

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Mouloud Mammeri de TIZI-OUZOU

Faculté du Génie de la Construction
Département de Génie Civil



MÉMOIRE DE MASTER

Spécialité : Génie Civil
Option : structures

Présenté par :

Merouane ADGHIR

Thème

ANALYSE NON LINEAIRE D'UNE TOUR DE MANŒUVRE
De demande sismique par spectre de réponse

Soutenue publiquement le **jeudi 17 septembre 2015** devant le jury composé de :

MERAKEB	Seddik	Maitre de conférences Classe B à l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou	Président
HAMMOUM	Hocine	Maitre de conférences Classe A à l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou	Rapporteur
ATLAOUI	Djamel	Maitre de conférences Classe B à l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou	Examineur

Remerciements

Tout d'abord, je tiens à remercier Dieu clément et Miséricordieux de m'avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Je tiens à remercier Monsieur HAMMOUM Hocine, Maître de conférences classe A à l'Université de Tizi-Ouzou, pour sa patience et sa coopération le long de cette période et les conseils pertinents apportés durant la réalisation de ce mémoire, ainsi que pour son intérêt et sa grande disponibilité.

Mes remerciements s'adressent, également, à Mr. MERRAMEB Seddek, qui m'a fait l'honneur de présider le jury, Mr. ATLAOUI Djemel, pour avoir bien voulu examiner mon travail et participer au jury.

Je remercie de tout mon cœur ma femme, mes parents, ma grande famille et ma belle-famille, ainsi mes amis pour leur soutien et leurs encouragements.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A la mémoire de ma défunte mère.

*À la plus belle créature que Dieu a créée sur terre,
À cet source de tendresse, de patience et de générosité.*

À ma femme qui a toujours été à mes côtés

A mes chères filles : Nour, Maroua, Lina

À tous mes frères et sœurs, ainsi que leurs enfants

À mes beaux-parents et à toute ma famille

À tous mes amis et collègues

Liste des figures.....
Liste des tableaux.....
Introduction générale.....	1
Chapitre 1 : Recherche Bibliographique	
1.1. Introduction.....	2
1.2. Définitions.....	2
1.2.1. Vulnérabilité.....	2
1.2.2. Vulnérabilité sismique.....	2
1.3. Approches d'évaluation des courbes de vulnérabilité.....	3
1.3.1. Approche basée sur les opinions des experts.....	3
1.3.2. Approche empirique.....	3
1.3.3. Approche expérimentale.....	4
1.3.4. Approche analytique.....	4
1.4. Description des méthodes de vulnérabilité par l'approche analytique.....	5
1.4.1. Méthode dynamique temporelle non linéaire.....	5
1.4.2. Méthodes d'analyse statique non linéaire :.....	5
1.4.3. Description des procédures d'évaluation du point de performance.....	6
1.4.3.1. Description de la procédure A.....	6
1.4.3.2. Description de la procédure B.....	9
1.4.3.3. Description de la procédure C.....	12
1.5. Les tours de manœuvre.....	13
1.5.1. Définition.....	14
1.5.2. Tour de manœuvre dans le monde.....	14
1.5.4. Classification de la tour selon le Règles Parasismiques Algériennes, <i>RPA99 / V.2003</i>	16
1.6.1. Transformation du spectre de demande.....	17
1.7. Conclusion.....	18
Chapitre 2 : L'analyse Pushover	
2.1. Introduction.....	19
2.2. Description de la méthode pushover.....	19
2.2.1. But de l'analyse pushover.....	20
2.2.2. Le déplacement cible.....	21
2.2.3. Formes de la force latérale.....	21
2.2.3.1. Méthodologie.....	21
2.3. Paramètres de l'analyse pushover.....	22
3.3.1. Courbe de capacité.....	22

3.3.1. Critères d'acceptation et niveau de performance de la rotule plastique23

3.3.3. Transformation de la courbe de capacité.....24

2.4. La demande sismique26

3.3.4. Calcul du point de performance selon ATC4026

3.3.5. Etat de déplacement de la structure26

2.3.5.1. La demande est inférieure à la capacité.....27

2.3.5.2. La demande est égale à la capacité.....27

2.3.5.3. La demande est supérieure à la capacité.....28

3.3.6. Estimation des degrés des dommages28

2.3.6.1. L'échelle de dommage utilisée.....28

2.3.6.2. Evaluation des dommages29

Remarque31

2.5. Conclusion.....31

Chapitre 3 : application de la méthode Pushover

3.1. Introduction32

3.1.1. Présentation du projet.....32

3.1.2. Eléments de l'ouvrage :33

3.2. Caractéristiques principales du logiciel.....36

3.2. 1. Modélisation de la structure36

3.2.2. Modélisation et analyse élastique linéaire de la structure36

-Spécification des propriétés des matériaux36

-Modélisation géométrique de la structure37

-Chargement statique de la structure (G et Q) :.....38

-Définition de l'analyse dynamique :38

a. Analyse modale38

b. Analyse spectrale.....39

-Les diaphragmes41

-Les appuis42

3.3.2. Vérification de la structure (RPA99/2003).....43

3.3.3. Définition du comportement non linéaire de la structure44

3.2.3.1. Définition du chargement de l'analyse Pushover.....47

3.4. Conclusion.....50

Chapitre 4 : présentation et discussions des résultats

4. Introduction51

4.1. Résultats de l'analyse Pushover51

4.2. Evaluation du point de performance.....52

4.3. Analyse des résultats	55
4.3.1. Evaluation des domaines de dommage.....	55
4.3.1.1. Domaines de dommage	57
4.3.1.2. Estimation et attribution de degré de dommage	57
4.3.2. Déplacements inter-étage	60
4.3.3. Demande en ductilité.....	60
4.4. Mécanisme de ruine et états de dégradation de la structure	61
4.5. Conclusion.....	63

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.

Est pour cela les sapeur-pompier doivent rester performant est en bon condition physique 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 est ce qui concerne le volé génie civile nous nous intéressons à l'étude de cette tour de manœuvre, qui a l'instar des minarets et les cheminées des unités industrielle sont vénérable à la sollicitation dynamique est au séisme est leur comportement mécanique est semblable a 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 1 : Recherche bibliographique.

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

Au chapitre 3 : Application de l'analyse pushover a la tour de manœuvre.

Au dernier chapitre 4 : 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 1 : recherche bibliographique

Figure 1. 1: Critère d'égalité des déplacements maximaux.....	8
Figure 1. 2: Représentation bilinéaire du spectre de capacité.....	8
Figure 1. 3: Types de comportement de structure.....	9
Figure 1. 4: Détermination du point de performance.....	10
Figure 1. 5: Représentation du spectre de capacité et du spectre de réponse.....	11
Figure 1. 6 : Détermination du point (a^*-d^*) et (a_y-d_y).....	11
Figure 1. 7: représentation d'une famille de spectres réduits.....	12
Figure 1. 8: Evaluation du point de performance par la méthode B.....	13
Figure 1. 9: Représentation bilinéaire du spectre de capacité.....	14
Figure 1. 10 : Illustration de l'étape 8 de la procédure C.....	14
Figure 1. 11 : tours de manœuvre en Amérique [1].....	16
Figure 1. 12 : tours de manœuvre en Europe et en Asie [1].....	16
Figure 1.13: Spectre de demande.....	18
Figure 1.14: Transformation du spectre de demande.....	19

Chapitre 2 : l'analyse push over

Figure 2. 1 : Description de l'analyse pushover (Chopra et al., 2002).....	19
Figure 2. 2 : Courbe de capacité.....	22
Figure 2. 3 : Représentation de la courbe de capacité selon l'ATC40.....	23
Figure 2. 4 : Représentation de la courbe de capacité selon FEMA273.....	24
Figure 2. 5 : Transformation de la courbe de capacité.....	25
Figure 2. 6 : Courbes capacité-demande (cas où la demande est inférieure à la capacité).....	27
Figure 2. 7 : Courbes capacité-demande (cas où la demande est égale à la capacité).....	27
Figure 2. 8 : Courbes capacité-demande (cas où la demande est supérieure à la capacité).....	28
Figure 2. 9 : Niveaux d'endommagement décrits par une courbe de capacité.....	30

Chapitre 3 : application de la méthodes pushover

Figure 3. 1 : Vue satellitaire de la situation du projet.....	32
Figure 3. 2 : Les deux façades (Sud-ouest et Sud-est).....	33
Figure 3. 3 : Coupe verticale du plancher terrasse.....	33
Figure 3. 4 : plans de la façades principale.....	34
Figure 3. 5 : Plan du sous-sol.....	35
Figure 3. 6 : Plan du l'étage curant.....	35
Figure 3. 7: Introduction des caractéristiques des matériaux (acier-béton).....	37
Figure 3.8 : Représentation de poteaux et poutres par des éléments « Frame ».....	37
Figure 3.9 : les éléments voiles et dalles par (Shelle) et (Deck).....	38

Figure 3.10 : Détermination des paramètres de l'analyse dynamique.....	39
Figure 3.11 : Introduction des données de la structure pour déterminer le spectre de réponse.	40
Figure 3.12: Définition de la masse sismique.....	40
Figure 3.13: Combinaisons d'actions.....	41
Figure 3.14 : Liaison des planchers (Diaphragmes).....	42
Figure 3.15 : Encastrement des poteaux.....	42
Figure 3.16 : Aperçu de la structure après modélisation.	43
Figure 3.17 : vérifications du RPA99/2003 (masses modales).	44
Figure 3.18 : Définitions des rotules.....	45
Figure 3.19 : Définitions des rotules.....	45
Figure 3.20 : Attribution des rotules.	46
Figure 3.21 : Modélisation des voiles par des poteaux équivalents.	47
Figure 3.22 : Définition du chargement de l'analyse pushover sous charges gravitaires.....	48
Figure 3.23 : Définition du chargement de l'analyse pushover (sens XX).....	49

Chapitre 4 : présentation et discussions des résultats

Figure 4.2 : Spectre de capacité donnée par le pushover (Sa-Sd).	52
Figure 4.3. : Spectre de capacité (extrait des résultats du Pushover).	52
Figure 4.4 : Représentation bilinéaire du spectre de capacité.	53
Figure 4.5 : représentation du courbe amortissement effectif-déplacement spectrale.....	53
Figure 4.6 : représentation d'une famille de spectres réduits.	54
Figure 4.7 : Détermination des points ($\xi_{\text{eff}}-S_{\text{dpi}}$).	54
Figure 4.8 : Détermination du point de performance.	55
Figure 4.9 : Représentation graphique des spectres de demande sismique au format ($\xi_{\text{eff}}-S_{\text{d}}$).....	56
Figure 4.10 : Détermination des points de performance.	56
Figure 4.11 : domaines des dommages.....	59
Figure 4.12 : Variation du domaine des dommages en fonction de l'accélération sismique.	59
Figure 4.13 : déplacement inter-étages.....	60
Figure 4.14 : Distribution des rotules plastiques dans les différents éléments.....	62
Figure 4.15 : Apparition des rotules de type B ; IO ; LS.....	62
Figure 4.16 : Apparition des rotules de type B ; IO ; LS ; CP ;	63

Chapitre 1 : recherche bibliographique

Tableau 1. 1 : Valeurs minimales de <i>SRA</i> et <i>SRV</i>	8
--	---

Chapitre 2 : l'analyse push over

Tableau 2. 1 : Classification des dégâts aux bâtiments	29
--	----

Tableau 2. 2 Degrés des dommages.....	31
---------------------------------------	----

Chapitre 4 : présentation et discussion des résultats

Tableau 4.1 : spectres de demande sismique en format (ξ_{eff} -Sd).....	55
--	----

Tableau 4.2 : variation du point de performance en fonction de l'accélération sismique	57
--	----

Tableau 4.3 : calcul des domaines des dommages.	57
--	----

Tableau 4.4 : dommages probable sur la structure.	58
--	----

Tableau 4. 5 : Description et classification des structures.....	61
--	----

Chapitre 1 : Recherche bibliographique

1.1. 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).

1.2. Définitions

1.2.1. 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.

1.2.2. 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 (Belheouane, 2006).

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

1.3. 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 :

1.3.1. 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.

1.3.2. 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).

1.3.3. 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 couteux 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.

1.3.4. 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 cout 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.

1.4. 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.

1.4.1. 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 :

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

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

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

1.4.2. 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.

1.4.3. 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).

1.4.3.1. 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 1.1).

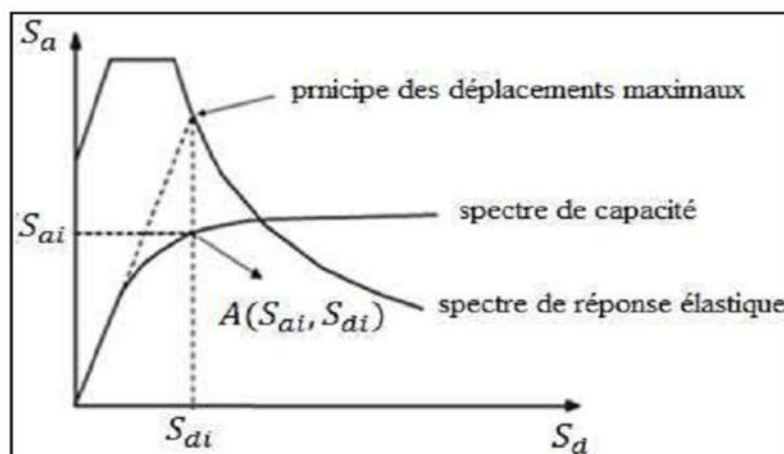


Figure 1. 1: Critère d'égalité des déplacements maximaux.

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).

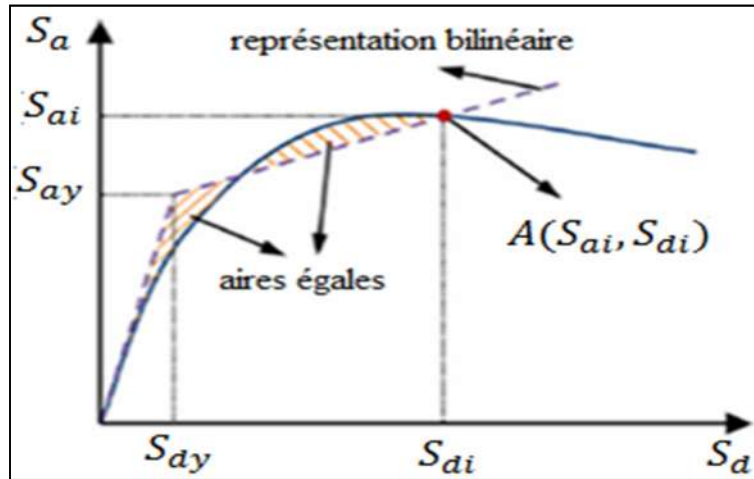


Figure 1. 2: Représentation bilinéaire du spectre de capacité.

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

$$\xi_{eff} = 0.05 + \kappa \cdot \xi_o \tag{1.2}$$

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 :

$$\xi_o = 0.637 \cdot \frac{(S_{ay} S_{di} - S_{dy} S_{ai})}{S_{ai} S_{di}} \tag{1.3}$$

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 1.3).

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.

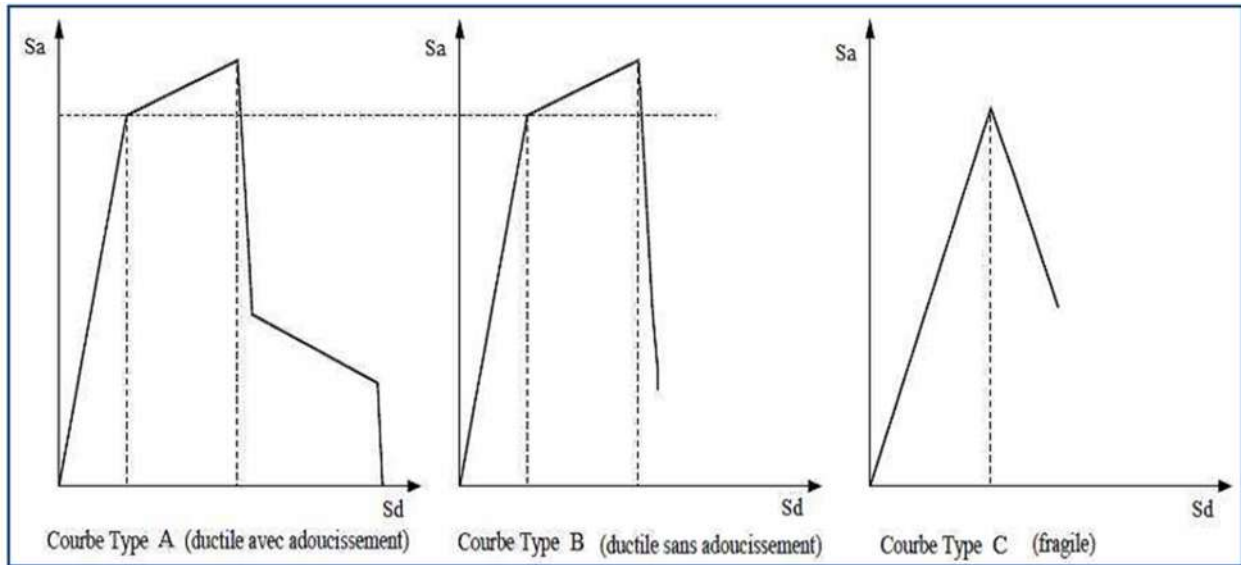


Figure 1. 3: Types de comportement de structure.

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

$$S_{RA} = \frac{3.21 - 0.68 \ln(\xi_{eff})}{2.12} \geq \text{valeur tableau 1.1} \tag{1.4}$$

$$S_{RV} = \frac{2.31 - 0.41 \ln(\xi_{eff})}{1.65} \geq \text{valeur tableau 1.1} \tag{1.5}$$

Tableau 1. 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 1.4). Le déplacement correspondant à l'intersection des courbes est le point S_{dp} , tel que

$$0.95 S_{di} \leq S_{dp} \leq 1.05 S_{di} \quad (1.6)$$

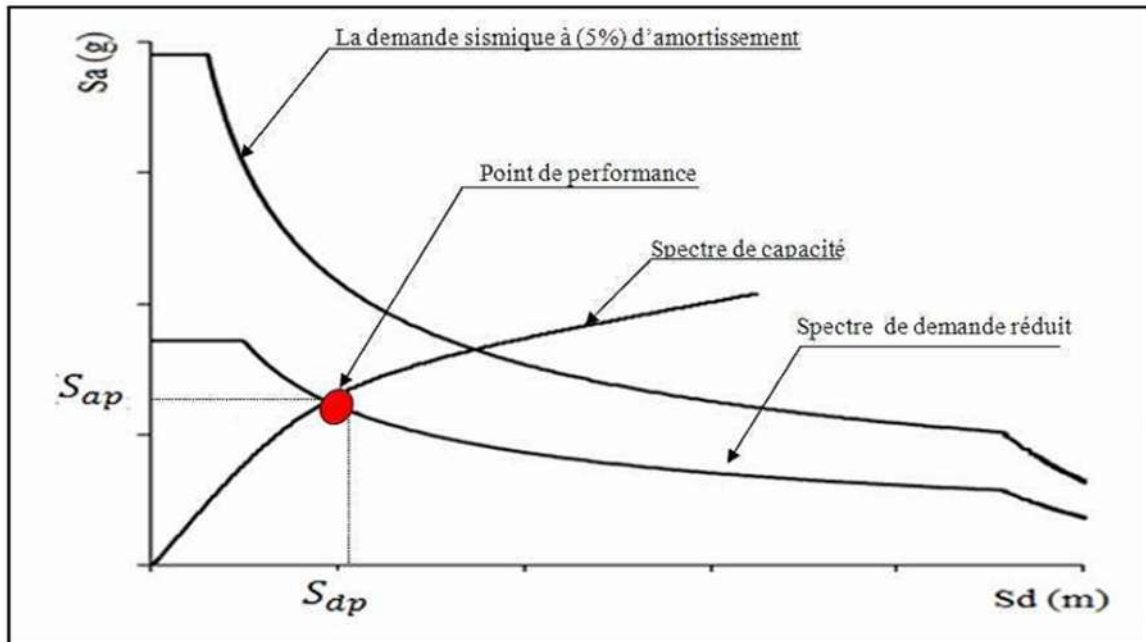


Figure 1. 4: Détermination du point de performance.

