



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Université Amar Thelidji- Laghouat

FACULTE : de Génie Civil et d'Architecture
DEPARTEMENT : de Génie Civil

MEMOIRE DE MASTER

Présenté par : MERAH Yasmine

DOMAINE : Sciences et Technologies
FILIERE : Génie Civil
OPTION : Structures

Thème

Evaluation de la performance sismique des structures en portiques en utilisant la méthode statique non linéaire Push over : cas du bâtiment bloc A (R+7) de l'hôtel de finances à Laghouat

Jury de soutenance :

Nom et Prénom	Grade	Qualité
Mr KROBBA Benharzallah	M.C.B	Président
Melle BELLAKHEL Hizia	M.C.A	Examinatrice
Mr MERAH Ahmed	M.C.A	Rapporteur
Mr ZAIDI Ali	Professeur	Co-rapporteur

Promotion : Septembre 2020

Dédicaces

Avec l'expression de ma reconnaissance, je dédie ce modeste travail à ceux qui, quels que soient les termes embrassés, je n'arriverais jamais à leur exprimer mon amour sincère.

*A l'homme, mon précieux offre du dieu, qui doit ma vie, ma réussite et tout mon respect :
mon cher père.*

A la femme qui a souffert sans me laisser souffrir, qui n'a jamais dit non à mes exigences et qui n'a épargné aucun effort pour me rendre heureuse : mon adorable mère.

A mes sœurs et mes frères.

A la mémoire de mes grands-pères et à la mémoire de ma grand-mère, Que Dieu les accueille dans son vaste paradis.

M. Yasmine

Remerciements

Au terme de ce modeste travail, je tiens d'abord à remercier Dieu pour m'avoir donné la force et la patience pour venir à bout de ce mémoire.

Je voudrais saisir l'occasion qui m'est offerte pour exprimer ma profonde gratitude et tous mes remerciements à mes promoteurs Monsieur **MERAH Ahmed**, Maître de Conférences à l'Université Amar Telidji de Laghouat et Monsieur **ZAIDI Ali**, professeur à l'Université Amar Telidji de Laghouat, pour leur dévouement, leurs précieux conseils, leurs critiques constructives et leur intérêt qu'ils ont porté toute au long de l'élaboration de ce travail.

Je remercie également Monsieur **KROBBA Benharzallah** ; Maître de conférences B à l'université Amar Telidji de Laghouat d'avoir accepté de présider le jury de délibération.

Mes remerciements vont également à Melle : **BELLAKHEL Hizia** ; Maître de conférences A à l'Université Amar Telidji de Laghouat ; de m'avoir fait l'honneur d'examiner et de porter un regard critique sur mon travail en participant au jury de délibération.

En addition, mes vives et parfaites considérations sont allouées à tous les enseignants du département de Génie Civil qui ont participé à ma formation.

Enfin, je tiens également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Listes des tableaux

Tableau 1: Evaluation de T1	4
Tableau 2 : Relations entre les spectres	12
Tableau 3 : Caractéristiques géométriques de la structure	56
Tableau 4: Caractéristiques des matériaux	57
Tableau 5: Dimensions des éléments structuraux	57
Tableau 6: Ferrailage des éléments structuraux	57
Tableau 7 : Charges sur les éléments structuraux	58
Tableau 8 : Périodes et participation massique de chaque mode	59
Tableau 9 : Déplacement inter-étages	60
Tableau 10 : Détails d'apparition des rotules plastiques selon les directions x	70
Tableau 11 : Détails d'apparition des rotules plastiques selon la direction y	71
Tableau 12 : L'effort tranchant maximal élastique et plastique	72
Tableau 13 : Ductilité en fonction du nombre d'étapes direction x	76
Tableau 14 : Ductilité en fonction du nombre d'étapes direction y	77
Tableau 15: Degré de dommages	78
Tableau 16 : Déplacement inter-étages au point de performance	79

Listes des figures

Figure 1 : Analyse par forces latérales	3
Figure 2 : Distribution verticale des forces F_i si les masses sismiques d'étage sont égales	5
Figure 3 : forces d'inertie	9
Figure 4: Forces totales sous un mouvement de sol	9
Figure 5: Système à plusieurs ddl avec « n » degrés de liberté	13
Figure 6: Organigramme de la méthode modale spectrale	16
Figure 7: Spectre élastique normalisé de pseudo accélération selon les RPA	16
Figure 8: Méthodes des accélérations spectrales	17
Figure 9: Modèle bilinéaire	23
Figure 10: Modèle de Takeda pour de larges cycles inélastiques	24
Figure 11: Q Modèle	24
Figure 12: Modèle de plasticité	25
Figure 13: Modèle multi-ressorts de TAKAYANAGI	26
Figure 14: Réponse sous charge statique d'une poutre et d'un poteau	26
Figure 15: Réponse sous chargement cyclique d'une console (Carvalho, 1993)	27
Figure 16: Courbe de capacité (push over) d'une structure	28
Figure 17: Effondrement de structures dues aux sollicitations sur les zones nodales	30
Figure 18: Système équivalent d'une structure à plusieurs degrés de libertés	30
Figure 19 : Transformation de la courbe de push over en courbe de capacité	33
Figure 20: Distribution verticale de la charge latérale selon FEMA	35
Figure 21 : Spectre de réponse élastique dans le format traditionnel accélérations-périodes	36

Figure 22: Spectre de réponse élastique dans le format accélérations-déplacements	36
Figure 23: Idéalisation bi linéaire de la courbe de capacité	37
Figure 24: Représentation graphique de la méthode de spectre de capacité	38
Figure 25 : Distribution du Moment-Courbure au niveau des zones critiques	38
Figure 26: Rotules plastiques des poteaux	39
Figure 27 : Courbe force-déplacement ou moment- rotation pour une définition de rotule utilisées dans SAP 2000 (courbe de déformation plastique)	40
Figure 28: La fenêtre principale de l'interface utilisateur graphique	42
Figure 29: Loi de comportement du béton	42
Figure 30: Loi de comportement de l'acier	42
Figure 31:Schéma de la structure	43
Figure 32:Design de la structure	44
Figure 33 :Définition du chargement de l'analyse Push over sous les charges verticales et horizontales	44
Figure 34 : Définition du chargement de l'analyse Push over selon la direction (x-x).....	45
Figure 35: Définition du chargement de l'analyse Push over selon la direction (y-y).....	46
Figure 36: Boîtes de dialogue des données d'analyse push over.....	46
Figure 37:Boîtes de dialogue des données non linéaires.....	47
Figure 38: Boîte de dialogue pour l'introduction des rotules plastiques.....	49
Figure 39 : Introduction des rotules plastiques des poteaux	49
Figure 40 : Introduction des rotules plastiques des poutres	50
Figure 41: Exécution des résultats	50
Figure 42: Modélisation de la structure.....	59
Figure 43: Fenêtre pour le choix de type de structure.....	61
Figure 44: Introduction des données géométriques de la structure.....	61
Figure 45: Coordonnées géométriques de la structure	62
Figure 46: Type d'appuis de la structure.....	62
Figure 47: Définition des caractéristiques des matériaux	63
Figure 48: Définition des propriétés des matériaux	63
Figure 49: Définition des sections des éléments	64
Figure 50: Définition des planchers	64
Figure 51: Définition des charges	64
Figure 52: Définition des propriétés des matériaux	65
Figure 53: Définition des valeurs des charges linéaires et surfaciques.....	65
Figure 54: Définition de spectre de réponse.....	66
Figure 55: Calcul de spectre de réponse.....	66
Figure 56: Introduction de spectre dans logiciel SAP2000.....	66
Figure 57: Introduction du chargement de spectre.....	67
Figure 58: Exécution des résultats	67
Figure 59: Rotules plastiques dans la direction x step2	69
Figure 60: Rotules plastiques dans la direction x step14	69
Figure 61: Rotules plastiques dans la direction y step2	69
Figure 62: Rotules plastiques dans la direction y step 40	69

