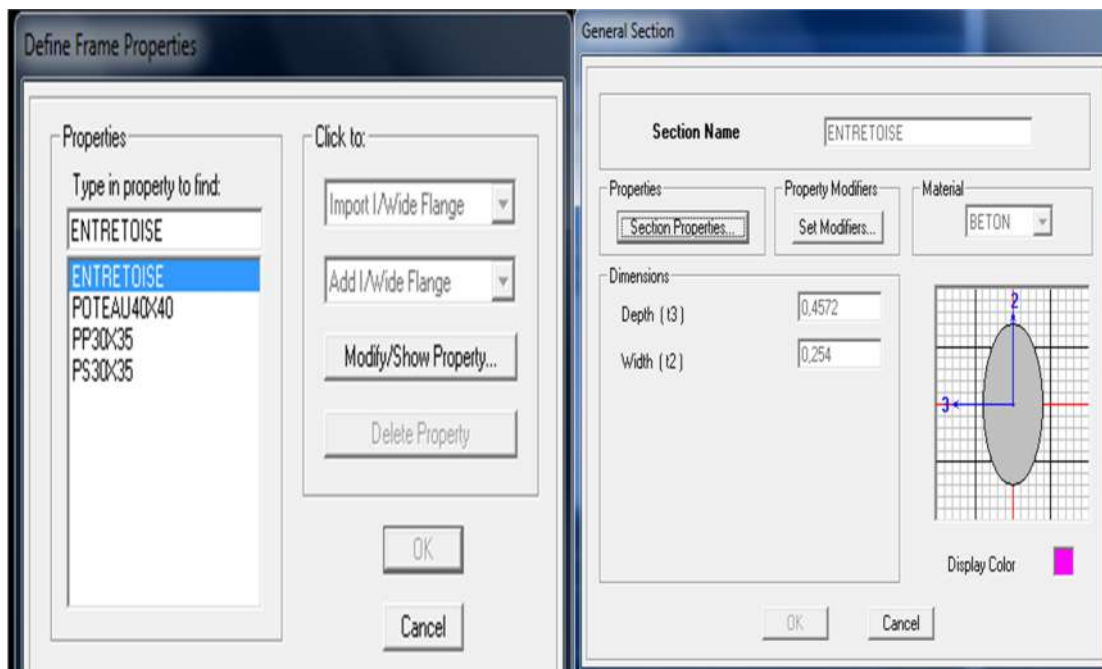


Figure 2.6 : Création des entretoises.