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.

1.4.3.2. 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 1.5).

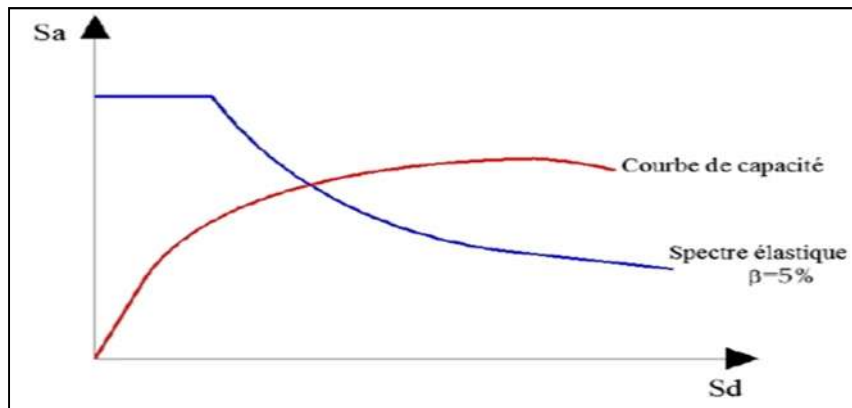


Figure 1. 5: Représentation du spectre de capacité et du spectre de réponse.

5. Développer une représentation bilinéaire de la courbe de capacité (figure 1.6). 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 1.6). 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 1.6).

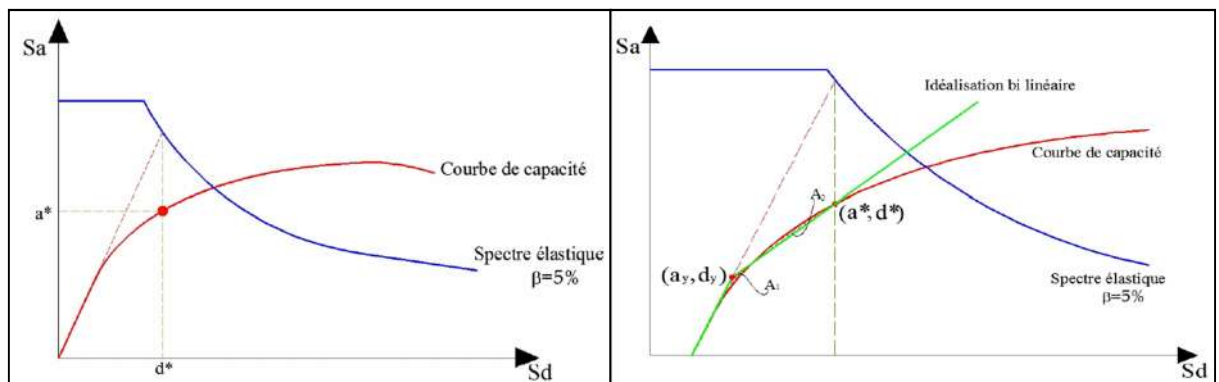


Figure 1. 6 : Détermination du point (a^*-d^*) et (a_y-d_y) .

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

Si on considère un point $(a_{pi}-d_{pi})$ sur le segment post élastique de la représentation bilinéaire, la pente p du segment peut être calculé par l'équation (1.9) suivante :

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

Le terme (a_{pi}) peut être calculé en fonction du terme (d_{pi}) par l'équation (1.4) :

$$a_{pi} = \frac{(a^* - a_y) - (d_{pi} - d_{yi})}{(d^* - d_y)} + a_y \tag{1.9}$$

Les valeurs du terme (a_{pi}) sont introduites dans l'équation (1.10) pour obtenir l'équation (1.9) qui suit :

$$\xi_{eff} = 0.05 + \kappa \cdot \xi_o = 0.05 + k \frac{0.637 (a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{(a_{pi} d_{pi})} \tag{1.10}$$

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

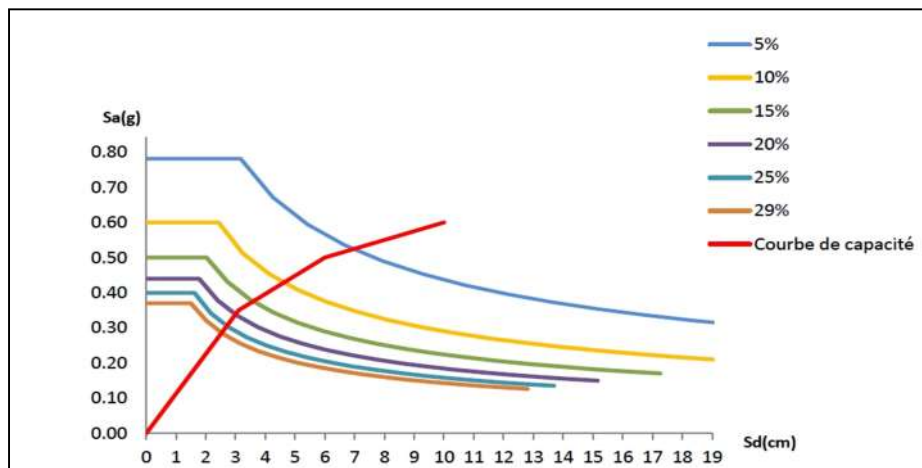


Figure 1. 7: représentation d'une famille de spectres réduits.

- Pour chaque valeur (d_{pi}) considérée dans l'étape 6, représenter les points (d_{pi} - ξ_{eff}), puis relier ces points. L'intersection de ces points avec la courbe de capacité définit le point de performance (figure 1.8).

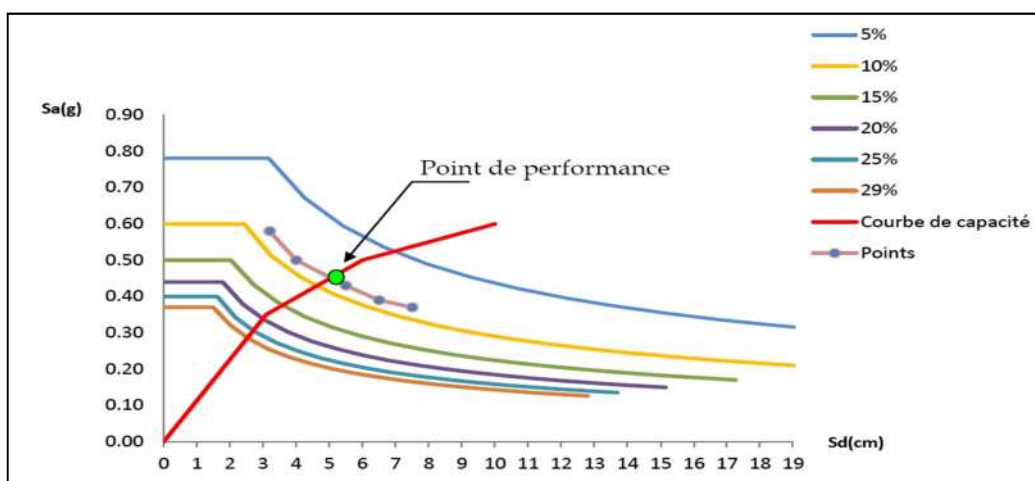


Figure 1. 8: Evaluation du point de performance par la méthode B.

1.4.3.3. 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 1.9).

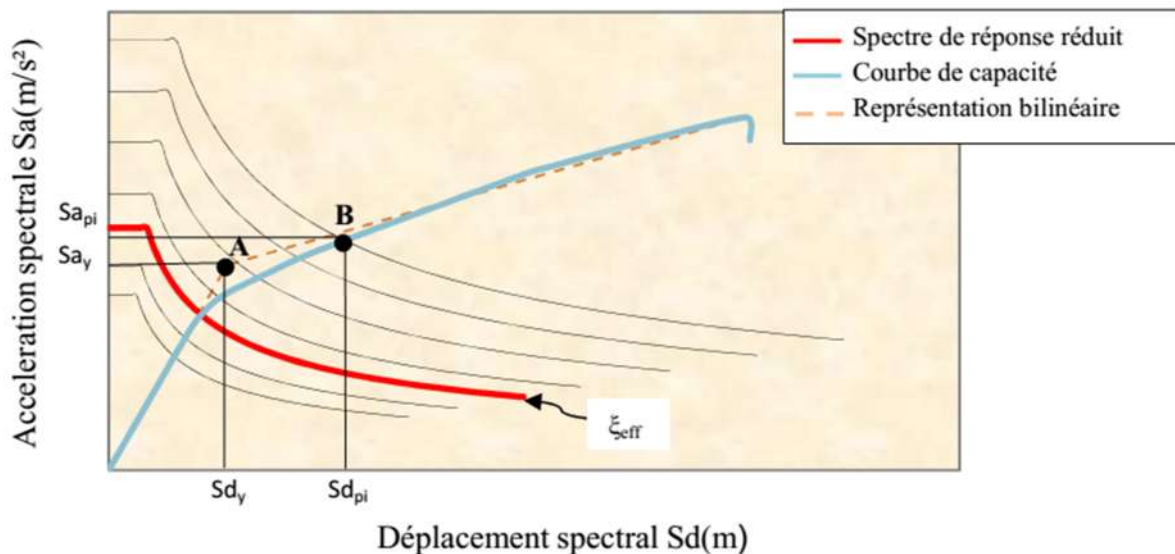


Figure 1. 9: Représentation bilinéaire du spectre de capacité.

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 2.2, 2.3 et 2.4 donnés en (annexe 1) ;
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 1.10) ;

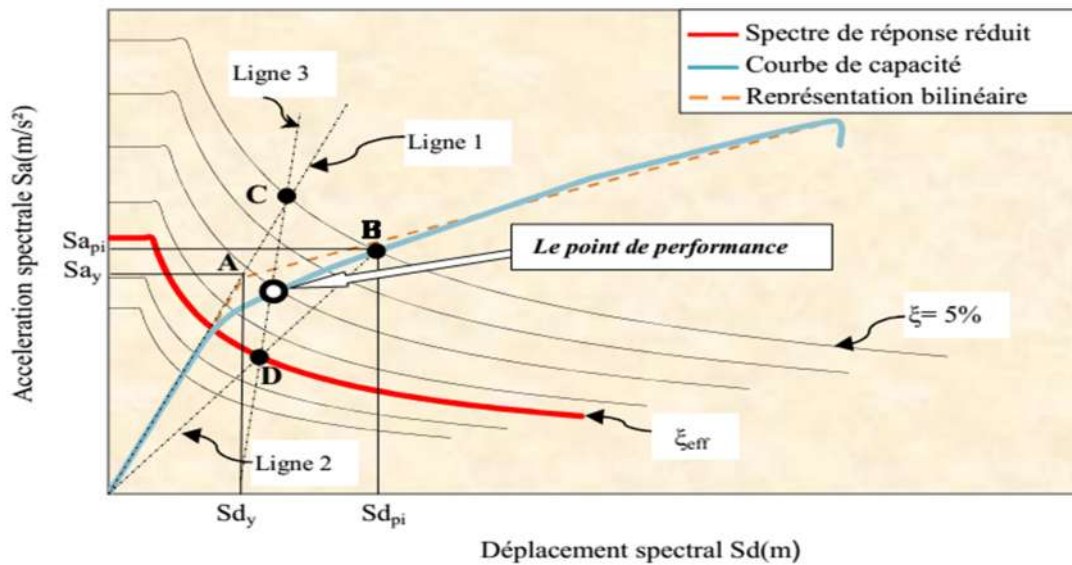


Figure 1. 10 : Illustration de l'étape 8 de la procédure C.

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.

1.5. 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.

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).

1.5.1. 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.

1.5.2. 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 1. 11 : la tour carrée de Griffintown construite en 1913 et 1914, (Gilles, 2009)



Figure 1. 12 : tours circulaire de Montréal construite en 1930-31. (Gilles, 2009)



Figure 1. 13 : tours carrée de Sud-Ouest de Montréal construites depuis 1870. (Gilles, 2009)

1.5.3. 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 manœuvres 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 manœuvre présente 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.

1.5.4. Classification de la tour selon le Règles Parasismiques Algériennes, 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.

1.1. Spectre de demande

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

$$\frac{s_a}{g} = \left\{ \begin{array}{ll} 1,25 \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & 0 \leq T \leq 3.0s \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \right) \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{array} \right\} \quad (1.12)$$

Avec :

A : coefficient d’accélération de zone ;

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

ξ : pourcentage d’amortissement critique ;

R : coefficient de comportement de la structure ;

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

Q : facteur de qualité.

Ce spectre de réponse élastique représente l’accélération en fonction de la période (**S_a-T**) (figure 1.11).

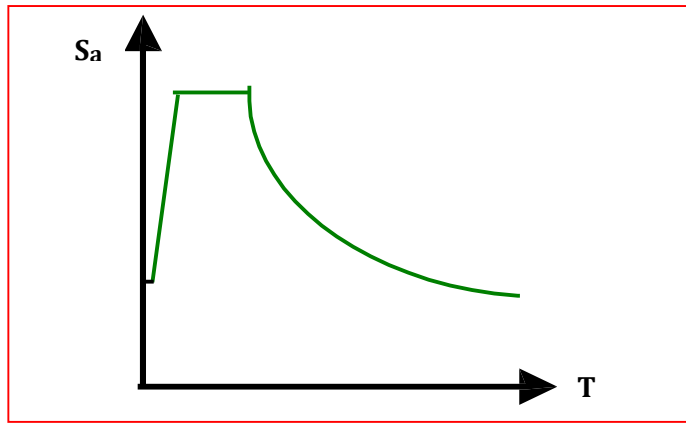


Figure 1.13: Spectre de demande

1.6.1. Transformation du spectre de demande

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

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (1.11)$$

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

Le spectre de demande ainsi obtenue est donné par la figure (1.12).

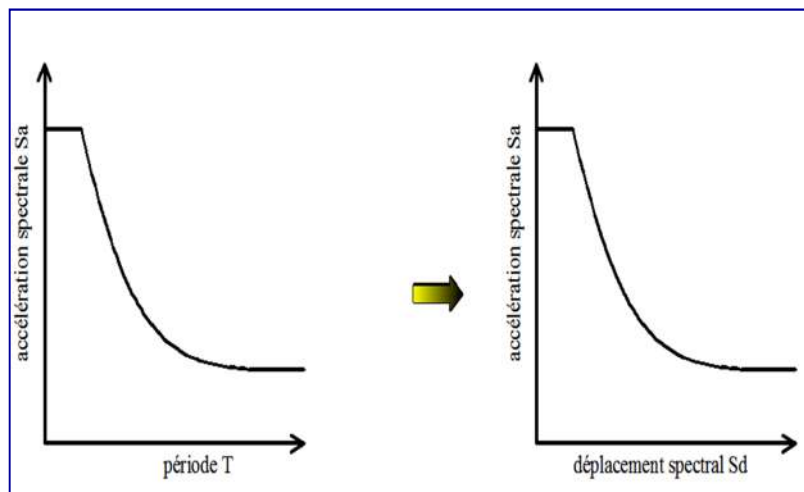


Figure 1.14: Transformation du spectre de demande.

1.7. 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 linéaire. Cette méthode sera donc largement exposée au chapitre 2.

Chapitre 2: Analyse Pushover

2.1. Introduction

Une structure soumise à une excitation dynamique est sollicitée au-delà du domaine élastique et a un comportement non linéaire. Pour son étude, la méthode linéaire MSE (méthode statique équivalente) devient insuffisante (voir même non économique), d'où la nécessité de faire recourir à d'autres types d'analyses non linéaires ; telles que la méthode d'intégration temporelle ou l'analyse pushover (Ait L'hadj, 2013).

La méthode d'intégration temporelle semble la plus appropriée, mais elle est souvent confrontée à la non disponibilité d'accélérogrammes représentatifs du site donné. Par ailleurs, la méthode d'analyse statique non linéaire, dite analyse **pushover**, est d'utilisation plus souple. Celle-ci introduit une nouvelle terminologie (demande, capacité, courbe pushover et déplacement cible) et consiste à pousser la structure jusqu'à un déplacement cible ; dans le but de détecter les liens faibles de la structure. Ainsi, notre choix est porté sur l'analyse pushover et la description, la formulation et le but de cette analyse feront l'objet de ce chapitre (Ait L'hadj, 2013).

2.2. Description de la méthode pushover

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

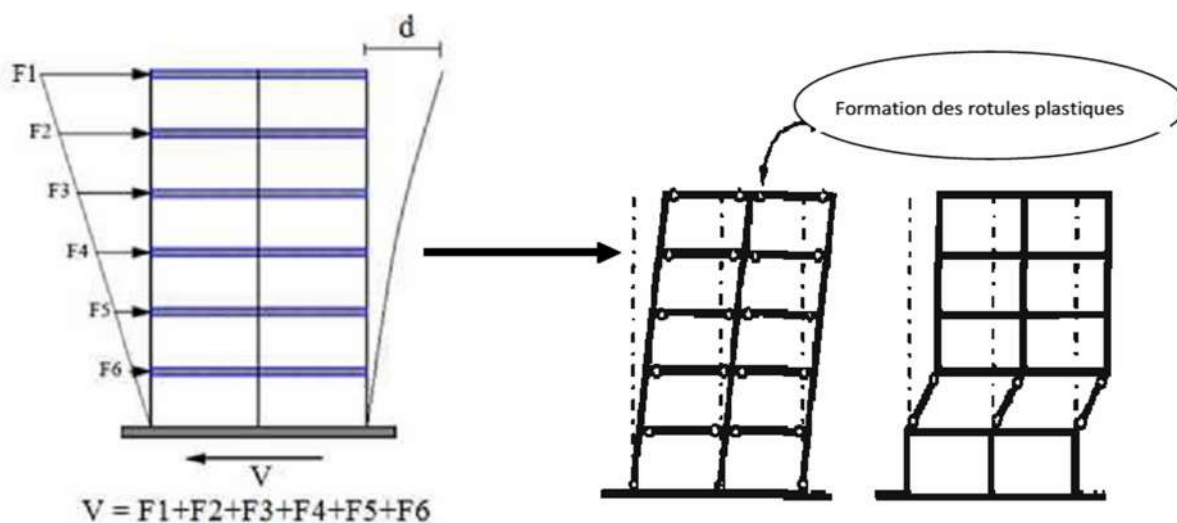


Figure 2. 1 : Description de l'analyse pushover (Chopra et al., 2002).

2.2.1. But de l'analyse pushover

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

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

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

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

2.2.2. 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 " .

2.2.3. 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.

2.2.3.1. Méthodologie

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

1. distribution de mode fondamental : $S_j = m_j \Phi_j$, 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 :

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

2.3. 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.

3.3.1. 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)

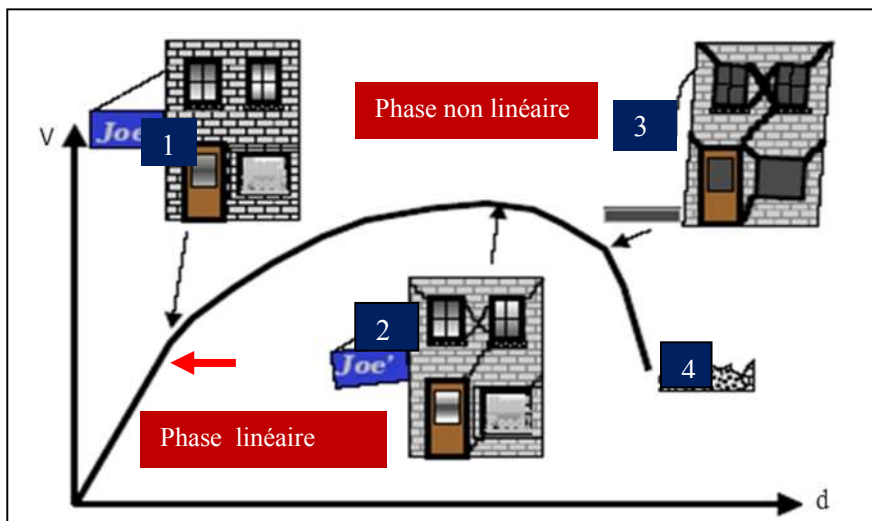


Figure 2. 2 : Courbe de capacité.