Figure 63: Plage des rotules	70
Figure 64 : Courbe de capacité dans les directions x	72
Figure 65: Courbe de capacité dans la direction y	73
Figure 66 : Point de performance dans les directions x	74
Figure 67: Point de performance dans la direction y	75
Figure 68: Ductilité selon les directions x.....	76
Figure 69: Ductilité selon la direction y	76



Listes des symboles

A Coefficient d'accélération de zone

A_c Aire effective totale des sections des murs de contreventement au premier niveau du bâtiment

A_i Aire effective de la section de murs de contreventement i au premier niveau du bâtiment

A_1 Accélération lors de la transformation du système

C_t Coefficient selon le type de contreventement

C_0 Facteur de modification qui reflète le déplacement spectral et le déplacement d'étage de la structure

C_1 Facteur de modification du déplacement inélastique

C_2 Facteur de modification qui représente l'effet de la courbe d'hystérésis sur le déplacement maximal

C_3 Facteur de modification qui prend en compte l'augmentation du déplacement dû à l'effet P- Δ

C_{vx} Force latérale

c Amortissement du système

$[c]$ Matrice d'amortissement

C_a Coefficient sismique d'accélération

C_v Coefficient sismique de vitesse

D_y Déplacement élastique limite

d déplacement élastique horizontal au sommet du bâtiment

D Facteur d'amplification dynamique moyen

$D_i(t)$ Déplacement associé au mode i

$D_1(t)$ Déplacement du système équivalent

D_{pp} Déplacement au point de performance

D_p Déplacement de la structure au point de performance

E Module de Young

E_{max} Energie de déformation maximale

F_b Effort tranchant sismique à la base

F_i Forces sismiques horizontales

F_y Limite élastique

H Hauteur de bâtiment

h_i Hauteur de la base jusqu'au niveau i

h_x Hauteur de la base jusqu'au niveau x

h_e Hauteur d'étage

I Inertie de la structure

I_d Indicateur de dégradation global de la structure

$[k]$ Matrice de rigidité

k Raideur du système

K_y Rigidité élastique (initiale)

K_e Raideur initiale (élastique)

K_r Rigidité de déchargement

K_p Raideur plastique

l_{wi} longueur de murs de contreventement i au premier niveau

l_p Longueur de rotule plastique

m Masse sismique du bâtiment

M Masse concentrée en tête d'une console verticale

m_i, m_j Masses des niveaux

$[m]$ Matrice de masse

M_1^* Masse effective modale

Q Facteur de qualité

$\{r\}$ Vecteur de coefficient d'influence

r_{max} Réponse maximale

S_{de} Spectre de réponse élastique format déplacement

S_{ae} Spectre de réponse élastique format accélération

S_i, S_j Déplacements des masses m_i, m_j dans le mode fondamental

$S_d(T_1)$ Ordonnée du spectre de réponse en accélération de calcul pour la période T_1

S_d Spectre de déplacement relatif du mouvement du sol

S_v Spectre de vitesse relative

S_a Spectre de réponse à l'accélération absolue

S_{pv} Spectre de réponse pseudo-vitesse

S_{pa} Spectre de réponse pseudo-accélération

T Période fondamentale de la structure

T_1 Période fondamentale

T_{sol} période du de l'accélération du sol

T_{bat} période du bâtiment

T_e Période élastique

λ Coefficient de correction

z_i, z_j Hauteurs des niveaux

V Force sismique totale

W Poids total de la structure

U_y Déplacement limite

U_m Déplacement maximum

u déplacement du sommet

V_{max} Valeur maximale du cisaillement de base

V_e Effort tranchant élastique à la base

V_{pp} Effort tranchant au point de performance

V_y Effort tranchant élastique limite

W_i Fraction du poids total de la structure assignée au niveau i

W_x Fraction du poids total de la structure assignée au niveau x

x Déplacement

\dot{x} Vitesse

\ddot{x} Pseudo-accélération

$\ddot{x}_g(t)$ Accélération du sol

$y_i(t)$ Réponse de déplacement modal dans le i ème mode

$y_n(t)$ Coordonnées du déplacement modal

ξ Rapport d'amortissement

ω_0 Pulsation du système non amorti

ω_d Pseudo-pulsation des oscillations libres amorties

ϕ_i Vecteur propre ou forme de mode du i ème mode.

Γ_i Facteur de participation modale pour le i ème mode

α_{ij} Coefficient de corrélation

η Facteur de correction d'amortissement

ζ Taux d'amortissement

α Paramètre de la dégradation de la rigidité

$\{\phi_n\}$ Modes propres

$\{S_n\}$ Distribution des forces sur la structure

δ_t Déplacement cible

β_{eff} Amortissement effectif

μ_D Demande en ductilité

δ_m Déplacement maximum dans la zone non-linéaire (point de performance)

δ_y Déplacement élastique (sans endommagement)

δ_u Déplacement ultime (ruine totale).