La courbe de la **figure (2.2)** 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 2.3).

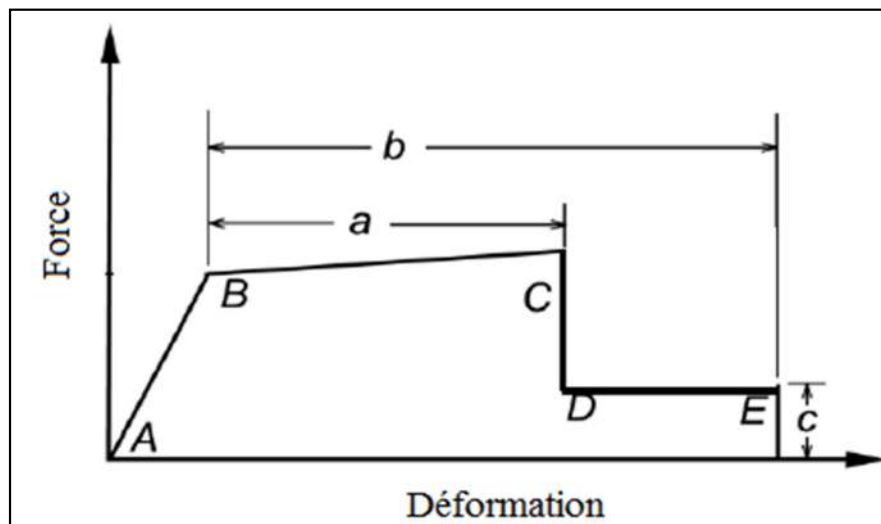


Figure 2. 3 : Représentation de la courbe de capacité selon l'ATC40.

- **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.

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

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

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

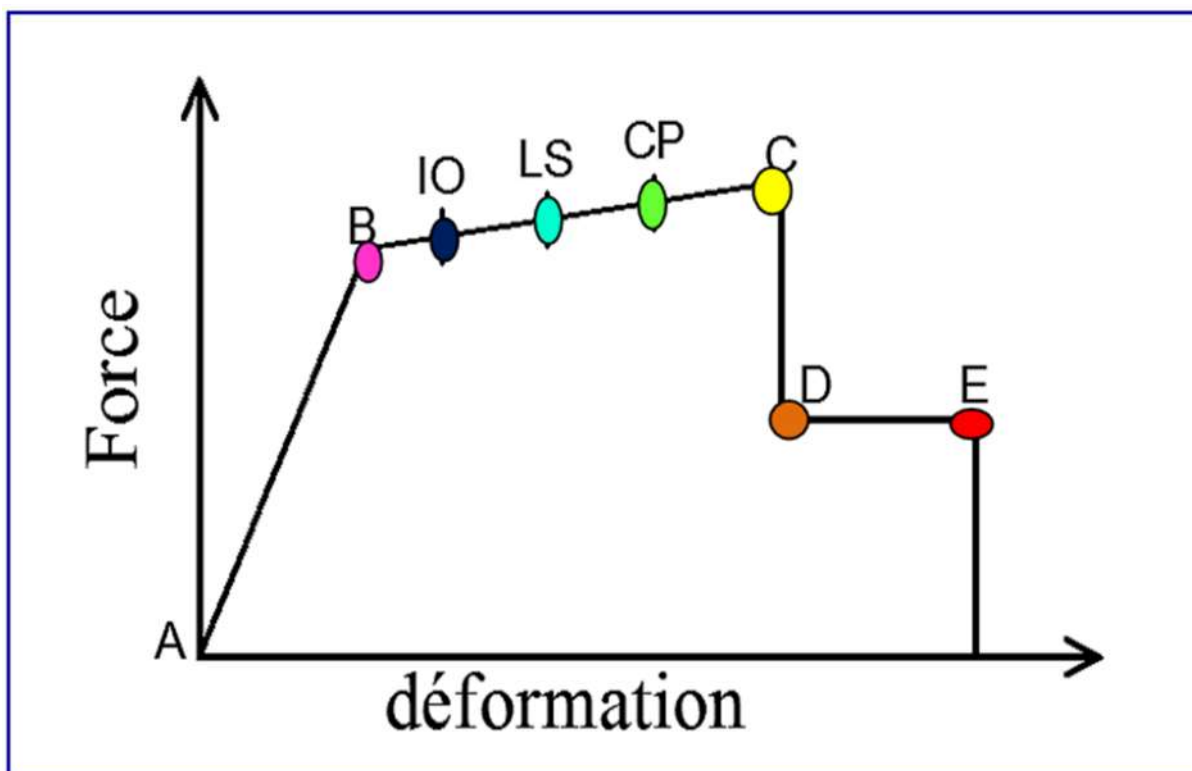


Figure 2. 4 : Représentation de la courbe de capacité selon FEMA273.

3.3.3. 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 2.4).

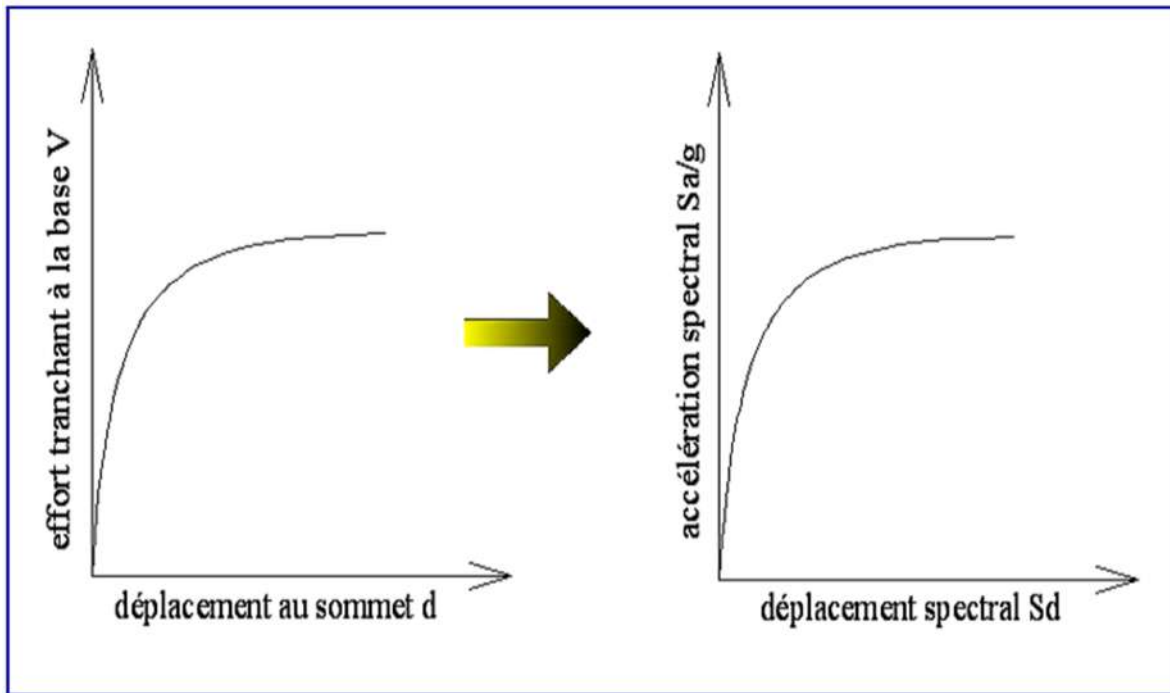


Figure 2. 5 : Transformation de la courbe de capacité.

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.

2.4. 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 2.6), (Habbi. D et al.,).

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

Avec

S_a : accélération spectrale

T : période d'oscillation

Ou (Sd) est le déplacement spectral donné par la relation (2.5), (Habbi. D et al.,).

3.3.4. 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 (Sa-Sd). Cette procédure (Applied. T et al, 1996), nécessite les étapes qui sont citées dans le chapitre précédent (1.4.3.2)

3.3.5. Etat de déplacement de la structure

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

2.3.5.1. 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 2.6). 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.).

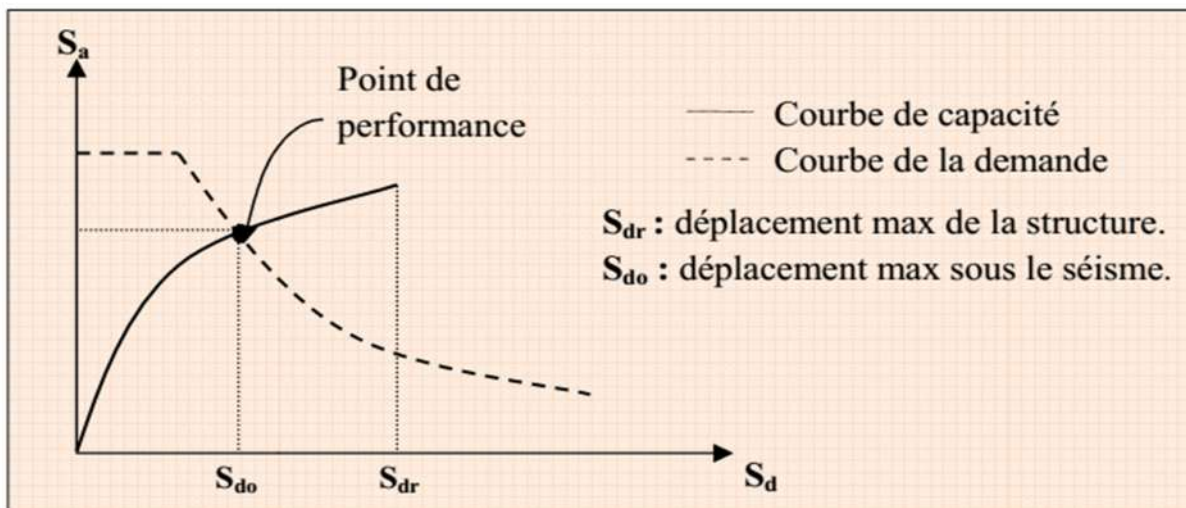


Figure 2. 6 : Courbes capacité-demande (cas où la demande est inférieure à la capacité)

2.3.5.2. La demande est égale à la capacité

Le déplacement imposé par le séisme est égale au déplacement maximal de la structure (Figure 2.7), (Belmouden Y, et al.).

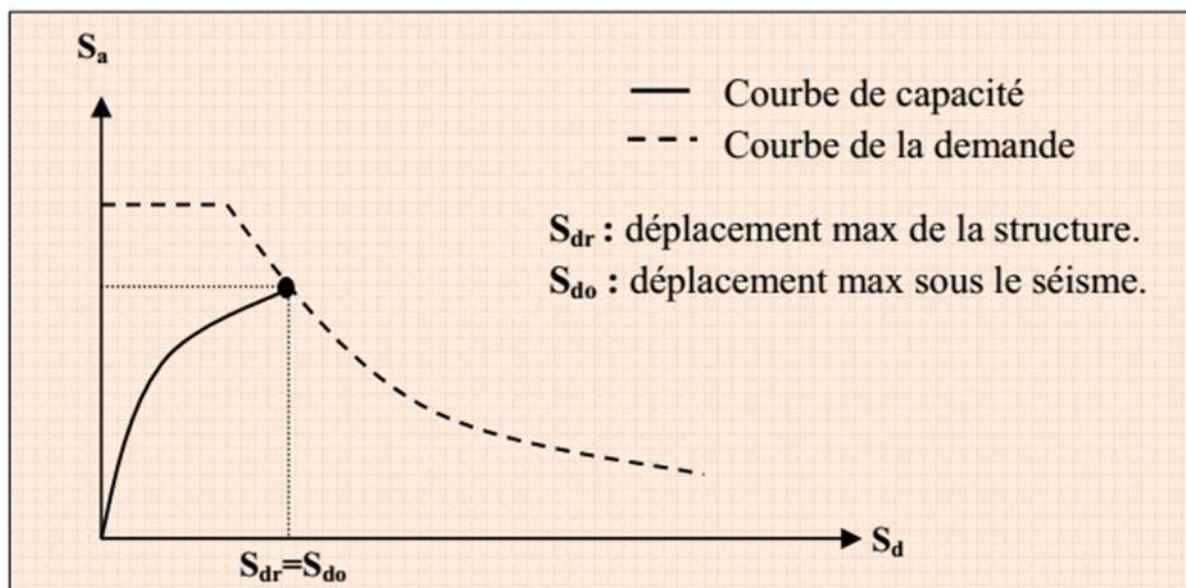


Figure 2. 7 : Courbes capacité-demande (cas où la demande est égale à la capacité)

2.3.5.3. La demande est supérieure à la capacité

Le déplacement imposé par le séisme est supérieur à la capacité de la structure (Figure. 2.8), ce cas conduit à l'effondrement total ou presque de la structure, (Belmouden Y, et al.).

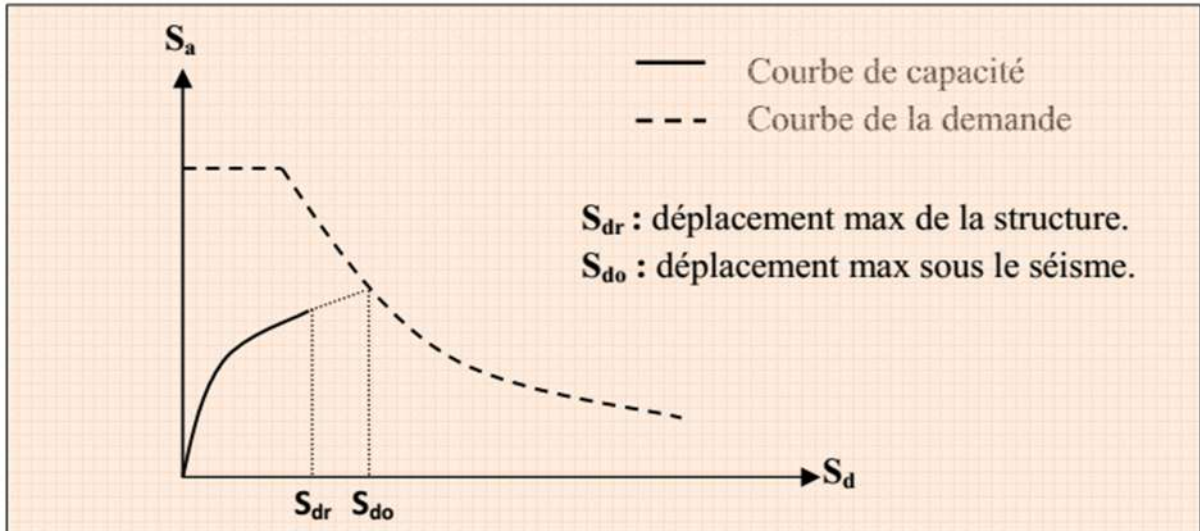







Figure 2. 8 : Courbes capacité-demande (cas où la demande est supérieure à la capacité)

3.3.6. Estimation des degrés des dommages

2.3.6.1. 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 2. 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>

2.3.6.2. 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 1.1), (Figure 2.9).

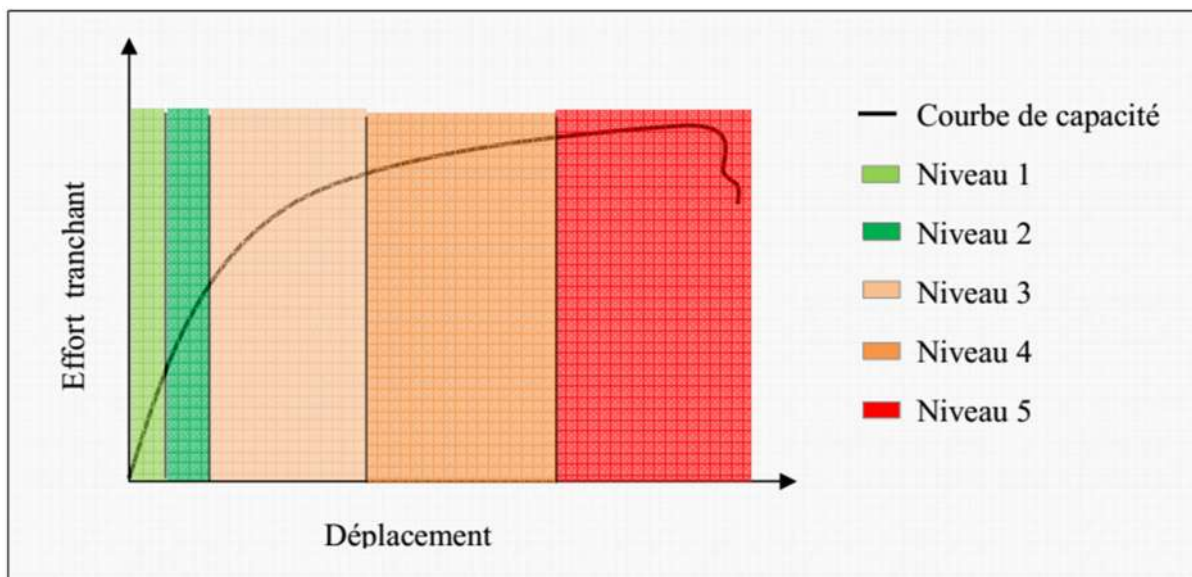


Figure 2. 9 : Niveaux d'endommagement décrits par une courbe de capacité

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 2. 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.

2.5. 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 4.

Chapitre 3: Application de l'analyse Pushover à la tour de manœuvre

3.1. 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.

3.1.1. 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.

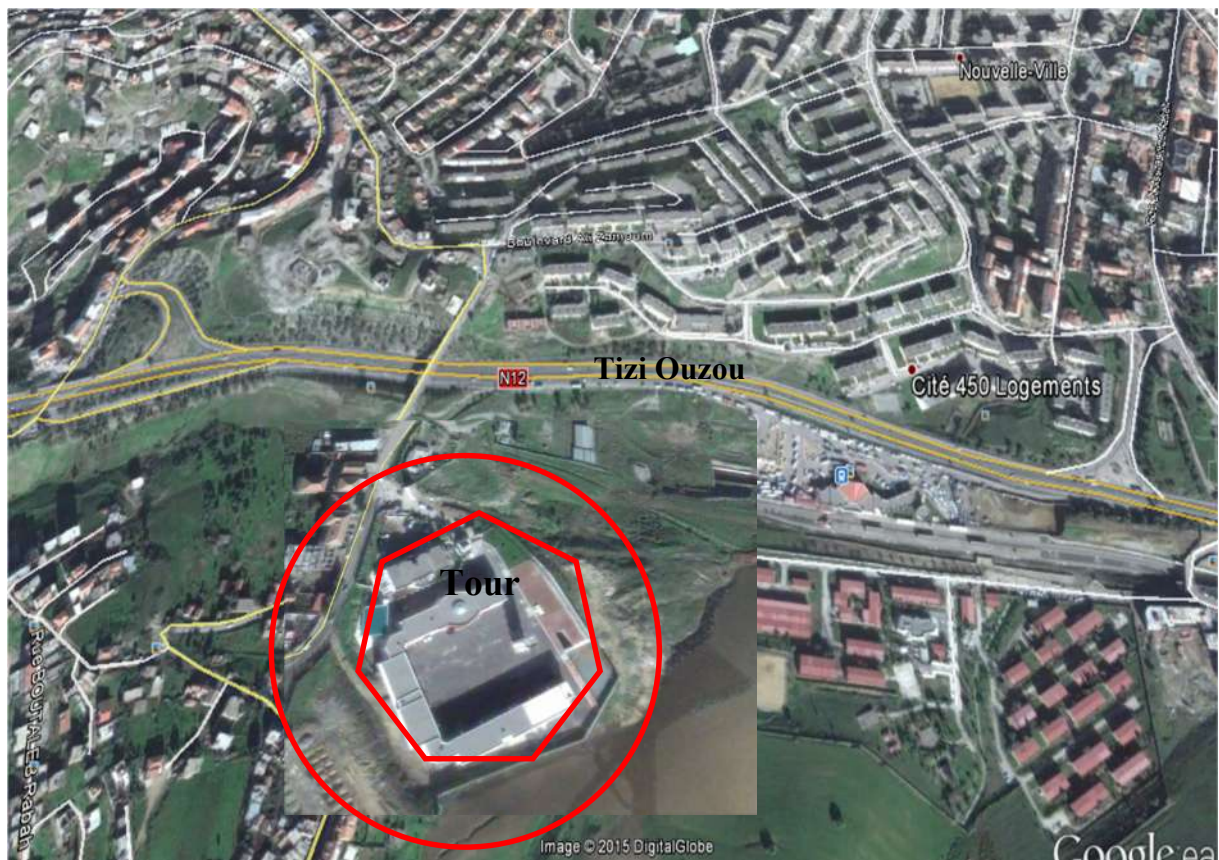


Figure 3. 1 : Vue satellitaire de la situation du projet.



Figure 3. 2 : Les deux façades (Sud-ouest et Sud-est).

3.1.2. Eléments 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 3.3).

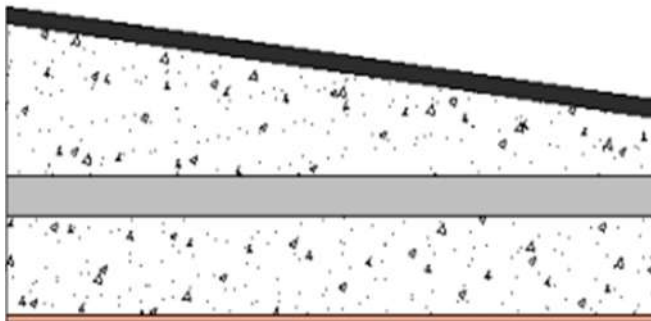


Figure 3. 3 : Coupe verticale du plancher terrasse.

- **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 3.4):

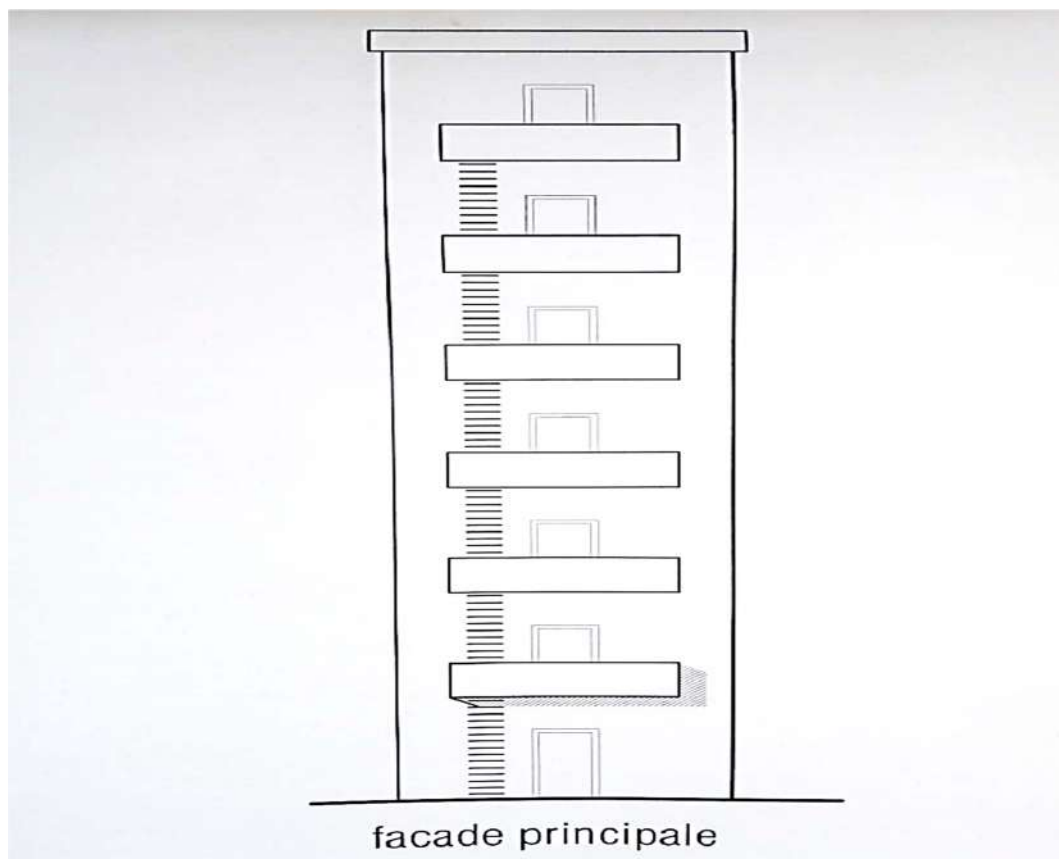


Figure 3. 4 : plans de la façades principale.

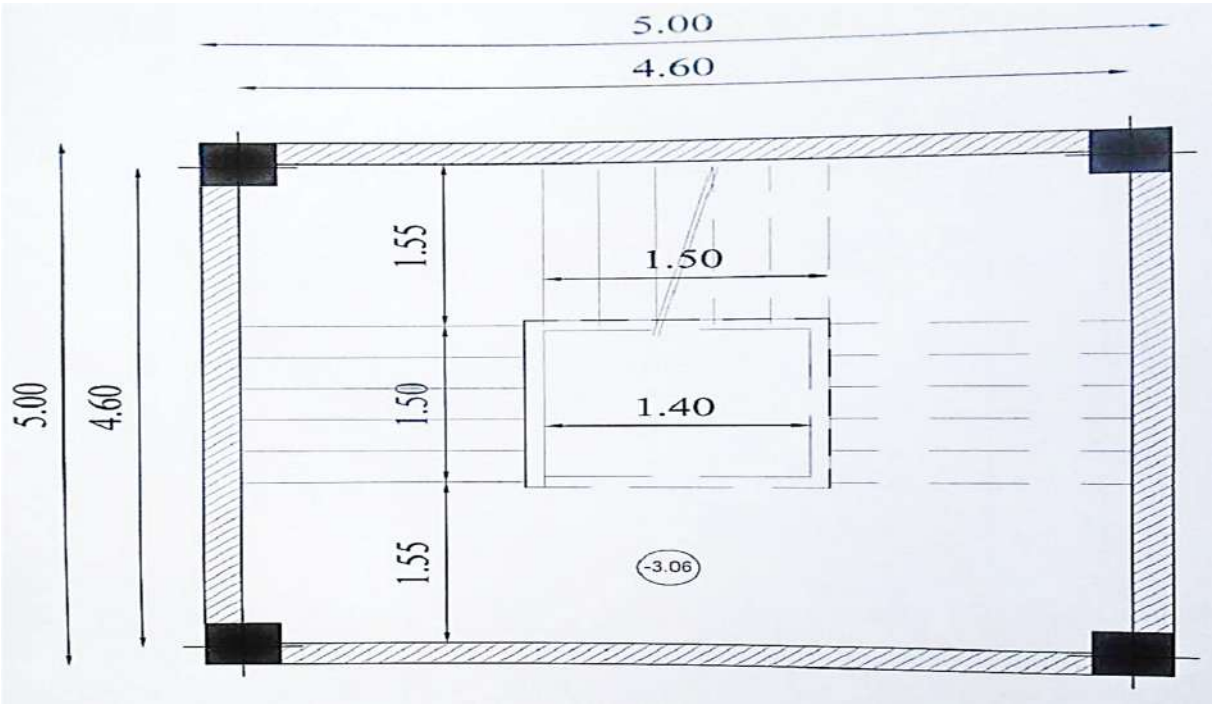


Figure 3. 5 : Plan du sous-sol

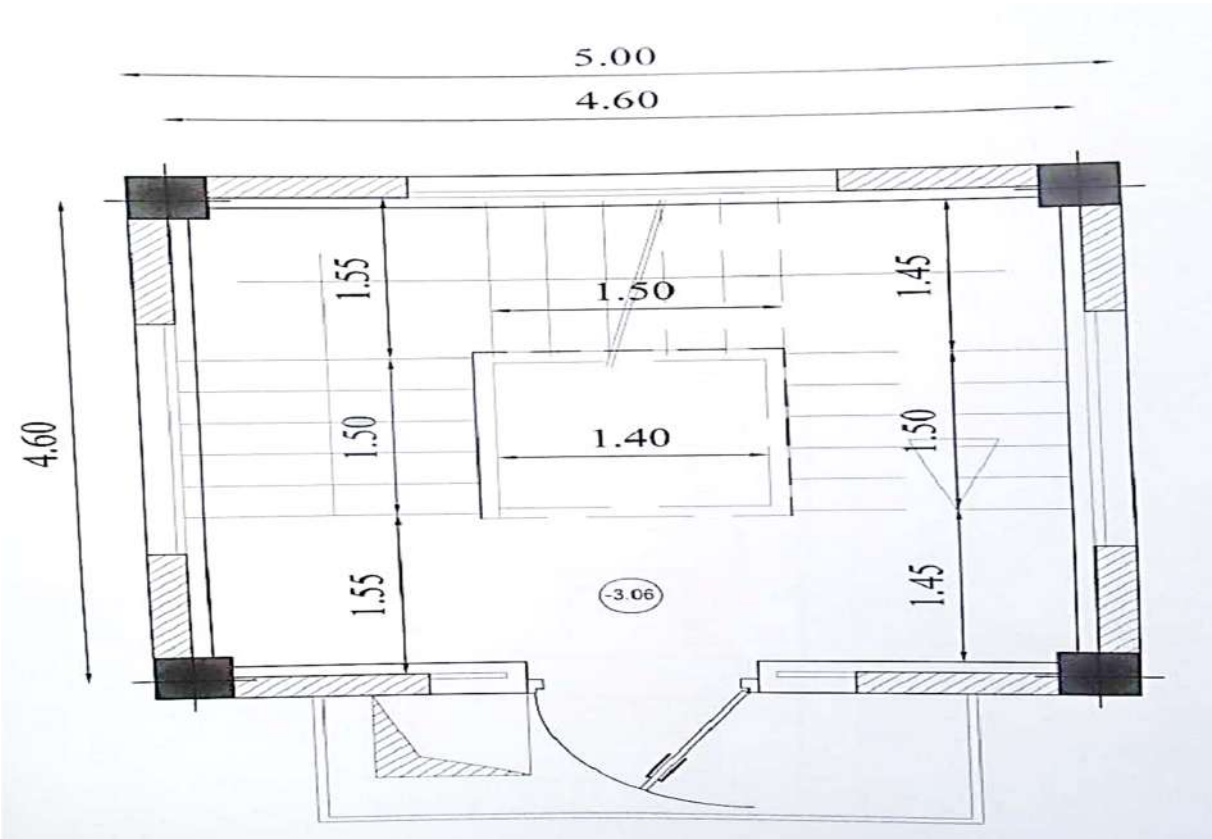


Figure 3. 6 : Plan de l'étage curant.

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.

3.2. 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,) ;
- composer librement des impressions (notes de calcul, capture écran).

3.2. 1. Modélisation de la structure

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

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

3.2.2. Modélisation et analyse élastique linéaire de la structure

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

-Spécification des propriétés des matériaux

Introduire les données suivantes et remplir les champs comme le montre la figure (3.7)

- ✓ 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

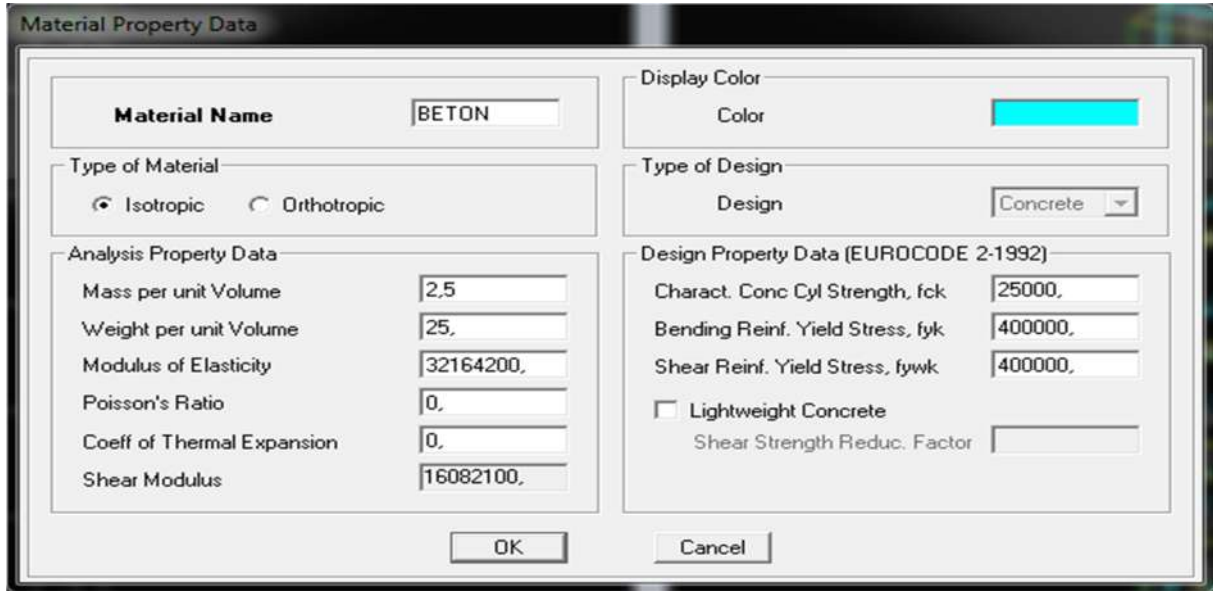


Figure 3. 7: Introduction des caractéristiques des matériaux (acier-béton).

-Modélisation géométrique de la structure

- Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments linéaires « Frame » (figure 3.8), les voiles par des éléments coques « Shell » (figure 3.9) et les planchers par des éléments « Deck » (figure 3.10).

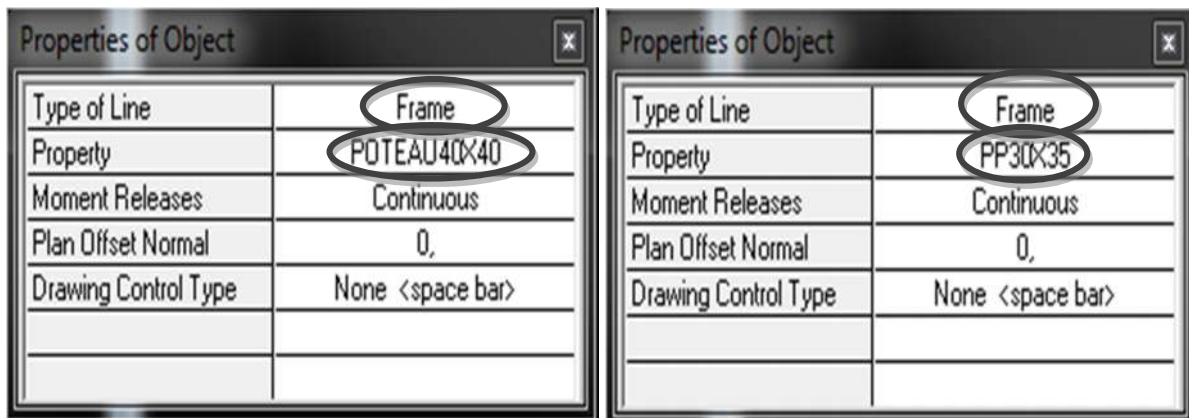


Figure 3.8 : Représentation de poteaux et poutres par des éléments « Frame ».

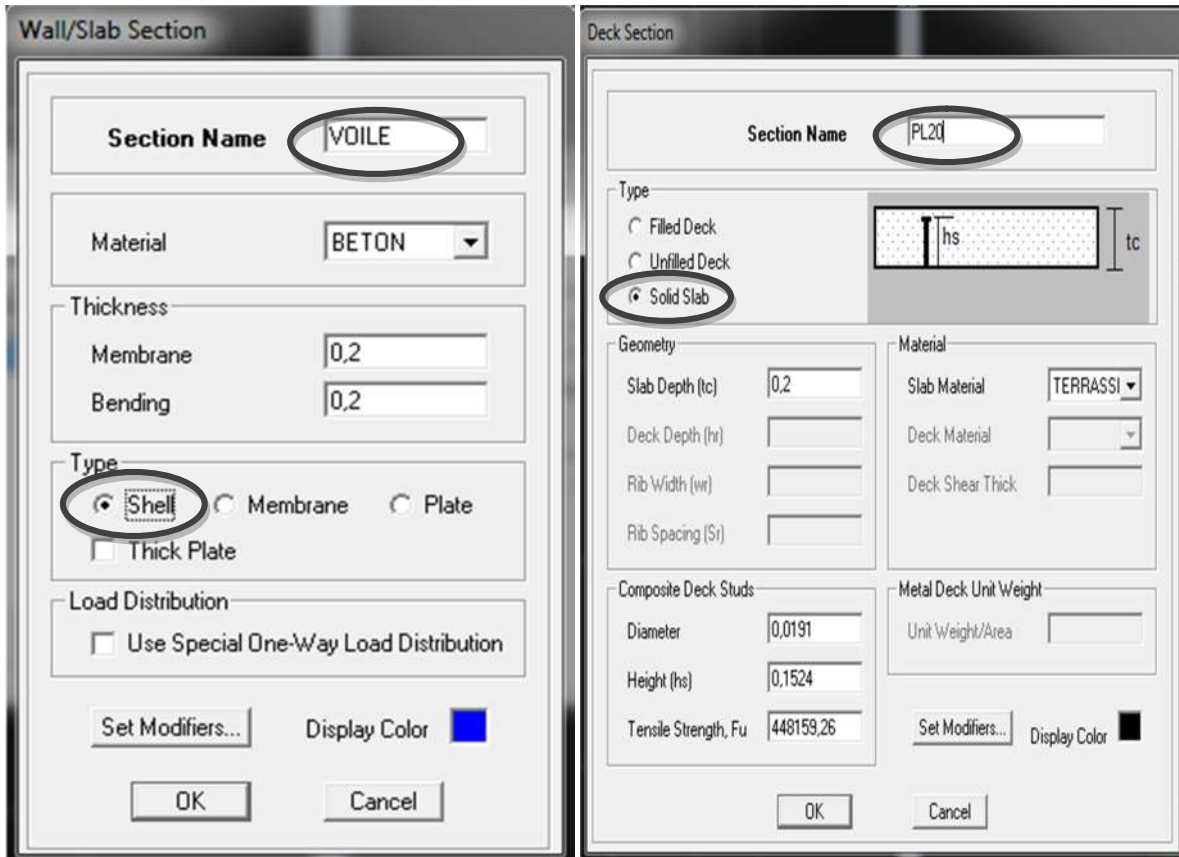


Figure 3.9 : les éléments voiles et dalles par (Shelle) et (Deck)

-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 3.11).