ΔD_x Déplacement inter étages dans la direction x

ΔD_y Déplacement inter étages dans la direction y

Sommaire

Listes des tableaux	I
Listes des figures	I
Listes des symboles	IV
Introduction générale.....	XII
Chapitre I : Méthodes traditionnelles d’analyses sismiques des structures	1
1.Introduction	2
2.Méthodes d’analyses sismiques des structures.....	2
2.1. Méthode d’analyse par forces latérales (Méthode statique équivalente).....	2
2.1.1. Principe.....	2
2.1.2. Estimation de la période fondamentale T_1	3
2.1.3. Distribution verticale des forces sismiques horizontales.....	4
2.1.4. Distribution des forces horizontales d’étage F_i dans les contreventements	5
2.1.5. Méthode statique équivalente selon l’RPA99 modifié 2003	6
2.2. Méthode modale spectrale	8
2.2.1. Généralités.....	8
2.2.2. Notions de dynamique des structures	8
2.2.2.1. Déformations élastique et plastique des éléments soumis à des forces	8
2.2.3. Résolution de cette équation à l’aide d’un spectre de réponse	9
2.2.3.2. Système à plusieurs ddl	12
2.3. Calcul élastique équivalent au calcul non linéaire-coefficient de comportement	17
2.5. Comparaison entre la méthode statique équivalente et la méthode modale spectrale	19
3.Conclusion.....	20
Chapitre II : Méthode d’analyse statique non linéaire Push over	21
1.Introduction	22
2.Modèles de comportement non linéaires des structures.....	22
2.1. Modèles d’hystérésis du béton armé	22
2.1.1. Modèle bilinéaire.....	22
2.1.2. Modèle de Takeda	23
2.1.3. Q-Modèle.....	24
2.2. Aperçu sur les modèles discrets	24
2.2.1. Modèle en bloc	25

2.2.2. Modèle de non linéarité distribuée	25
2.3. Comportement hystérétique des structures en béton armé	26
3.Présentation de la méthode Push over	27
3.1. Définition de la méthode	27
3.2. Principe de la méthode	28
3.3. Notion de performance dans l'analyse Push over	28
3.5. Hypothèses d'élaboration de la méthode (Push over)	30
3.6. Transformation de la courbe de push over en courbe de capacité	30
3.7. Déplacement cible	33
3.8. Distribution de la force latérale	34
3.9. Etapes de la méthode push over	35
3.10. Conception basée sur la performance.....	37
4. Les rotules plastiques	38
4.1. Estimation de la longueur de la rotule plastique.....	39
4.2. Les propriétés des rotules dans SAP 2000	39
5.Présentation du logiciel SAP2000	41
5.1. Historique	41
5.3. Loi de comportement du béton et acier -SAP2000.....	42
5.4. Type d'analyses dans le SAP2000	42
6.Push over dans le logiciel SAP2000	43
7.Travaux antérieurs utilisant la méthode de Push over.....	50
8. Avantages de la méthode push over	53
a. La valeur de coefficient R	53
9. Limitations de la méthode push over	53
10.Conclusion.....	54
Chapitre III : Etude de cas, Résultats et Discussions	55
1.Introduction	56
2.Présentation de la structure et ses caractéristiques géométriques	56
2.1. Présentation de l'ouvrage	56
2.2. Description de l'ouvrage	56
3.Partie A : Analyse modale spectrale de la structure	58
3.1. Analyse modale spectrale	58
3.1.1. Résultats de l'analyse modale spectrale	59

Sommaire

3.1.1.1. Participation modale.....	59
3.1.1.2. Déplacement entre étage.....	60
4.Partie B : Analyse statique non linéaire de la structure en utilisant la méthode de Push Over intégrée dans le logiciel SAP 2000	61
4.1. Modélisation de la structure par logiciel SAP2000	61
4.2. Résultats de l'analyse push over.....	67
Commentaire :	67
4.2.1. Distribution des rotules plastiques dans la structure à la ruine.....	68
4.2.2. Courbe Push over	72
4.2.3. Point de performance.....	73
4.2.4. Ductilité	76
4.2.5. Degré de dégradation.....	78
4.2.6. Déplacement inter-étages	79
5. Conclusion.....	80
Conclusion générale	81
Références	83
Annexes	87

Introduction générale

Le séisme est une action qui génère d'énormes dégâts dans les structures en béton armé surtout les structures en portiques, ce constat a été confirmé par le séisme de Boumerdès en 2003 (près de 60% des bâtiments gravement endommagés sont en portiques). De plus, le nord de l'Algérie est classé selon le règlement parasismique Algérien en zone de forte séismicité.

Les méthodes traditionnelles d'analyse sismique des structures en béton armé sont basées sur un comportement plastique approximative en utilisant le coefficient R. Sa valeur est normalement obtenue en fonction des observations faites après les séismes passés et avec l'expérience des ingénieurs. Sa valeur est difficile à justifier ce qui est loin de la réalité. Pour cette raison les méthodes d'analyses non linéaires viennent répondre à ce besoin dans la conception des structures en génie civil, vu que ces méthodes offrent la possibilité aux concepteurs tenir compte de ce comportement et de rapprocher du comportement réel non linéaire des structures.

La méthode d'analyse statique non linéaire Push Over constitue une alternative pour la conception parasismique dans le domaine non linéaire et surtout pour l'étude de la vulnérabilité des structures existantes en portiques vis-à-vis de l'action sismique. Cette méthode permet aux concepteurs de prédire les points faibles des structures en portiques et de prévoir leur mise à niveau, pour répondre à ce besoin, les boîtes de conception des logiciels de structures ont intégré cette méthode afin de faciliter aux ingénieurs la conception des structures parasismiques.

Dans cette optique s'inscrit notre travail qui consiste à appliquer cette méthode à un bâtiment R+7 en béton armé en portiques implanté à Laghouat afin de déterminer son aptitude à résister à un séisme modéré.

Notre mémoire est structuré en trois chapitres, Le premier chapitre est consacré à une revue bibliographique sur les méthodes traditionnelles d'analyses sismiques des structures, leurs avantages et leurs inconvénients. Vu l'importance de la méthode Push Over, le deuxième chapitre est dédié à la description des méthodes d'analyses non linéaire des structures et plus particulièrement la méthode statique non linéaire Push Over, son développement théorique ainsi que ces avantages et ces limitations. Le dernier chapitre est destiné à l'étude de la vulnérabilité sismique d'un bâtiment existant R+7 implanté à Laghouat en utilisant la méthode d'analyse statique non linéaire Push Over avec le logiciel SAP 2000.

En fin, notre travail est clôturé par une conclusion générale et des recommandations.

Chapitre I : Méthodes traditionnelles d'analyses sismiques des structures

1.Introduction

Parmi les catastrophes naturelles dont les conséquences directes et indirectes semblent les plus néfastes, les tremblements de terre viennent en première ligne en particulier pour les zones vulnérables comme les zones fortement urbanisées.

Il existe plusieurs analyses sismiques des structures et qui sont :

1. Analyse modale spectrale (méthode imposée par les normes)
2. Analyse harmonique
3. Analyse temporelle modale
4. Analyse temporelle
5. Analyse statique équivalente

L'objet de ce chapitre est de présenter seulement les principales méthodes d'analyses sismiques des structures en béton armé utilisés dans le règlement parasismique Algérien RPA 99 V 2003 à savoir la méthode statique équivalente et la méthode modale spectrale. Ce chapitre est consacré aussi à présenter les avantages et les inconvénients de ces deux méthodes.

2.Méthodes d'analyses sismiques des structures

2.1. Méthode d'analyse par forces latérales (Méthode statique équivalente)

2.1.1. Principe

La méthode statique équivalente est une analyse statique linéaire de la structure, elle est effectuée sous un ensemble de forces latérales. L'ensemble des forces latérales s'appliquent séparément dans les deux directions x et y des structures. Les charges d'inertie maximales induites par la composante horizontale de l'action sismique à travers l'ensemble des forces latérales sont simulées soit dans la direction x ou y.

La procédure de la méthode statique équivalente comprend trois procédures principales sont [1]:

- Déterminer le cisaillement de la base sismique .
- Répartissez le cisaillement verticalement le long de la hauteur de la structure.
- Répartissez le cisaillement horizontalement sur la longueur et la largeur de la structure.

Vu que les bases théoriques de cette méthode ne sont pas disponibles sur le règlement RPA 99 V2003[3], dans ce qui suit, nous allons présenter le développement théorique de cette méthode à partir de l'EUROCODE 8[44] qui sont presque similaires.

L'EUROCODE 8[44] préconise pour les structures dont la réponse est constituée essentiellement du 1^{er} mode de vibration, on peut trouver d'une façon approchée les

sollicitations sismiques en ne considérant que le seul premier mode. L'effort tranchant sismique à la base F_b est déterminé par :

$$F_b = S_d(T_1).m.\lambda \quad (1.1)$$

$S_d(T_1)$: est l'ordonnée du spectre de réponse en accélération de calcul pour la période T_1 .

T_1 : période fondamentale (= 1^{er} mode) de vibration du bâtiment pour le mouvement de translation dans la direction considérée.

m : est la masse « sismique » du bâtiment, au-dessus des fondations ou du sommet d'un soubassement rigide;

$\lambda (\leq 1)$:est un coefficient de correction qui traduit le fait que la masse modale effective du premier mode est inférieure à la masse totale m du bâtiment, de sorte que considérer $\lambda = 1$ conduirait à une surestimation de la résultante de cisaillement (ce coefficient est assimilable au coefficients AQ/R du RPA).

Cette méthode (figure 1) de calcul statique des sollicitations dynamique est ce qu'on appelle dans l'EUROCODE 8[44] la « **méthode d'analyse par forces latérales** ». Elle était précédemment appelée « méthode de la force statique équivalente » ou « analyse dynamique simplifiée » [2].

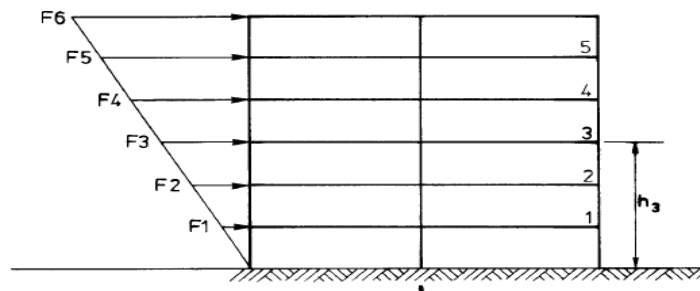


Figure1 :Analyse par forces latérales [2]

2.1.2. Estimation de la période fondamentale T_1

Au départ d'un projet, un problème se pose : l'action sismique $S_d(T_1)$, dont découle l'effort tranchant sismique à la base F_b , et les sollicitations de la structure dépendent de la période T_1 , qui est inconnue car elle est fonction des raideurs des éléments structurels non encore dimensionnés [2].

On résout ce problème :

- soit par essai et erreur, en partant d'une estimation de T_1 ; on donne au (Tableau) 1 des formules de calcul ou d'estimation de la période de divers solides.

Chapitre I : Méthodes traditionnelles d'analyses sismiques des structures

- soit en considérant pour $S_d(T_1)$ l'ordonnée maximum du spectre $S_d(T)$, qui correspond au palier compris entre les périodes T_B et T_C , ce qui donne une estimation en sécurité de F_b [2].

Tableau 1: Evaluation de T_1 [2]

Solide & Période T_1	Origine des relations
$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{MH^3}{3EI}}$	Formule physique exacte pour l'oscillateur simple. Masse concentrée M en tête d'une console verticale de hauteur H Masse de barre $M_B = 0$
$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{0,24M_B H^3}{3EI}}$	Formule physique exacte pour l'oscillateur simple. Console verticale de hauteur H et de masse totale M_B
$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{(M + 0,24M_B)H^3}{3EI}}$	Formule physique exacte pour l'oscillateur simple. Masse concentrée M en tête d'une console verticale dont la hauteur vaut H et la masse M_B .
$T_1 = C_t \cdot H^{3/4}$ H hauteur du bâtiment en m depuis les fondations ou le soubassement rigide	Relation empirique de l'Eurocode 8. $C_t = 0,085$ portiques spatiaux en acier $C_t = 0,075$ portiques spatiaux en béton & ossature acier à triangulation excentrée $C_t = 0,050$ autres structures
$T_1 = C_t \cdot H^{3/4}$ H hauteur du bâtiment en m depuis les fondations ou le soubassement rigide	Relation empirique de l'Eurocode 8. Structures à murs de contreventement en béton ou maçonnerie $C_t = 0,075 / \sqrt{A_c}$ $A_c = \Sigma [A_i \cdot (0,2 + (l_{wi} / H))^2]$ A_c aire effective totale des sections des murs de contreventement au premier niveau du bâtiment en m ² A_i aire de la section du mur de contreventement i au premier niveau du bâtiment en m ² l_{wi} longueur du mur de contreventement i au premier niveau dans la direction parallèle aux forces appliquées en m, à condition que: $l_{wi} / H \leq 0,9$ Σ s'applique sur tous les murs i parallèles à la direction des forces appliquées
$T_1 = 2 \cdot \sqrt{d}$	Relation empirique. Eurocode 8. d déplacement élastique horizontal du sommet du bâtiment en m dû aux charges gravitaires appliquées horizontalement.

Note 1 : Unités cohérentes ! masse : Kg force : N longueur : m temps (période T_1) : s

Note 2 : Dans les structures en béton, on considère $E=E/2$ pour prendre en compte la fissuration.

2.1.3. Distribution verticale des forces sismiques horizontales

Pour définir la distribution sur la hauteur du bâtiment des forces horizontales équivalentes à l'action sismique, il faut calculer la déformée du mode fondamental dans chaque direction d'analyse horizontale du bâtiment. On peut faire ce calcul [2] :

- à l'aide de méthodes de dynamique des structures (mais alors on perd la simplicité, principal avantage de la méthode).

- de manière approchée, en supposant que les déplacements horizontaux (et donc les accélérations et les forces d'étage) croissent linéairement avec la hauteur du bâtiment (déformée linéaire).

Les effets de l'action sismique sont déterminés en appliquant, dans les deux modèles plans, des forces horizontales F_i à tous les étages [2].

Dans le cas où on établit la déformée, on a [2] :

$$F_i = F_b \cdot \frac{s_i \cdot m_i}{\sum s_j \cdot m_j} \quad (1.2)$$

F_i est la force horizontale agissant au niveau i .