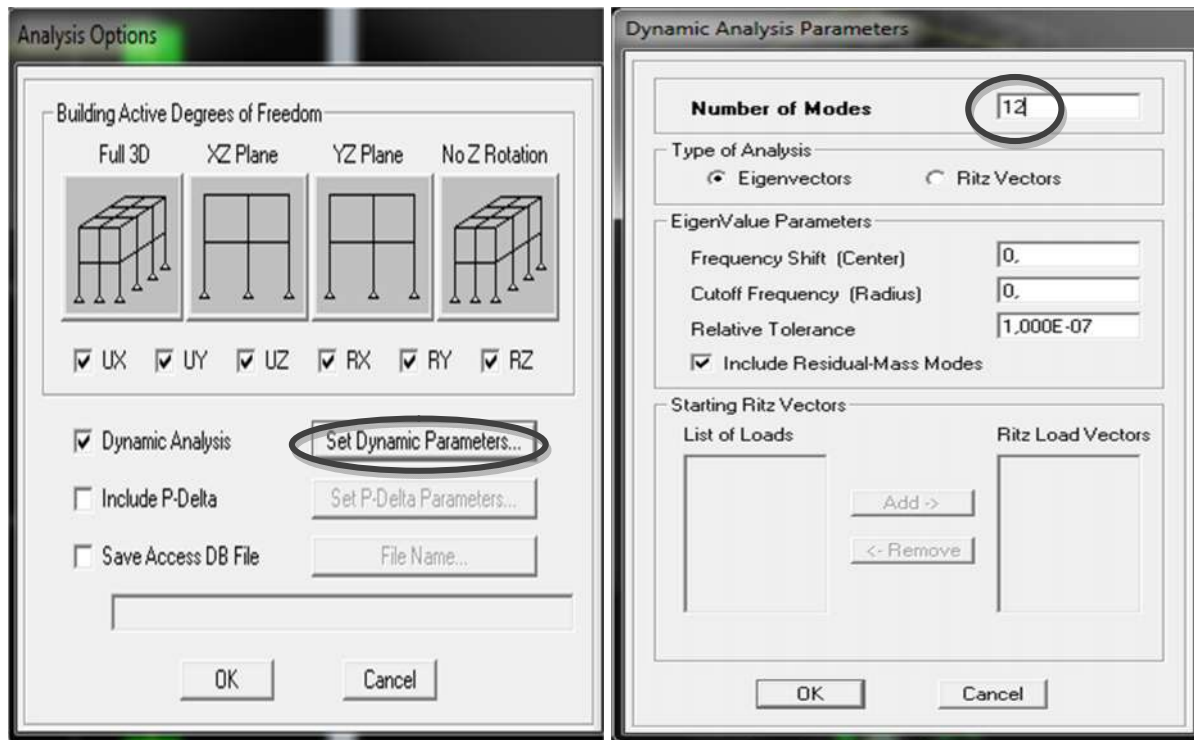


Figure 3.10 : Détermination des paramètres de l'analyse dynamique.

b. Analyse spectrale

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

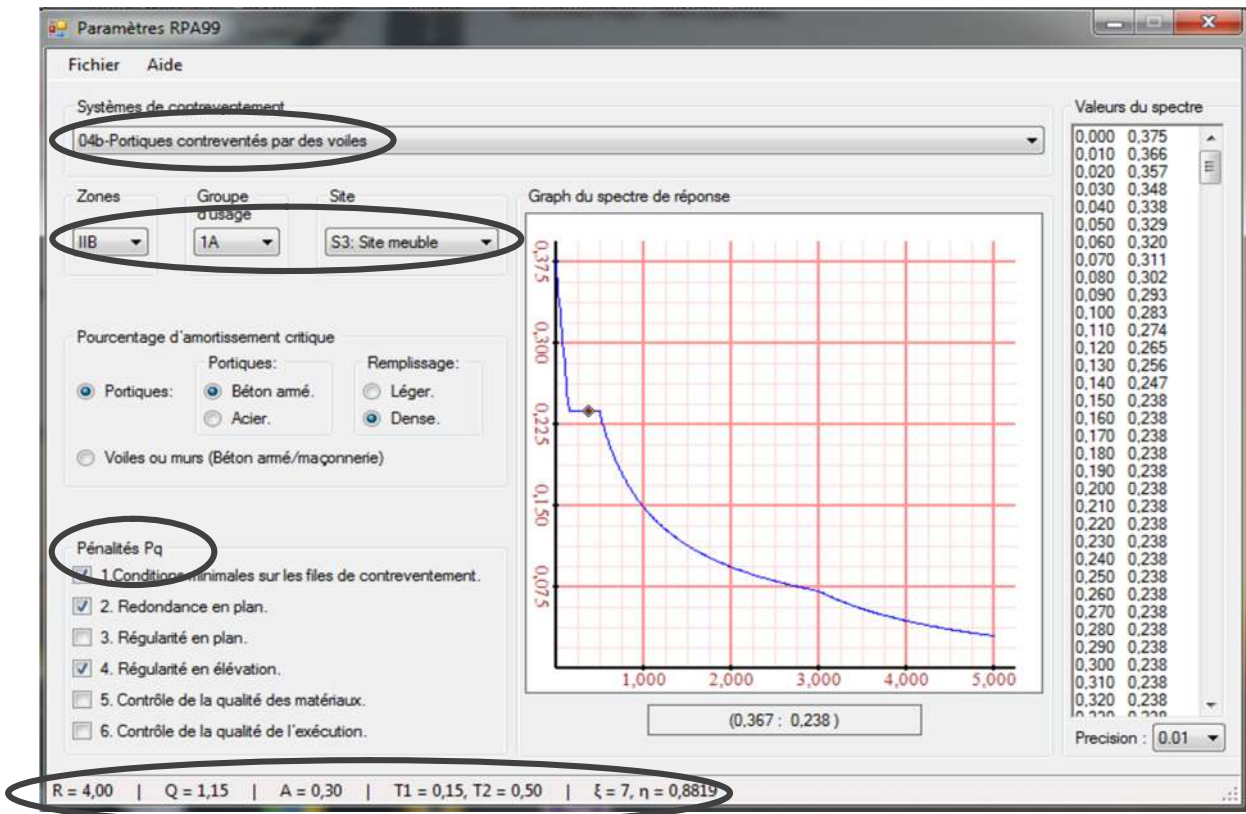
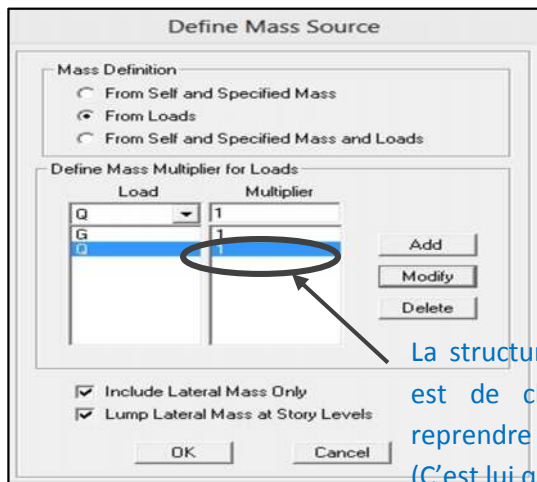


Figure 3.11 : Introduction des données de la structure pour déterminer le spectre de réponse.

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

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

$$M_i = \frac{W_{Gi} + W_{Qi}}{10} \tag{3.1}$$



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

Combinaisons

Figure 3.12: Définition de la masse sismique.

-combinaisons d'actions

Les combinaisons sont décomposées en trois types (figure 3.14) :

- 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 : $G + Q \pm E$, $G + Q \pm 1.2E$, $0.8G \pm E$;

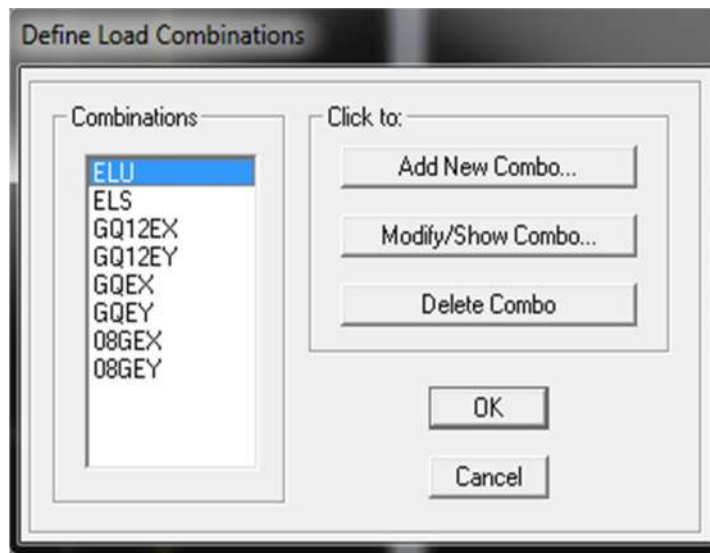


Figure 3.13: Combinaisons d'actions.

-Les diaphragmes

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on relie les nœuds d'un même plancher à leurs nœud maître ; de manière à avoir des diaphragmes (figure 3.15)

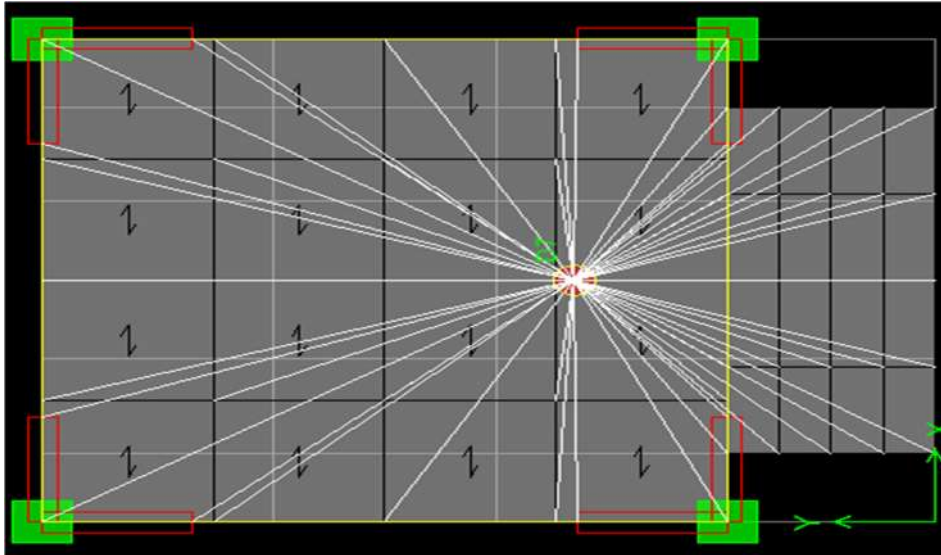


Figure 3.14 : Liaison des planchers (Diaphragmes).

-Les appuis

Les poteaux sont supposés parfaitement encastrés dans les fondations (figure 3.16)



Figure 3.15 : Encastrement des poteaux.

A présent, la modélisation est achevée (figure3.17), l'analyse élastique de la structure peut être effectuée en cliquant sur **Analyze** → **Run analysis**.

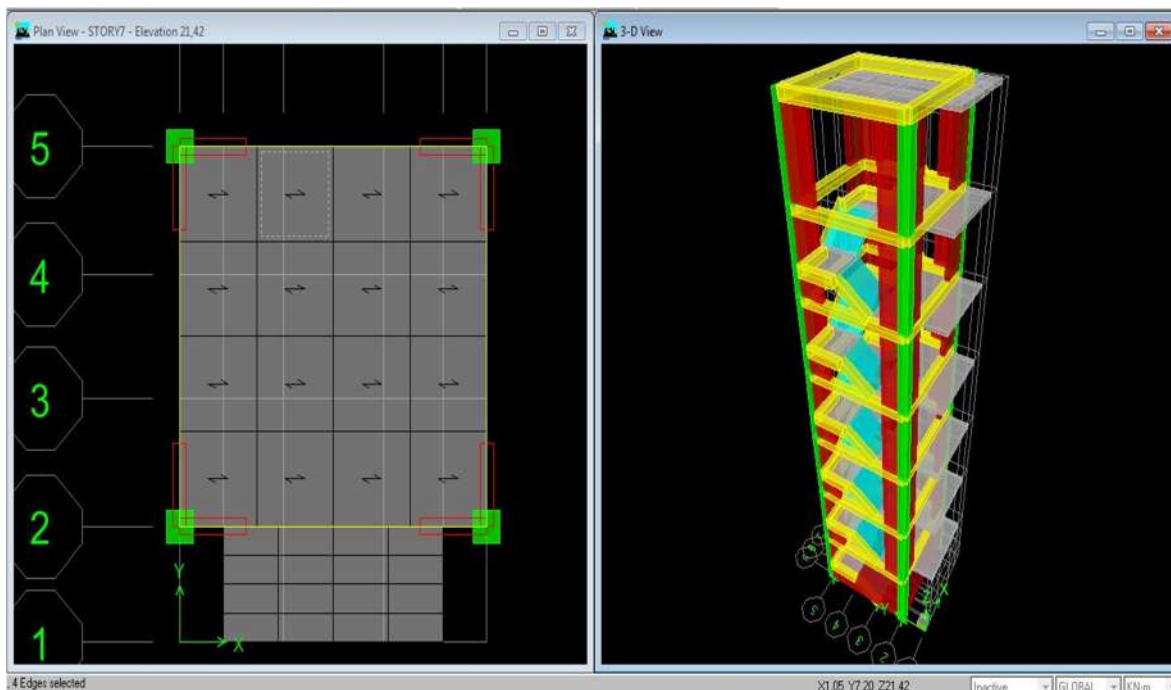


Figure 3.16 : Aperçu de la structure après modélisation.

3.3.2. Vérification de la structure (RPA99/2003)

- Le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions de l'excitation doit être tel que :
 - ✓ La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale au moins à **65%** de la masse totale de la structure (figure 3.18).

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	89,9702	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 3.17 : 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.

3.3.3. Définition du comportement non linéaire de la structure

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

Les types de rotules plastiques considérés dans cette étude sont

- **Poutres** : rotules de flexion (M_3), et rotules de cisaillement (V_2), (figure 3.19).

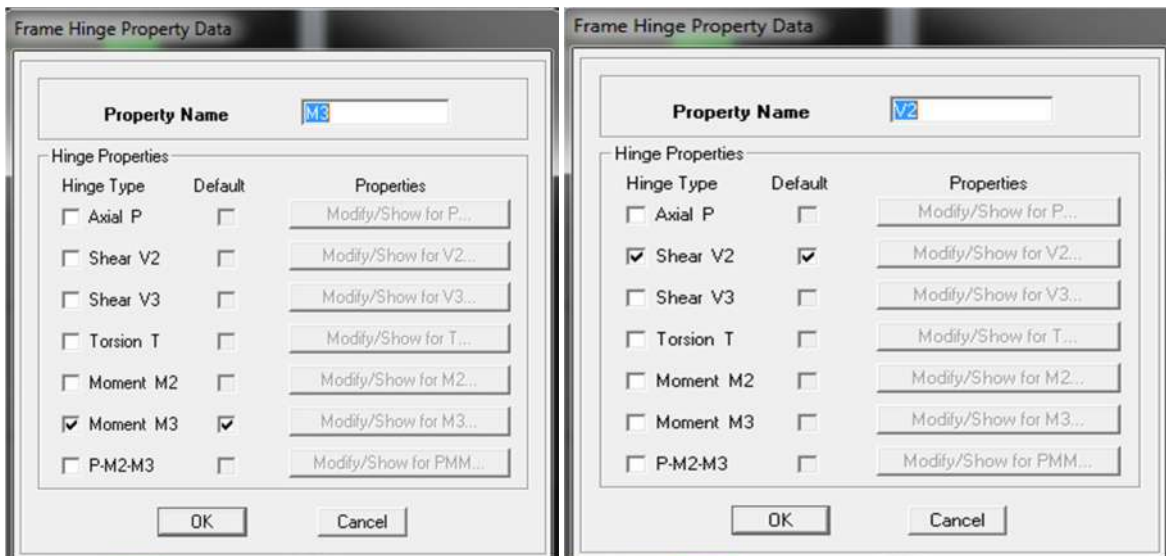


Figure 3.18 : Définitions des rotules.

- **Poteaux** : rotules de flexion (M_3), l'effort normal (P), et rotules de cisaillement suivant l'axe 2-2 (V_2), (figure 3.20).

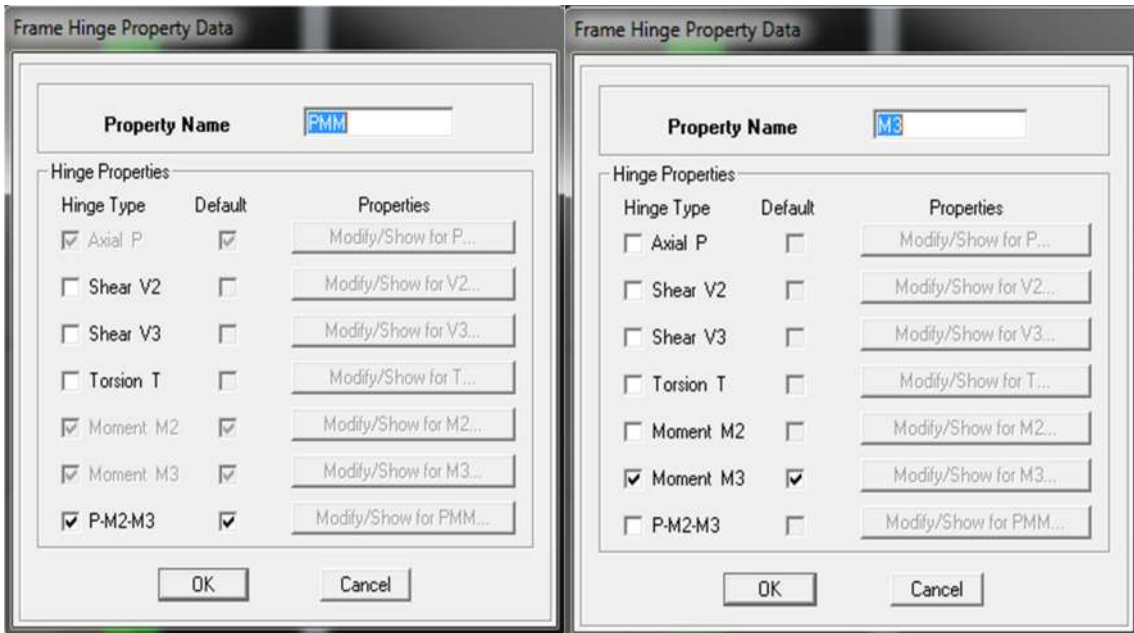


Figure 3.19 : Définitions des rotules.

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

1. Attribution des rotules : **Select** → **by frame section** → **assign** → **frame non lineare Hinges** (figure 3.21).

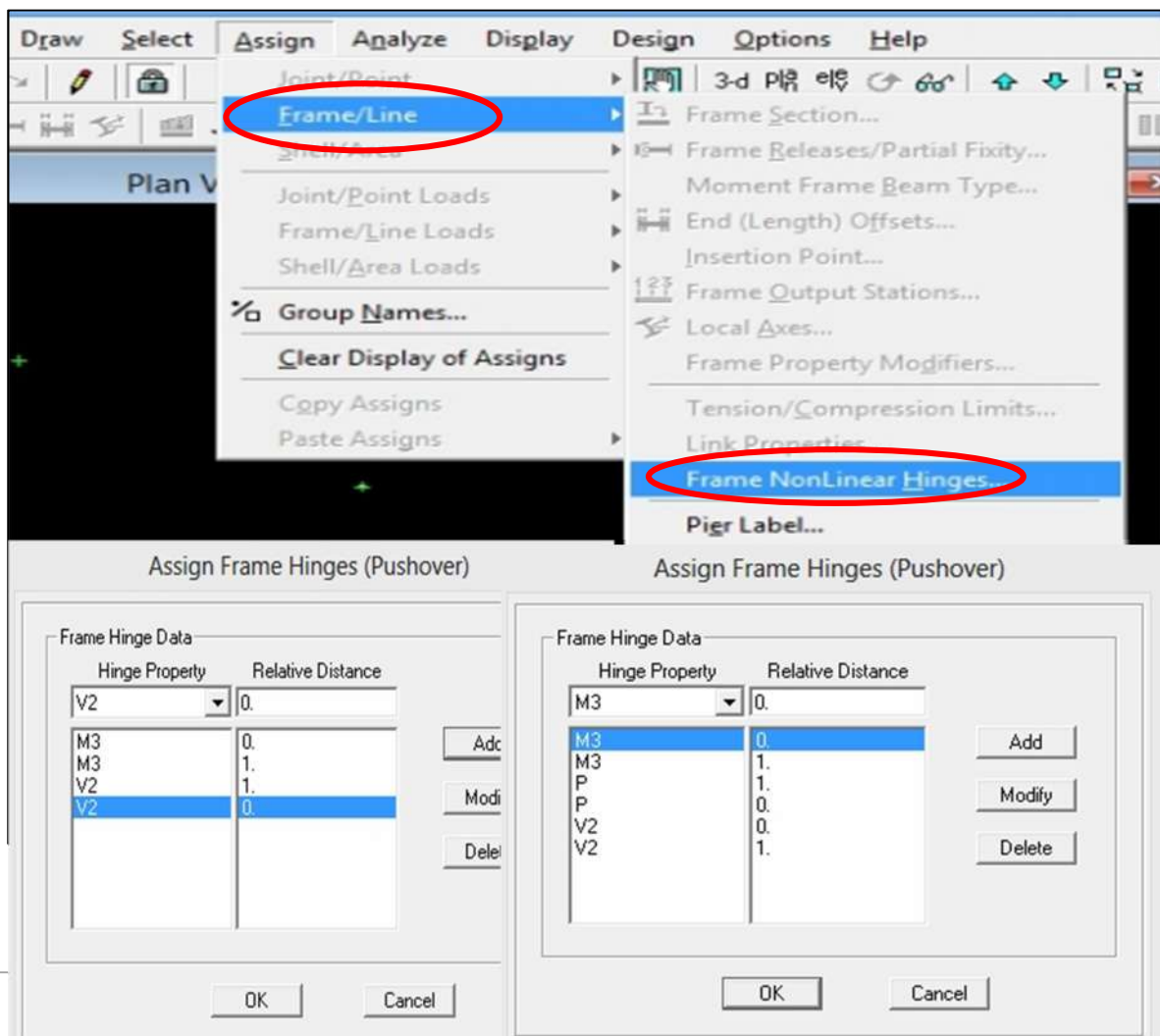


Figure 3.20 : Attribution des rotules.