F_b est l'effort tranchant à la base.

s_i, s_j sont les déplacements des masses m_i, m_j dans le mode fondamental.

m_i, m_j sont les masses des niveaux .

Σ est une somme de 1 à n , nombre de niveaux au-dessus du sol, y compris le toit.

Si on considère la déformée linéaire, on a :

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \quad (1.3)$$

Si on considère la déformée linéaire et que les masses sismiques d'étage sont égales, la distribution verticale des forces horizontales F_i d'étage est triangulaire (Figure 2):

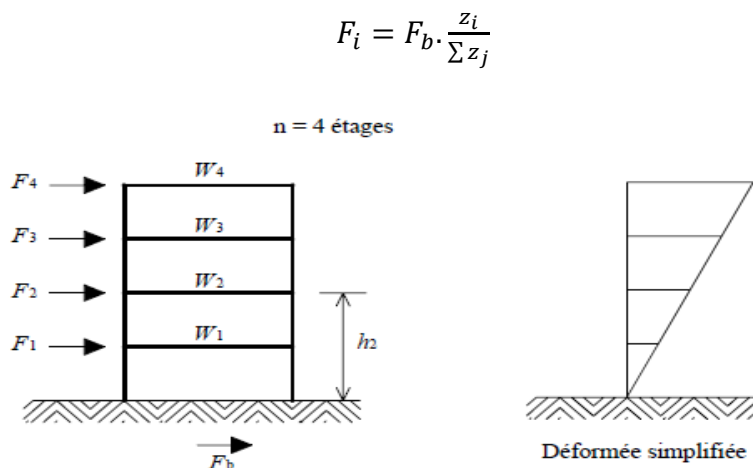


Figure2 :Distribution verticale des forces F_i si les masses sismiques d'étage sont égales [2]

2.1.4. Distribution des forces horizontales d'étage F_i dans les contreventements

Les forces horizontales F_i d'étage se distribuent dans les contreventements.

Si les planchers constituent des diaphragmes rigides dans leur plan, les F_i se distribuent entre les divers contreventements au prorata des raideurs de ces derniers [2].

Si les planchers ne constituent pas des diaphragmes rigides dans leur plan, l'analyse de la structure doit en tenir compte et la méthode simplifiée ne peut pas être appliquée [2].

2.1.5. Méthode statique équivalente selon l'RPA99 modifié 2003

2.1.5.1. Conditions d'application de la méthode statique équivalente

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III [3].
- b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en (a), les conditions complémentaires suivantes [3] :

Zone I : • tous groupes

Zone II : • groupe d'usage 3

- Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone III : • groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

2.1.5.2. Principe

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique [3].

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure [3].

Il faut souligner toutefois que les forces et les déformations obtenues pour l'élément à partir des méthodes d'analyse statiques pour les charges de conception recommandées sont inférieures aux forces et aux déformations qui seraient observées sur la structure sous les effets d'un séisme majeur pour lequel les charges ont été spécifiées. Ce dépassement des forces est équilibré par le comportement ductile qui est fourni par les détails de construction de l'élément [3].

C'est pourquoi l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure [3] :

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

2.1.5.3. Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule [3] :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} . W \quad (1.4)$$

- A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 RPA 99 modifié 2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

- D : facteur d'amplification dynamique moyen formule (4.2) RPA 99

- Q : facteur de qualité tableau (4.4) PRA99 modifié 2003

W : poids total de la structure

R : coefficient de comportement selon le type de système de contreventement

2.1.6. Avantages et inconvénients

❖ Avantages

- Elle est très simple par rapport aux autres méthodes.
- Elle donne une estimation primaire sur les dimensions de la structure.
- Elle tient compte de la plasticité par le coefficient de comportement.

❖ Inconvénients

- Elle ne tient pas compte du comportement dynamique des structures.

- Elle est limitée pour un certain type des bâtiments par des conditions (irrégularité, élancement, zones)
- Elle tient compte de premier mode seulement mais en réalité il y a plusieurs modes de vibration.

2.2. Méthode modale spectrale

2.2.1. Généralités

L'action sismique est la traduction en « données d'entrées » physiques permettant de décrire le phénomène sismique. Il s'agit des hypothèses du calcul par nature simplifiées pour décrire la complexité du phénomène [4].

Par commodité et par absence de moyens/méthodes, l'action sismique a longtemps été représentée par un effort latéral mobilisant les masses discrétisées de la structure *via* une accélération plutôt que par une analyse dynamique ou temporelle [4].

Cela se traduisait notamment par une absence de couplage propre des modes de vibration en dynamique linéaire. La méthode de référence pour déterminer les effets sismiques doit être l'analyse modale spectrale utilisant un modèle élastique linéaire de la structure [4].

Une construction, qui peut être assimilée à un oscillateur (système masse + ressort), peut être un amplificateur des secousses qui lui sont communiquées au niveau des fondations (phasage de T_{sol} et de T_{bat}). Aussi les amplitudes des paramètres du déplacement des différents niveaux de la superstructure sont en général plus importantes que celles du sol d'assise [5].

2.2.2. Notions de dynamique des structures

2.2.2.1. Déformations élastique et plastique des éléments soumis à des forces

- Une déformation élastique est définie comme une déformation qui est sensiblement proportionnelle à la force qui la provoque (notion de linéarité et qui disparaît après la suppression des charges qui l'ont provoquée (déformation réversible) [6].
- Pour chaque sollicitation et chaque corps, il existe une force limite au-delà de laquelle les déformations cessent d'être élastiques, c'est la limite d'élasticité. Au-delà de cette limite, une partie de la déformation subsiste lorsque l'action extérieure cesse, on dit que le corps a subi une déformation permanente ou plastique ou post-élastique [6].
- Ces forces provoquent les types de contraintes et modes de déformation suivantes (traction -compression, cisaillement, flexion traction) [6].
- On introduit ensuite la notion de rigidité ou de flexibilité des systèmes soumis à une charge latérale.