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 (figure 3.22).

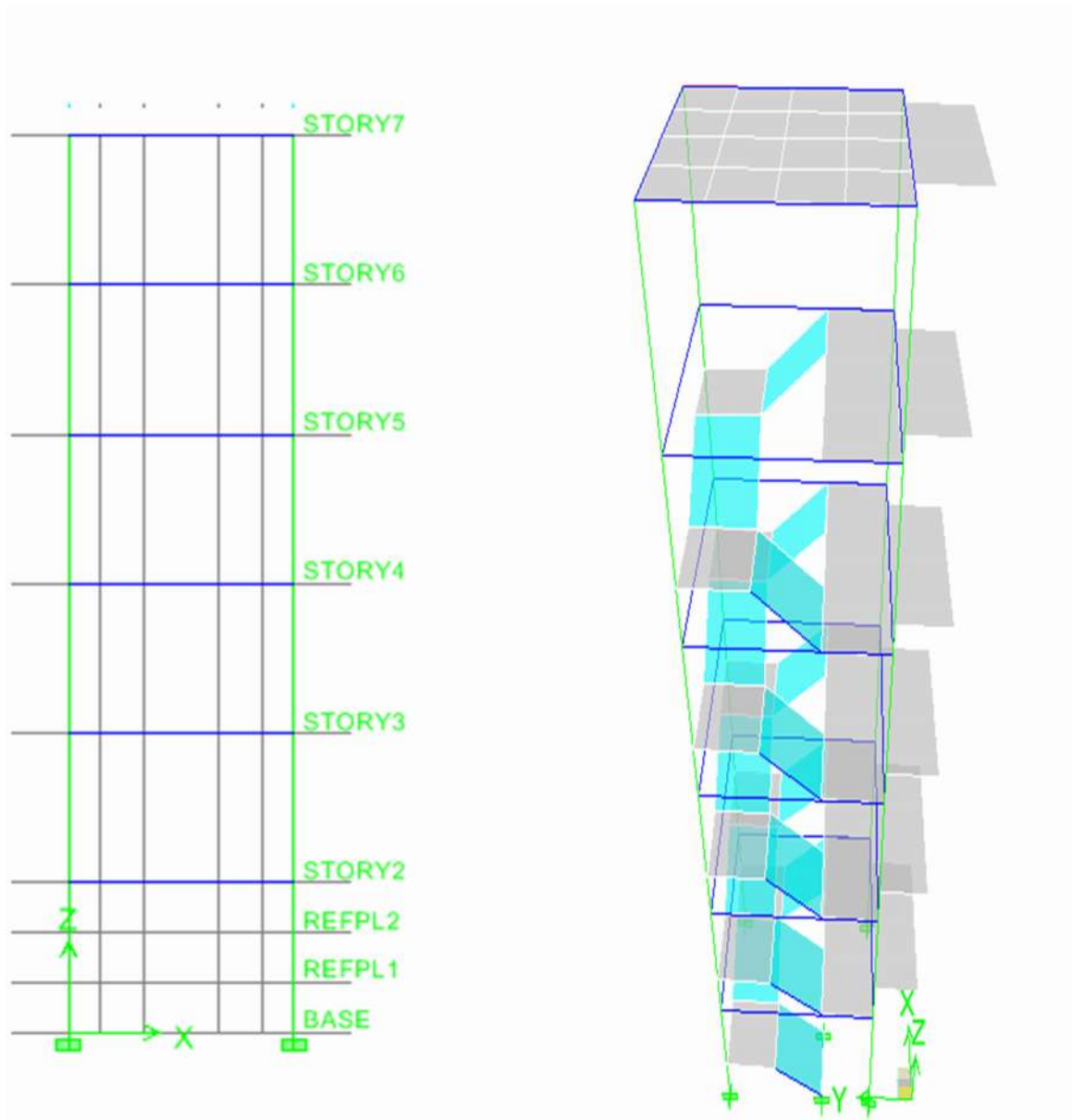


Figure 3.21 : Modélisation des voiles par des poteaux équivalents.

3.2.3.1. Définition du chargement de l'analyse Pushover

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

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

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

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

- L'analyse sous charges gravitaires se fait en cliquant sur **Define** → **Static Non Linear /Pushover Cases** (figure 3.23).

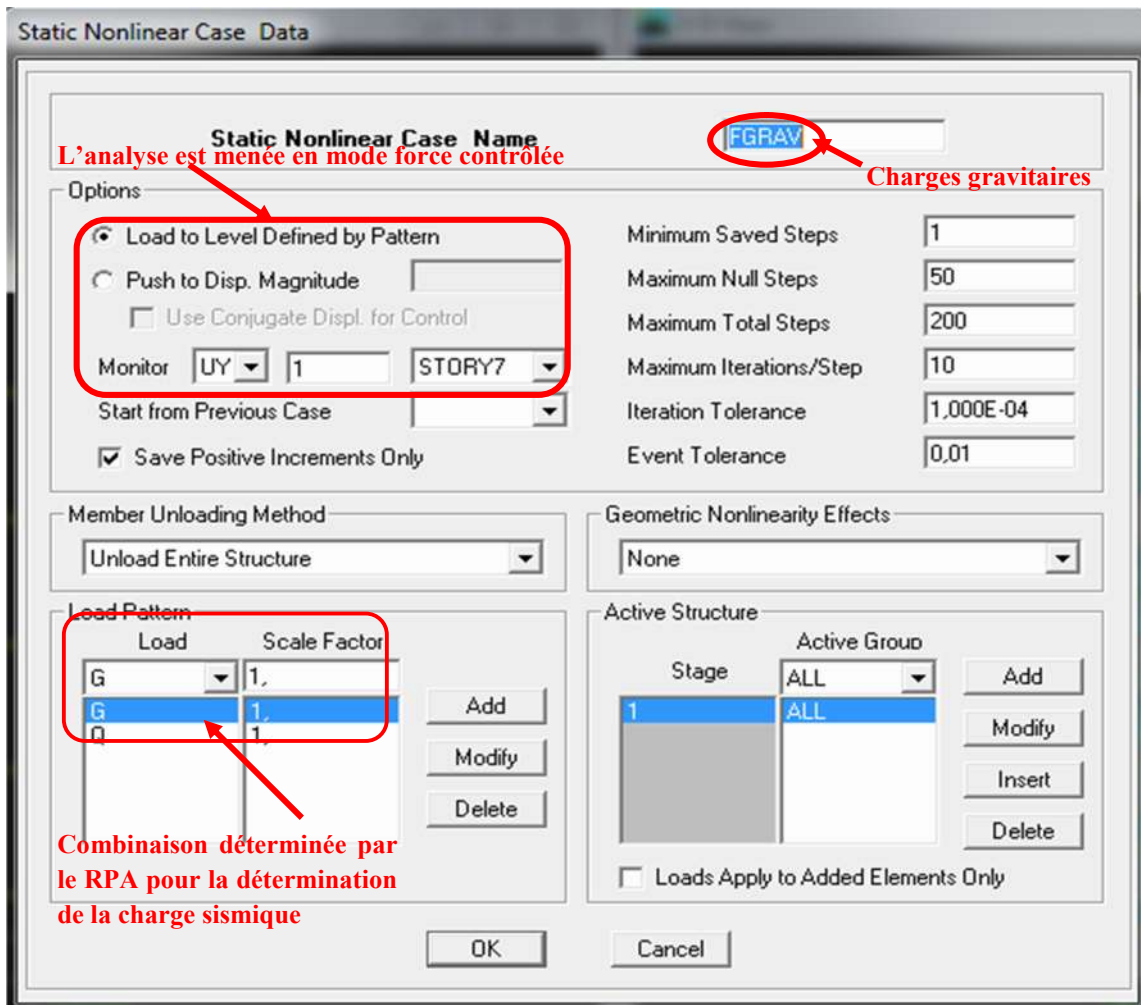


Figure 3.22 : Définition du chargement de l'analyse pushover sous charges gravitaires.

- L'analyse sous charges horizontales se fait en cliquant sur **Define** → **Static Non Linear /Pushover Cases** (figure 3.24)

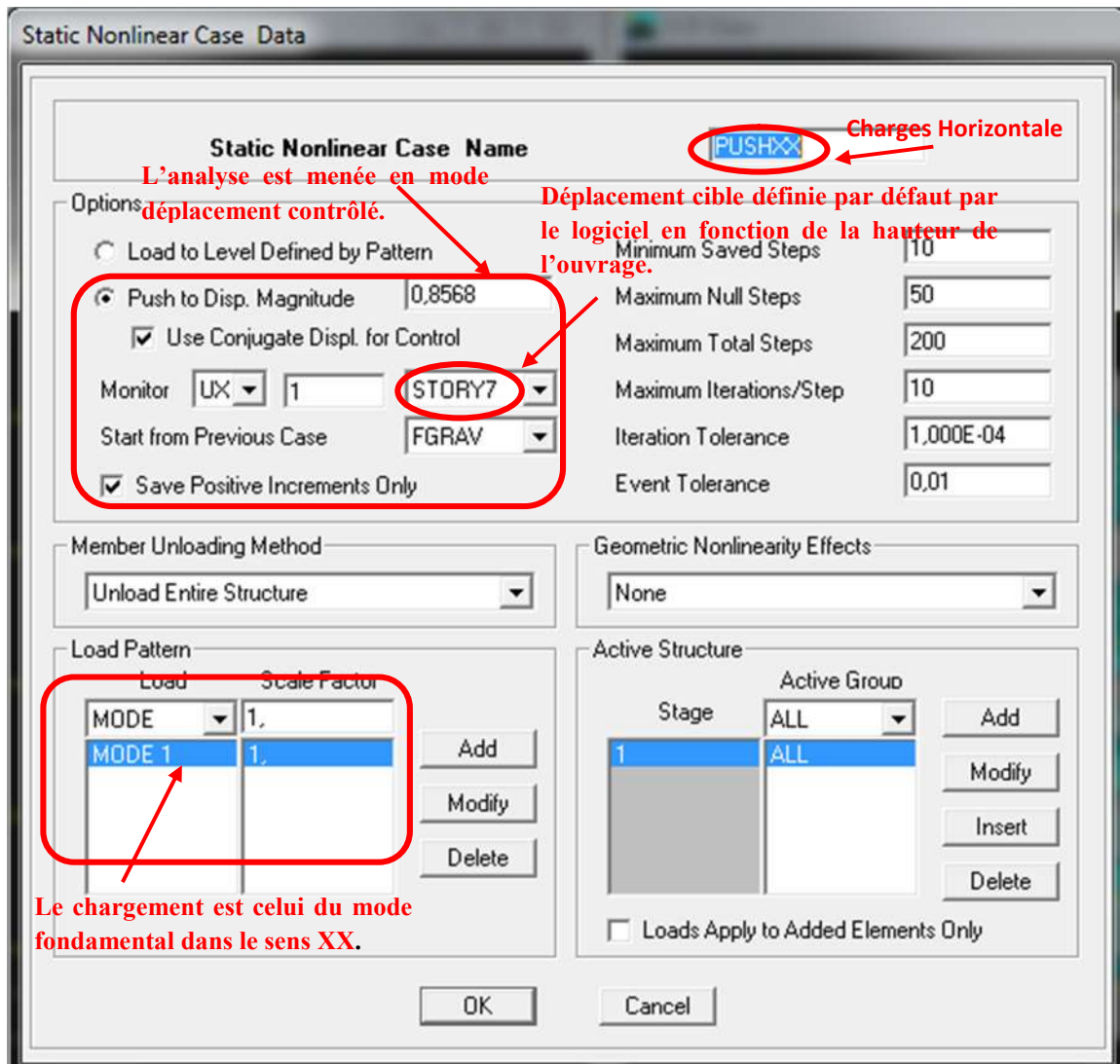


Figure 3.23 : Définition du chargement de l'analyse pushover (sens XX).

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

3.4. 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 4.

Chapitre 4: Présentation et discussion des résultats

4. Introduction

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

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

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

4.1. Résultats de l'analyse Pushover

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

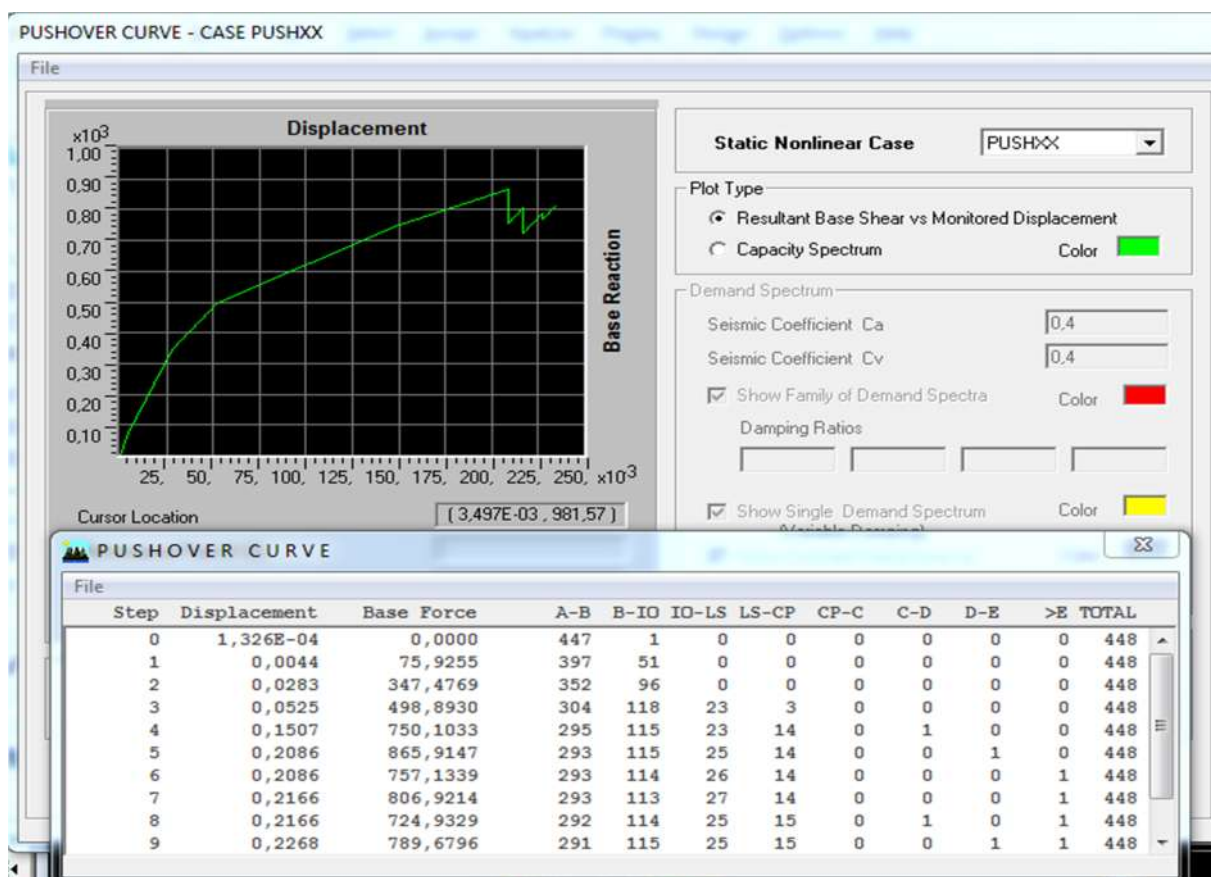


Figure 4.1 : courbe de capacité donnée par pushover le (V-Sd).

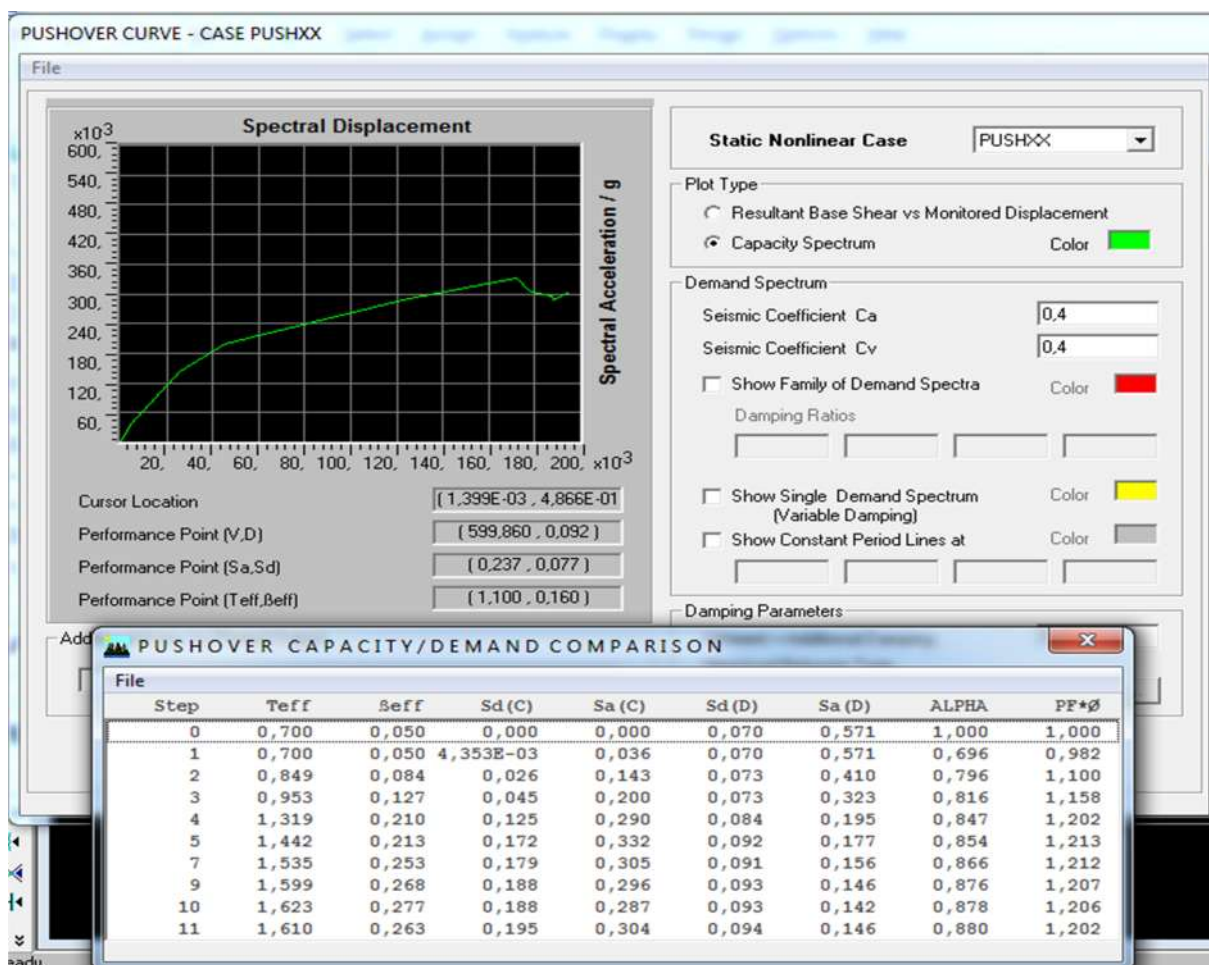


Figure 4.2 : Spectre de capacité donnée par le pushover (Sa-Sd).