- Vis à vis les mouvements du sol, les structures se comportent comme des oscillateurs dont les modes propres d'oscillation dépendent notamment de la raideur (ou rigidité) des éléments de la structure [5].
- **Forces d'inertie:** La force d'inertie agissant sur un corps est égale au produit de sa masse par son accélération [7] (Figure 3) :

$$F_i = m.a \text{ (2ème loi de Newton).}$$

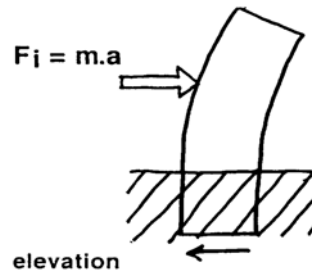


Figure3 : forces d'inertie [7]

- Maîtriser l'action d'un séisme= Maîtrise de la masse $F_i = m.a$
- Equilibre des forces en présence



Figure 4: Forces totales sous un mouvement de sol [7]

- On aboutit à l'équation amortie du mouvement oscillatoire (figure 4)

$$F(\text{inertie}) + F(\text{rappel}) + F(\text{amortisst}) = 0 \quad (1.5)$$

$$m \ddot{x} + k x + c \dot{x} = 0 \quad (1.6)$$

m = masse ; \ddot{x} = pseudo-accélération ; k = raideur

x = déplacement (déformée) ; c = amortissement ; \dot{x} = vitesse

2.2.3. Résolution de cette équation à l'aide d'un spectre de réponse

2.2.3.1. Système à un seul degré de liberté (ddl)

Les spectres de réponse sont des courbes tracées entre la réponse maximale du système à un seul ddl soumis à un mouvement de sol sismique spécifié et sa période (ou fréquence). Le spectre de réponse peut être interprété comme le lieu de la réponse maximale d'un système à un seul ddl pour un rapport d'amortissement donné. Les spectres de réponse aident ainsi à obtenir les réponses structurales maximales dans une plage linéaire, qui peuvent être utilisées

pour obtenir des forces latérales développées dans la structure en raison du tremblement de terre, facilitant ainsi la conception parasismique des structures.

Considérons un système soumis à une accélération sismique [8],

$$m\ddot{x}(t) + c\dot{x}(t) + kx(t) = -m\ddot{x}_g(t) \quad (1.7)$$

$$\omega_0 = \sqrt{k/m} \quad \text{et} \quad \xi = \frac{c}{2m\omega_0} \quad \text{et} \quad \omega_d = \omega_0\sqrt{1 - \xi^2}$$

En tenant compte de la définition de l'amortissement C, l'équation 1.7 peut s'écrire sous la forme :

$$\ddot{x}(t) + 2\xi\omega_0\dot{x}(t) + \omega_0^2x(t) = -\ddot{x}_g(t) \quad (1.8)$$

En utilisant l'intégrale de Duhamel, la solution SDOF du système initialement au repos est donnée par :

$$x(t) = -\int_0^t \ddot{x}_g(\tau) \frac{e^{-\xi\omega_0(t-\tau)}}{\omega_d} \sin\omega_d(t-\tau) d\tau \quad (1.9)$$

Avec :

$\omega_d = \omega_0\sqrt{1 - \xi^2}$ Pseudo-pulsation des oscillations libres amorties ; t = variable d'intégration.

À partir de (1.9), on obtient facilement la vitesse relative et l'accélération absolue.

Le déplacement maximal du système ayant des paramètres ξ et ω_0 et soumis à un mouvement sismique spécifié, $\ddot{x}_g(t)$ est exprimé par :

$$|x(t)|_{max} = \left| \int_0^t \ddot{x}_g(\tau) \frac{e^{-\xi\omega_0(t-\tau)}}{\omega_d} \sin\omega_d(t-\tau) d\tau \right|_{max} \quad (1.10)$$

Le spectre de déplacement relatif est défini comme :

$$S_d(\xi, \omega_0) = |x(t)|_{max} \quad (1.11)$$

Où $S_d(\xi, \omega_0)$ est le spectre de déplacement relatif du mouvement du sol sismique pour les paramètres de ξ et ω_0 .

De même, le spectre de vitesse relative, S_v et le spectre de réponse à l'accélération absolue, S_a sont exprimés comme suit :

$$S_v(\xi, \omega_0) = |\dot{x}(t)|_{max} \quad (1.12)$$

$$S_a(\xi, \omega_0) = |\ddot{x}_a(t)|_{max} = |\ddot{x}(t) + \ddot{x}_g(t)|_{max} \quad (1.13)$$

Le spectre de réponse pseudo-vitesse, S_{pv} pour le système est défini comme :

$$S_{pv}(\xi, \omega_0) = \omega_0 S_d(\xi, \omega_0) \quad (1.14)$$

De même, la pseudo-réponse d'accélération, S_{pa} est obtenue en multipliant le S_d à ω_0^2 , donc

$$S_{pa}(\xi, \omega_0) = \omega_0^2 S_d(\xi, \omega_0) \quad (1.15)$$

Considérons un cas où $\xi = 0$ c'est à dire $\ddot{x}(t) + \omega_0^2 x(t) = -\ddot{x}_g(t)$

$$S_a = |\ddot{x}(t) + x_g(t)|_{max} \quad (1.16)$$

$$= |-\omega_0^2 x(t)|_{max}$$

$$= \omega_0^2 |x_{max}|$$

$$= \omega_0^2 S_d$$

$$= S_{pa}$$

L'équation ci-dessus implique que pour un système non amorti, $S_a = S_{pa}$.

La quantité S_{pv} est utilisée pour calculer l'énergie de déformation maximale stockée dans la structure exprimée en

$$E_{max} = \frac{1}{2} k x_{max}^2 = \frac{1}{2} m \omega_0^2 S_d^2 = \frac{1}{2} m S_{pv}^2 \quad (1.17)$$

La quantité S_{pa} est liée à la valeur maximale du cisaillement de base

$$V_{max} = k x_{max} = m \omega_0^2 S_d = m S_{pa} \quad (1.18)$$

Comme cas limite, considérons un système rigide, c'est-à-dire $\omega_0 \rightarrow \infty$, les valeurs des différents spectres de réponse sont :

$$\lim_{\omega_0 \rightarrow \infty} S_d \rightarrow 0$$

$$\lim_{\omega_0 \rightarrow \infty} S_v \rightarrow 0$$

$$\lim_{\omega_0 \rightarrow \infty} S_a \rightarrow |\ddot{x}_g(t)|_{max} \quad (1.19)$$

Les trois spectres, c'est-à-dire le déplacement, la pseudo vitesse et la pseudo accélération fournissent les mêmes informations sur la réponse structurelle. Cependant, chacun d'eux fournit une quantité physiquement significative (voir les équations (1.17) et (1.18)) et, par conséquent, les trois spectres sont utiles pour comprendre la nature d'un tremblement de terre et son influence sur la conception. Un tracé combiné montrant les trois spectres quantités est possible

en raison de la relation qui existe entre ces trois quantités. Prendre le log des équations (1.14) et (1.15) [8].

$$\log S_{pv} = \log S_d + \log \omega_0 \quad (1.20)$$

$$\log S_{pv} = \log S_{pa} - \log \omega_0 \quad (1.21)$$

D'après les équations (1.20) et (1.21), il est clair qu'un tracé à l'échelle logarithmique avec $\log S_{pv}$ en ordonnée et $\log \omega_0$ en abscisse, les deux équations sont des lignes droites avec des pentes $+45^\circ$ et -45° pour les valeurs constantes de $\log S_d$ et $\log S_{pa}$, respectivement. Cela implique que les spectres combinés du déplacement, de la pseudo-vitesse et de la pseudo-accélération peuvent être tracés sur un seul graphique (voir le tableau 2) [8].