4.2. Evaluation du point de performance

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

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

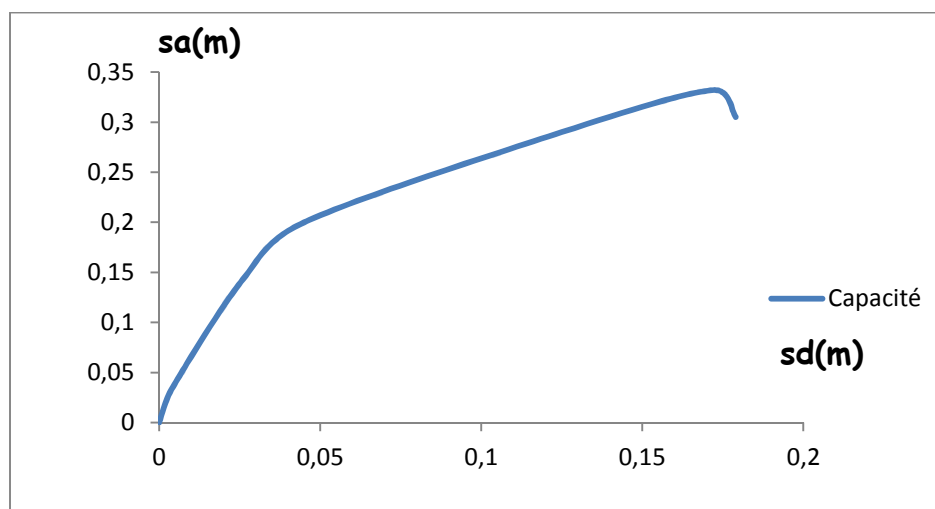


Figure 4.3. : Spectre de capacité (extrait des résultats du Pushover).

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

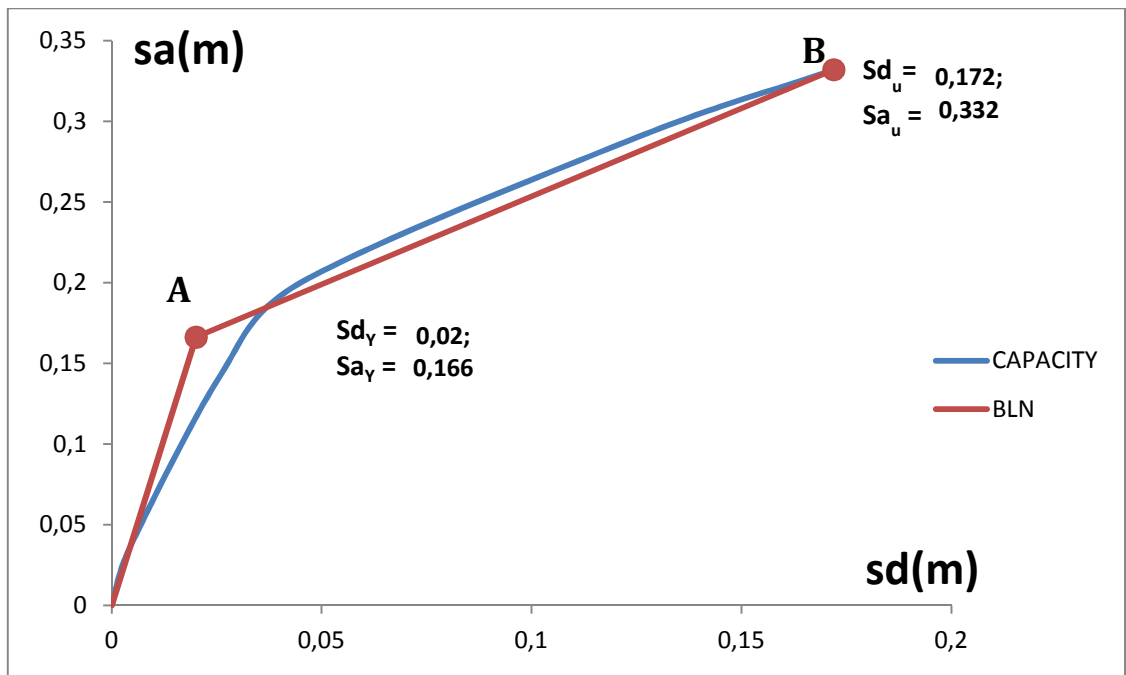


Figure 4.4 : Représentation bilinéaire du spectre de capacité.

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

$$\xi_{eff} = 0.05 + \kappa \cdot \xi_0 = 0.05 + k \frac{0.637 (a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{(a_{pi} d_{pi})} \tag{2.19}$$

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

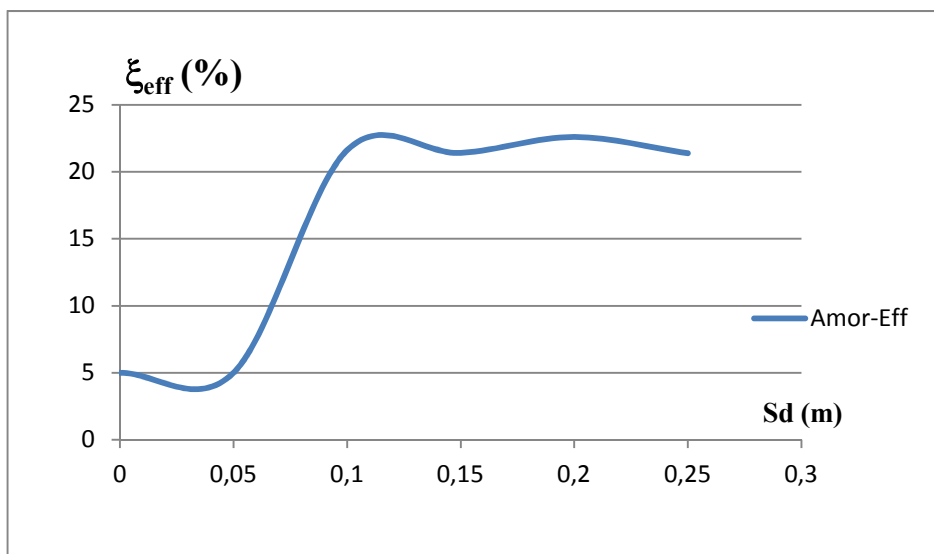


Figure 4.5 : représentation du courbe amortissement effectif-déplacement spectrale.

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

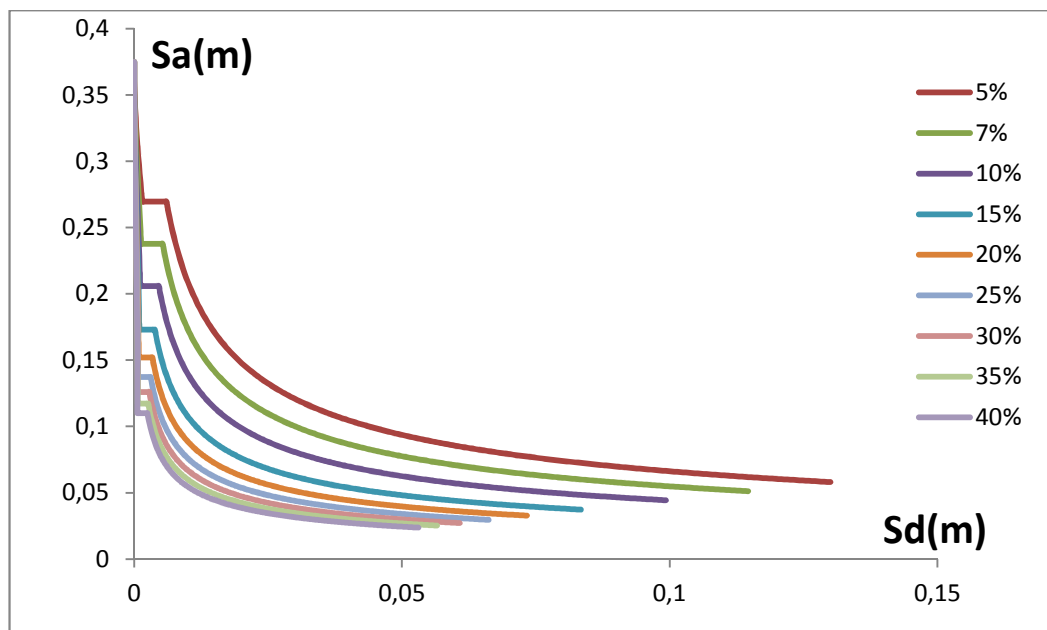


Figure 4.6 : représentation d’une famille de spectres réduits.

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

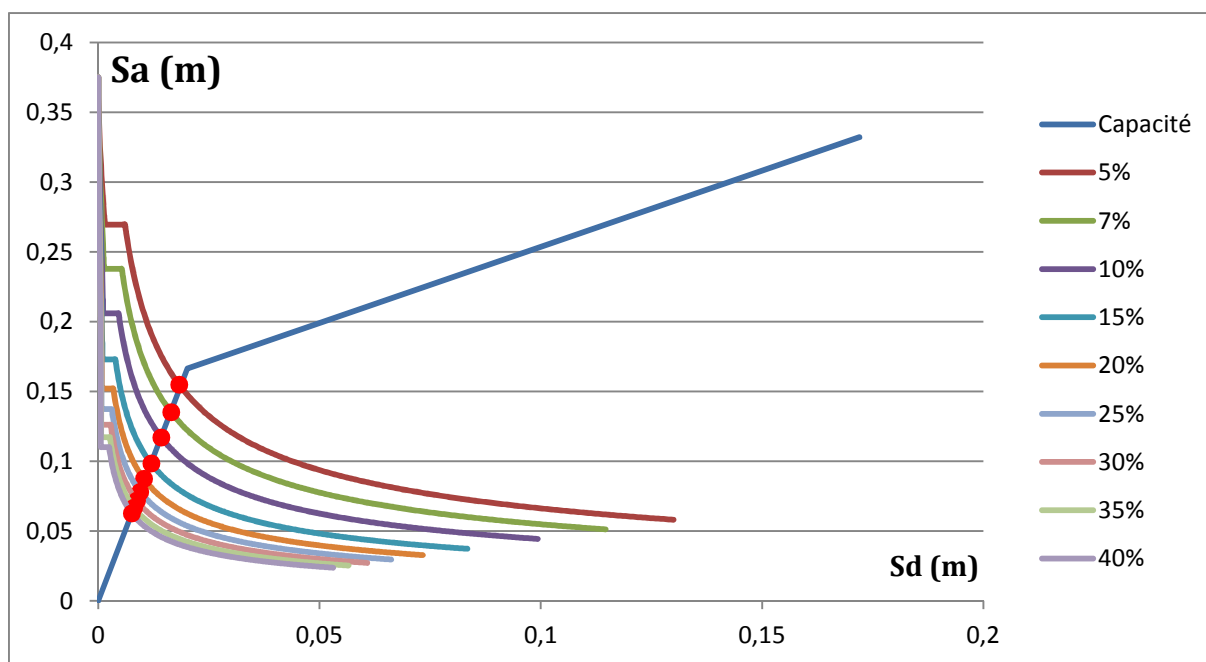


Figure 4.7 : Détermination des points ($\xi_{eff}-S_{dpi}$).

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

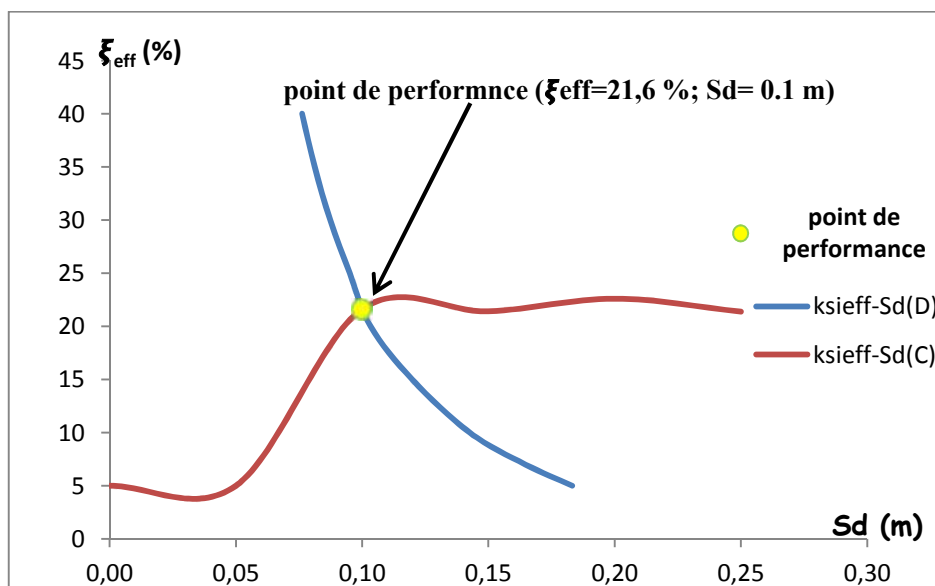


Figure 4.8 : Détermination du point de performance.

4.3. Analyse des résultats

4.3.1. Evaluation des domaines de dommage

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

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

ξ_{eff} (%)	S_d (m)			
	A=0,15	A=0,2	A=0,3	A=0,4
5	0,02011	0,03576	0,08045	0,11807
7	0,01774	0,03153	0,07095	0,10412
10	0,01536	0,02731	0,06145	0,09017
15	0,01291	0,02294	0,05163	0,07576
20	0,01135	0,02017	0,04538	0,06660
25	0,01024	0,01821	0,04096	0,06012
30	0,00941	0,01672	0,03763	0,05522
35	0,00875	0,01555	0,03499	0,05135
40	0,00821	0,01460	0,03284	0,04820

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

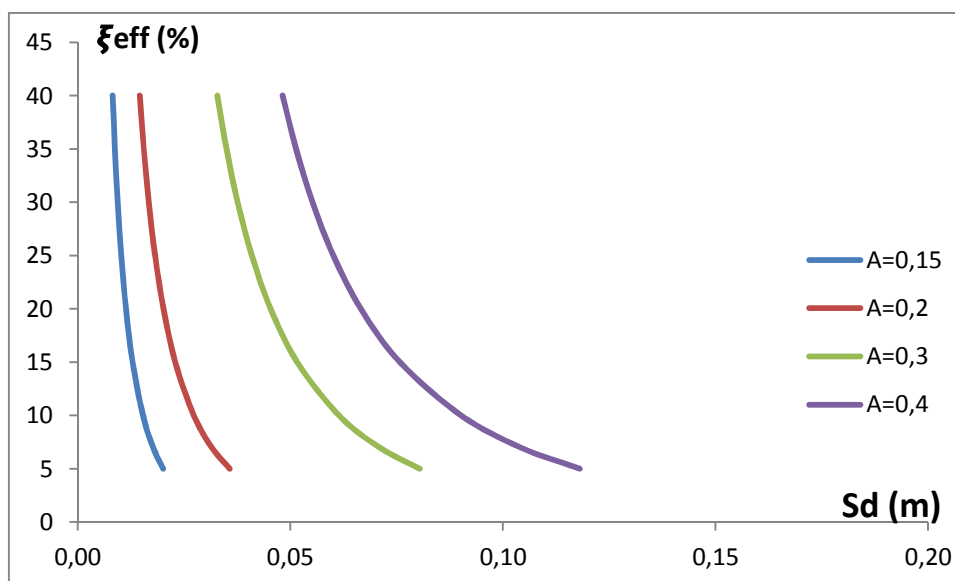


Figure 4.9 : Représentation graphique des spectres de demande sismique au format (ξ_{eff} - S_d).

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

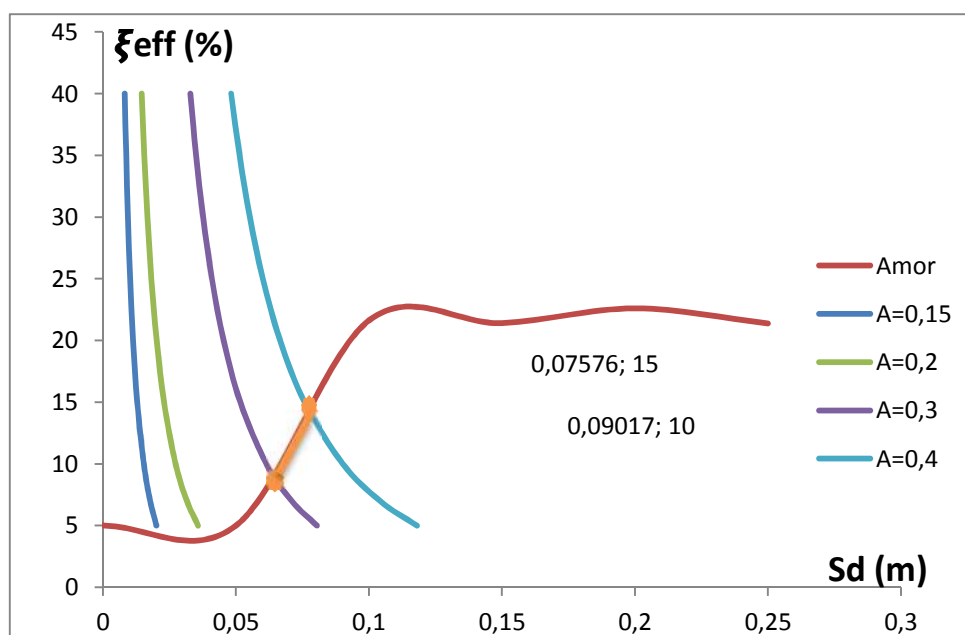


Figure 4.10 : Détermination des points de performance.

- Les points de performances trouvés ont les valeurs suivantes :

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

Accélération sismique (A)	Sd (m)	ξ_{eff} (%)
0,15	/	/
0,2	/	/
0,3	0,065	8,91
0,4	0,07	14

4.3.1.1. Domaines de dommage

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

Tableau 4.3 : calcul des domaines des dommages.

Degrés des dommages	Formule des différents déplacements spectraux	Sd (m)
DG1	$Sd = 0,4 Sdy$	0.08
DG2	$Sd = 0,8 Sdy$	0.16
DG3	$Sd = Sdy + 0,25 (Sdu - Sdy)$	0.58
DG4	$Sd = 0,75 Sdu$	1.29
DG5	$Sd = Sdu$	1.72
Sdy : limite élastique en déplacement		
Sdu : limite ultime en déplacement		

4.3.1.2. Estimation et attribution de degré de dommage

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

Tableau 4.4 : dommages probable sur la structure.

Ordre d'accélération	Description et attribution des dommages probables	
	Description	attribution de degré de dommag
0.15 - 0.20	<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. 	1
0.20 -0.30	<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. 	2
0.30-0.40	<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
Au-delà de 0.40g	<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

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

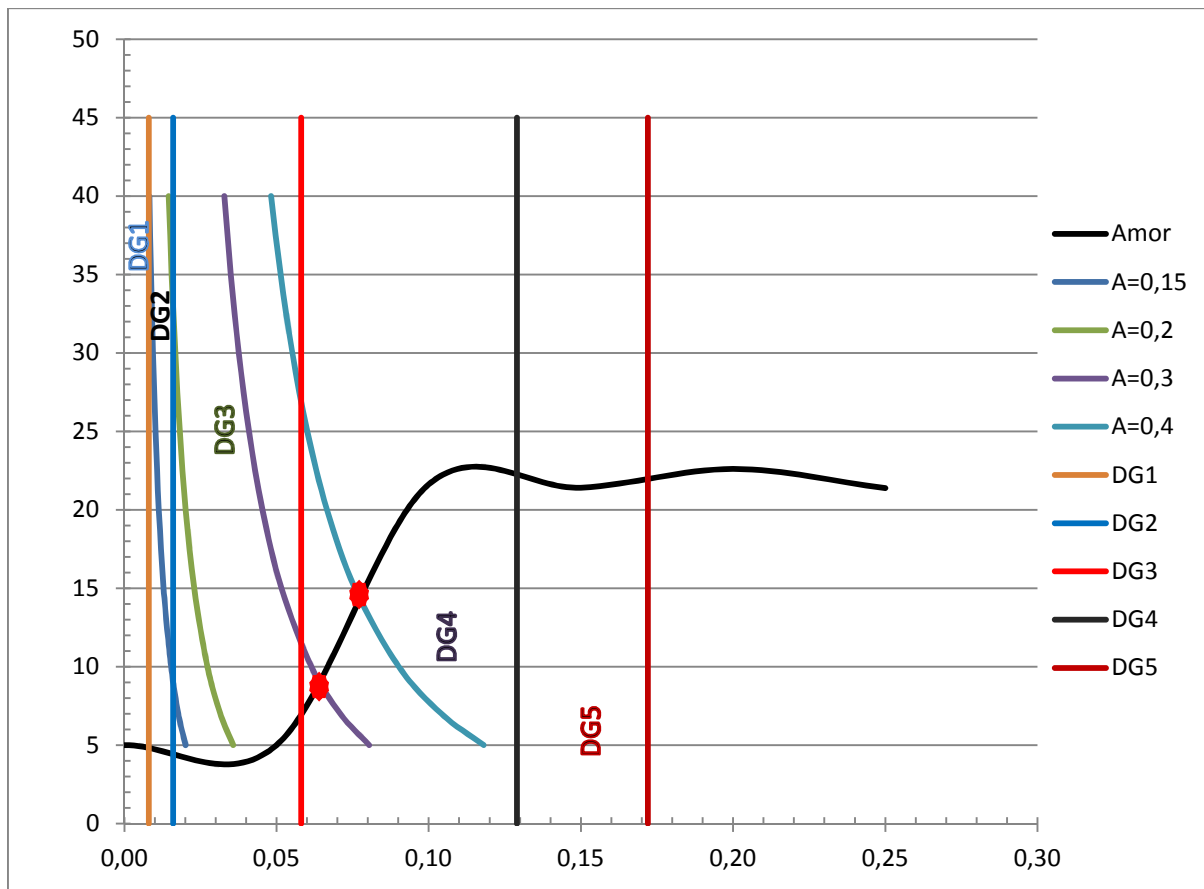


Figure 4.11 : domaines des dommages.

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

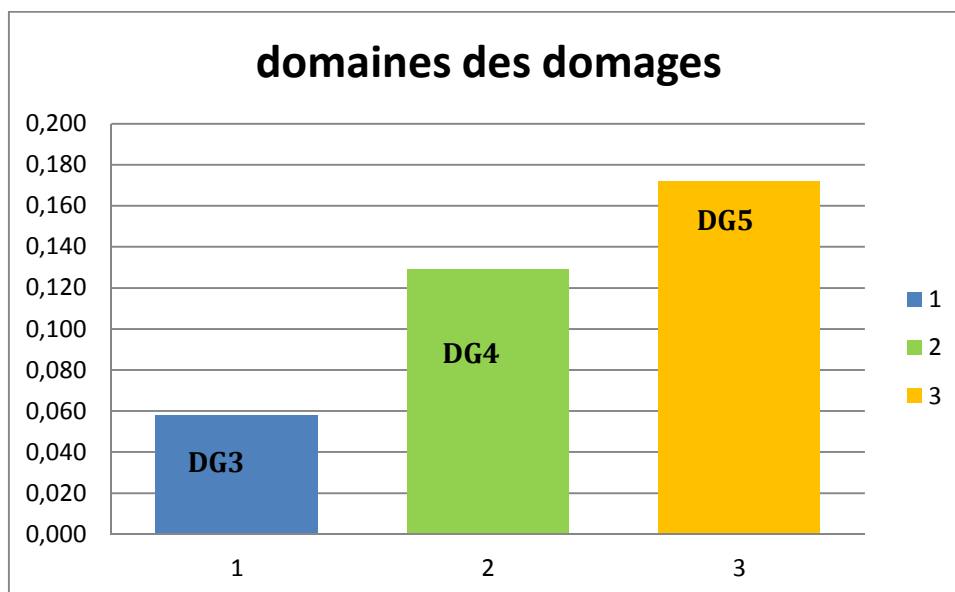


Figure 4.12 : Variation du domaine des dommages en fonction de l’accélération sismique.

- **Analyse des histogrammes :**

L'échelle macrosismique européenne (EMS 98), nous a permis de classer notre structure dans le quatrième domaine ; qui décrit un état d'endommagement très important dans les éléments structuraux du bâtiment.

4.3.2. Déplacements inter-étage

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

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

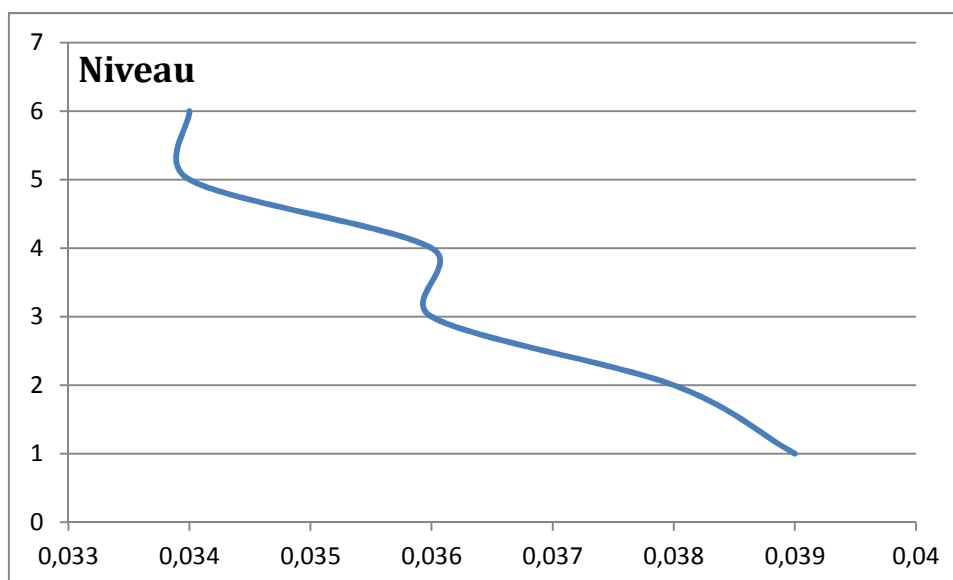


Figure 4.13 : déplacement inter-étages.

4.3.3. Demande en ductilité

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

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

Dans notre cas, le déplacement au point de performance et le déplacement de la structure à l'état élastique limite.

Ou : $S_d = 10cm$ et $S_{dy} = 2cm$ $S_{du} = 17.2cm$

$$\mu_D = 5$$

$$\mu_{Du} = 8.6$$

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

Donc notre structure est classée dans la classe **B** selon (tableau 4.5).

Tableau 4. 5 : 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.

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

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

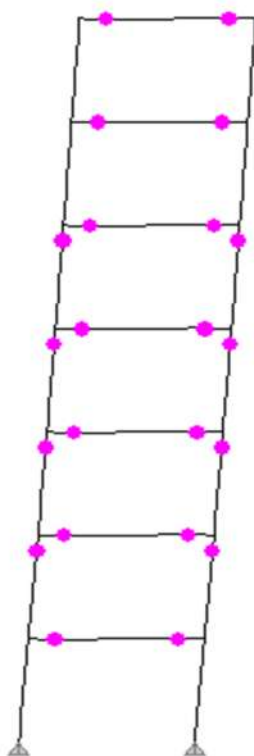


Figure 4.14 : Distribution des rotules plastiques dans les différents éléments.

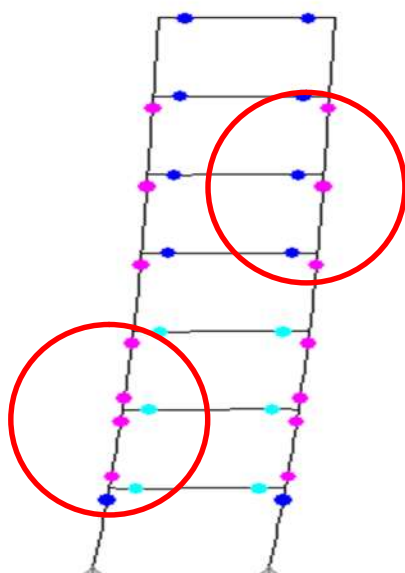


Figure 4.15 : Apparition des rotules de type B ; IO ; LS

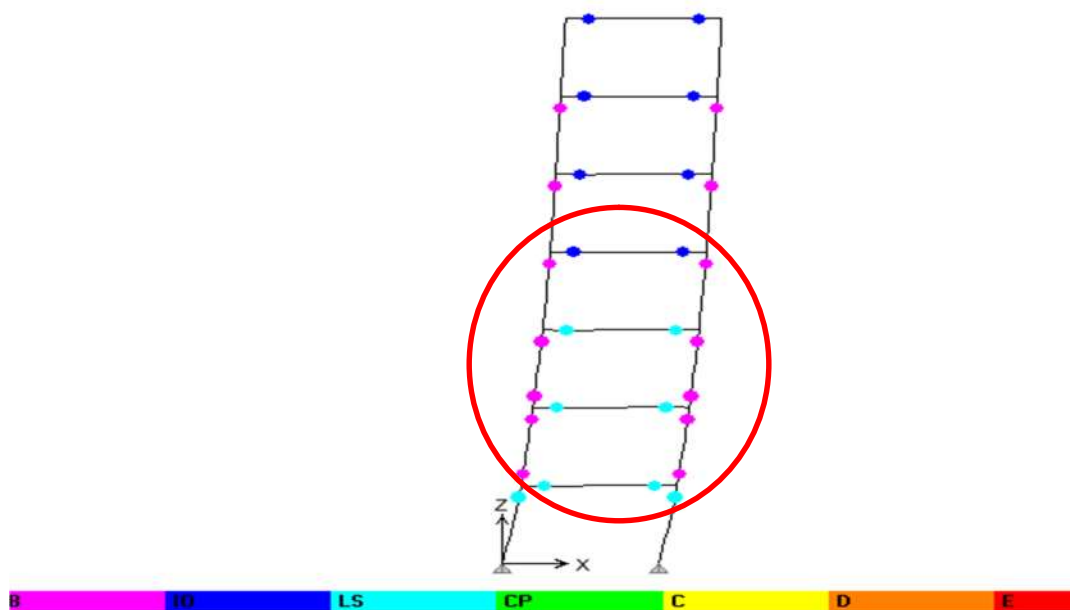


Figure 4.16 : Apparition des rotules de type B ; IO ; LS ; CP ;

Commentaires :

- On remarque que les premières rotules qui sont apparus dans les différents éléments sont de type (B-IO), qui apparaissent en premier lieu dans les poteaux et les poutres du premier, deuxième et troisième étage (figure 4.14), avant d'apparaître progressivement dans le noyau central (figure 4.15).
- A mesure que la charge augmente, on remarque que des rotules de type (B-IO), et même de type (LS), 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 4.16).

4.5. Conclusion

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 21%, avec un déplacement spectral correspondant à 10 cm ;
- le taux d'endommagement de cet ouvrage est de l'ordre 3 ; qui correspond à l'apparition des fissures dans quelques éléments de ce dernier.
- le taux de pénétration dans la ductilité est estimé à 5, signifiant que la structure est proche de domaine plastique.

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

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 **21 %**, avec un déplacement spectral correspondant à **10 cm** ;

En situant le point de fonctionnement sur le spectre de capacité, on remarque que ce dernier est localisée dans le domaine de damage 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.

Ce qui nous amène à conclure que cette structure est souple et absorbe l'énergie.

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 séismique ", 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

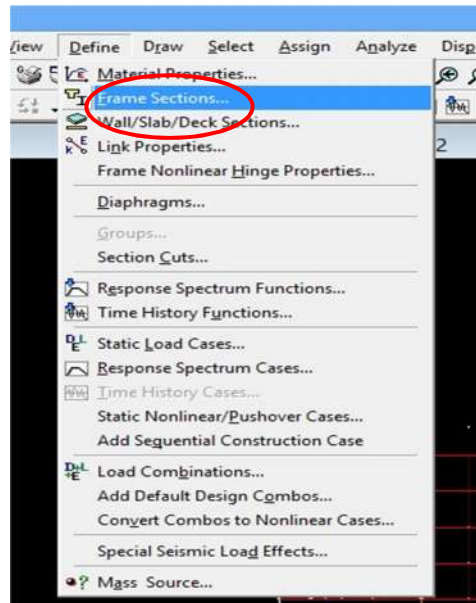


Figure II.1 : Définition des sections.

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

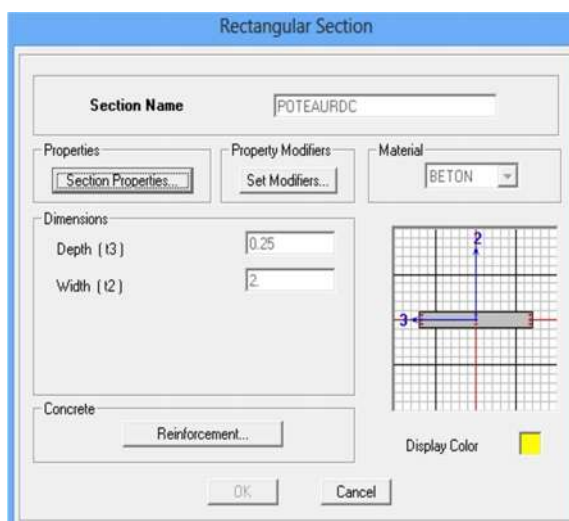


Figure II.2. : Introduction des dimensions des poteaux du RDC.

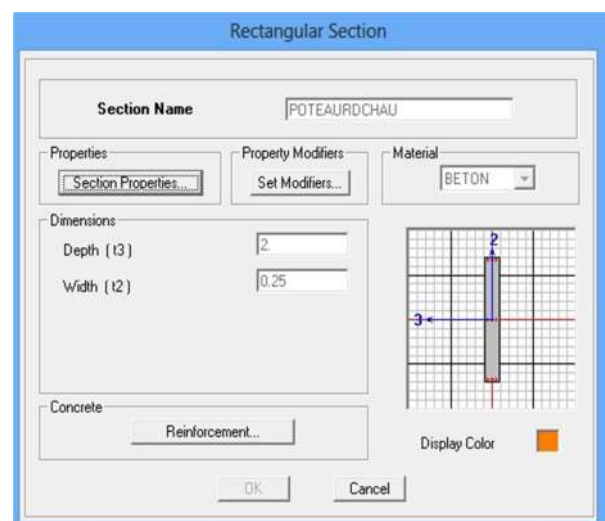


Figure II.3. : Introduction des données.

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

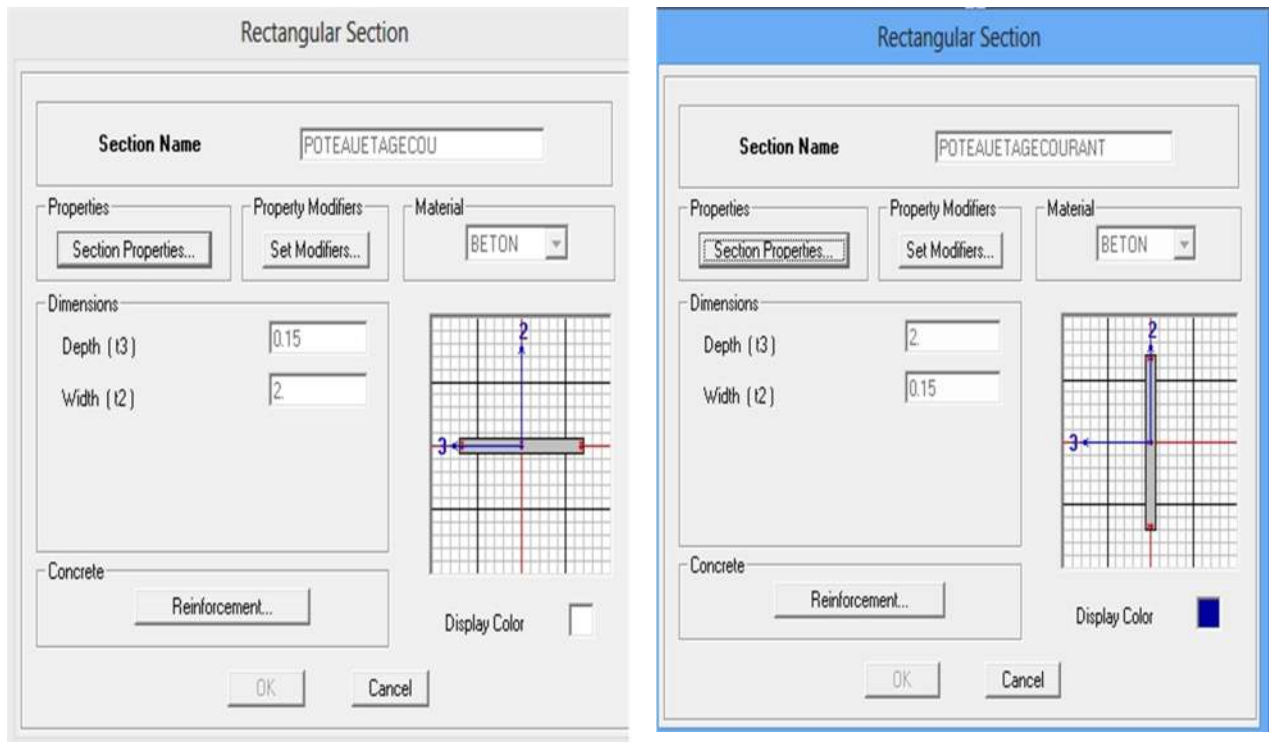


Figure II.4 : introduction des dimensions des poteaux des EC.

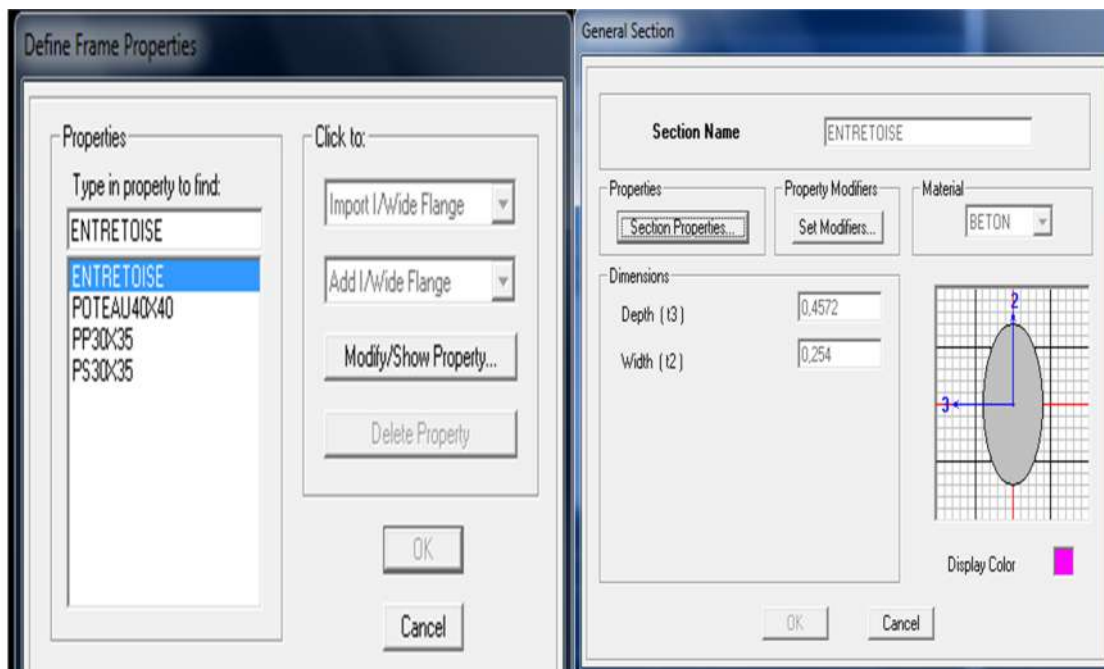


Figure 2.6 : Création des entretoises.