Tableau2 : Relations entre les spectres [8]

Déplacement relative $ x(t) _{max}$	$= S_d$	$\cong \frac{S_v}{\omega_0}$	$\cong \frac{S_{a*}}{\omega_0}$	$= \frac{S_{pv}}{\omega_0}$	$= \frac{S_{pa}}{\omega_0^2}$
Vitesse relative $ \dot{x}(t) _{max}$	$\cong \omega_0 S_d$	$= S_v$	$\cong \frac{S_a}{\omega_0}$	$\cong S_{pv}$	$\cong \frac{S_{pa}}{\omega_0}$
Accélération absolue $ \ddot{x}_a(t) _{max}$	$\cong \omega_0^2 S_d$	$\cong \omega_0 S_v$	$= S_a$	$\cong \omega_0 S_{pv}$	$\cong S_{pa}^*$

(*Si $\xi = 0$ les relations sont exactes et le signe \cong est valide pour $0 < \xi < 0,2$)

2.2.3.2. Système à plusieurs ddl

a) Méthode du spectre de réponse pour le système à plusieurs ddl

Les systèmes à degrés de liberté multiples (**à plusieurs ddl**) sont généralement analysés à l'aide de l'analyse modale. Un système **à plusieurs ddl** typique avec « n » degré de liberté est illustré à la figure (5). Ce système, lorsqu'il est soumis au mouvement du sol, subit des déformations de nombreuses manières possibles. Ces formes déformées sont appelées modes de vibration ou formes de mode. Chaque forme vibre avec une fréquence naturelle particulière. Le nombre total de modes uniques pour chaque système **à plusieurs ddl** est égal au degré de liberté possible du système. Les équations de mouvement pour le système **à plusieurs ddl** (figure 5) sont données par [9]:

$$[m]\{\ddot{x}(t)\} + [c]\{\dot{x}(t)\} + [k]\{x(t)\} = -[m]\{r\}\{\ddot{x}_g(t)\} \quad (1.22)$$

où, $[m]$ = matrice de masse ($n \times n$); $[k]$ = Matrice de rigidité ($n \times n$); $[c]$ = matrice d'amortissement ($n \times n$); $\{r\}$ = Vecteur de coefficient d'influence ($n \times 1$); $\{x(t)\}$ = vecteur de

déplacement relatif; $\{\dot{x}(t)\}$ = vecteur de vitesse relative, $\{\ddot{x}(t)\}$ = vecteur d'accélération relative, et $\ddot{x}_g(t)$ = accélération du sol sismique.

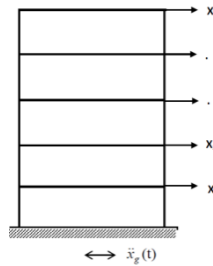


Figure 5: Système à plusieurs ddl avec « n » degrés de liberté

Les valeurs propres non amorties et les vecteurs propres du système à plusieurs ddl se trouvent dans l'équation caractéristique

$$\begin{aligned} \{[k] - \omega_i^2[m]\}\phi_i &= 0 & i = 1, 2, 3, \dots, n & \quad (1.23) \\ \det\{[k] - \omega_i^2[m]\} &= 0 \end{aligned}$$

Où,

ω_i^2 = valeurs propres du ième mode.

ϕ_i = vecteur propre ou forme de mode du ième mode.

ω_i = fréquence naturelle dans le ième mode.

Soit la réponse de déplacement du système MDOF (plusieurs ddl) est exprimée comme

$$\{x(t)\} = \phi\{y(t)\}$$

Où $\{y(t)\}$ représente le vecteur de déplacement modal, et $[\phi]$ est la matrice de forme de mode donnée par

$$[\phi] = [\phi_1, \phi_2, \dots, \dots, \phi_n]$$

Substituer $\{x\} = [\phi]\{y\}$ dans l'équation (1.22) et pré-multiplier par $[\phi]^T$

$$[\phi]^T[m][\phi]\{\ddot{y}(t)\} + [\phi]^T[c][\phi]\{\dot{y}(t)\} + [\phi]^T[k][\phi]\{y(t)\} = -[\phi]^T[m]\{r\}\ddot{x}_g(t) \quad (1.24)$$

L'équation ci-dessus se réduit à

$$[M_m]\{\ddot{y}(t)\} + [C_d]\{\dot{y}(t)\} + [K_d]\{y(t)\} = -[\phi]^T[m]\{r\}\ddot{x}_g(t) \quad (1.25)$$

Où,

$[\phi]^T[m][\phi] = [M_m]$ = Matrice de masse généralisée

$[\phi]^T[c][\phi] = [C_d]$ = Matrice d'amortissement généralisée

$[\phi]^T[k][\phi] = [K_d]$ = Matrice de rigidité généralisée

En raison des propriétés de $[\phi]$, les matrices $[M_m]$ et $[K_d]$ sont des matrices diagonales. Cependant, pour le système à amortissement classique (c'est-à-dire si le $[C_d]$ est également une matrice diagonale), l'équation (1.25) se réduit à l'équation suivante.

$$\ddot{y}_i(t) + 2\xi_i\omega_i\dot{y}_i(t) + \omega_i^2y_i(t) = -\Gamma_i\ddot{x}_g(t) \quad (i=1,2,3,\dots,n) \quad (1.26)$$

$y_i(t)$ =réponse de déplacement modal dans le ième mode,

ξ_i =rapport d'amortissement modal dans le ième mode

Γ_i =facteur de participation modale pour le ième mode exprimé par

$$\Gamma_i = \frac{\{\phi_i\}^T[m]\{r_i\}}{\{\phi_i\}^T[m]\{\phi_i\}}$$

L'équation (1.26) est de la forme de l'équation (1.8), représentant les vibrations du système SDOF, la réponse de déplacement modal maximum est trouvée à partir du spectre de réponse, c'est-à-dire

$$y_{i,max} = |y_i(t)|_{max} = \Gamma_i S_d(\xi_i, \omega_i) \quad (1.27)$$

La réponse de déplacement maximum de la structure dans le ième mode est:

$$x_{i,max} = \phi_i y_{i,max} \quad (1.28)$$

La réponse d'accélération maximale de la structure dans le ième mode est:

$$\{\ddot{x}_a\}_{i,max} = \{\phi_i\}\Gamma_i S_{pa}(\xi_i, \omega_i) \quad (i = 1,2, \dots, n) \quad (1.29)$$

La quantité de réponse d'intérêt requise, r_i c'est-à-dire (déplacement, force de cisaillement, moment de flexion, etc.) de la structure peut être obtenue dans chaque mode de vibration en utilisant la réponse maximale obtenue dans les équations (1.28) et (1.29). Cependant, la réponse maximale finale, r_{max} , doit être obtenue en combinant la réponse dans chaque mode de vibration en utilisant les règles de combinaisons modales. Certaines règles de combinaisons modales couramment utilisées sont décrites ici [9].

b) Règles de combinaison modale

Les méthodes couramment utilisées pour obtenir la quantité de réponse de pointe d'intérêt pour un système MDOF sont les suivantes [10]:

- Méthode de somme absolue (ABSSUM),
- Méthode de la racine carrée de la somme des carrés (SRSS) .
- Méthode de combinaison quadratique complète (CQC)

Dans la méthode ABSSUM, les réponses des pics de tous les modes sont ajoutées algébriquement, en supposant que tous les pics modaux se produisent en même temps. La réponse maximale est donnée par [10]:

$$r_{max} = \sum_{i=1}^n |r_i| \quad (1.30)$$

La méthode ABSSUM (figure 6) fournit une estimation très prudente de la quantité de réponse résultante et fournit ainsi une limite supérieure à la valeur maximale de la réponse totale.

Dans la méthode SRSS, la réponse maximale est obtenue par racine carrée de la somme des carrés de réponse dans chaque mode de vibration qui est exprimée par [10]:

$$r_{max} = \sqrt{\sum_{i=1}^n r_i^2} \quad (1.31)$$

La méthode SRSS de combinaison des réponses modales maximales est fondamentalement saine lorsque les fréquences modales sont bien séparées. Cependant, cette méthode donne de mauvais résultats lorsque les fréquences des principaux modes contributifs sont très proches les unes des autres [10].

La procédure alternative est la méthode de combinaison quadratique complète (CQC). La réponse maximale de tous les modes est calculée comme suit [10] :

$$r_{max} = \sqrt{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n r_i \alpha_{ij} r_j} \quad (1.32)$$

où r_i et r_j sont des réponses maximales dans les $i^{\text{ème}}$ et $j^{\text{ème}}$ modes, respectivement et α_{ij} est le coefficient de corrélation donné par

$$\alpha_{ij} = \frac{8(\xi_i \xi_j)^{1/2} (\xi_i + \beta \xi_j) \beta^{3/2}}{(1 - \beta^2)^2 + 4\xi_i \xi_j \beta (1 + \beta^2)^2 + 4(\xi_i^2 + \xi_j^2) \beta^2} \quad (1.33)$$

où ξ_i et ξ_j sont le rapport d'amortissement dans les $i^{\text{ème}}$ et $j^{\text{ème}}$ modes de vibration, respectivement

$$\beta = \frac{\omega_i}{\omega_j} \quad \text{avec} \quad \omega_j > \omega_i \quad (1.34)$$

La plage de coefficient, α_{ij} est $0 < \alpha_{ij} < 1$ et $\alpha_{ii} = \alpha_{jj} = 1$.

Pour le système ayant le même rapport d'amortissement dans deux modes, c'est-à-dire $\xi_i = \xi_j = \xi$, alors

$$\alpha_{ij} = \frac{8\xi^2(1+\beta)\beta^{3/2}}{(1-\beta^2)^2 + 4\xi^2\beta(1+\beta^2)^2 + 8\xi^2\beta^2} \quad (1.35)$$

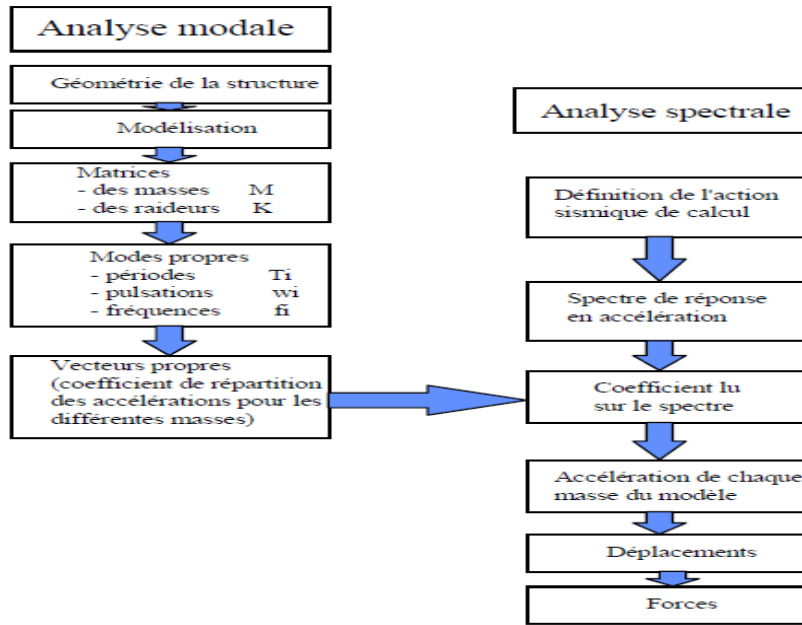


Figure 6: Organigramme de la méthode modale spectrale [5]

.2.2.4. Spectre de réponse Algérien RPA

De ces spectres de calcul, le RPA utilise un spectre élastique normalisé de pseudo-accélération, noté D et appelé coefficient d'amplification dynamique (figure 7). Il représente le rapport de S_a sur l'accélération maximale du sol. On y distingue deux courbes correspondant à deux types de sols : ferme et meuble. Le facteur d'amortissement ξ qui y est considéré est égal à 10 %. Cette valeur peut être considérée comme une moyenne des amortissements courants. Ce spectre D doit être calibré à la sismicité de zone de construction en multipliant par un coefficient A représentant le rapport de l'accélération maximale du sol l'accélération g de la pesanteur. Le spectre élastique de pseudo-accélération des RPA est donc donné par :

$$(S_a)_{\text{élastique}} = A \cdot D \cdot g \quad (1.37)$$

Ce genre de spectre élastique (figure 7) doit, en général, être modifié pour tenir compte de l'atténuation due à l'interaction sol-structure, du comportement non linéaire des structures et de la qualité de la construction. Dans les RPA les facteurs R et Q correspondent à ces deux derniers points [11].

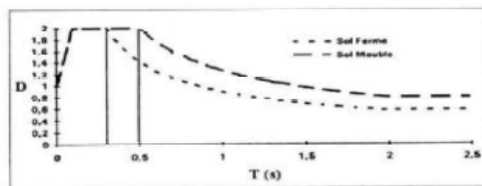


Figure 7: Spectre élastique normalisé de pseudo accélération selon les RPA [4]

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant [3] :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \quad (1.36)$$

2.2.5. Calcul élastique équivalent au calcul non linéaire-coefficient de comportement

En calcul parasismique la non linéarité (géométrique ou matérielle) est inévitable. Celle de type matériel permet d'absorber beaucoup d'énergie si la structure est ductile donnant lieu à des déplacements inférieurs à ce donné par un calcul purement élastique [11].

Pour permettre la prise en compte du comportement non linéaire d'une structure à l'aide d'une méthode de calcul linéaire telle que la méthode spectrale, plusieurs méthodes ont été proposées. La plus récente fait appel à la notion de coefficient de comportement caractérisant un type de structure donné [11]. On suppose que le système peut être représenté par un oscillateur d'un degré de liberté, de la masse M de période élastique T_e et de taux d'amortissement ζ . on connaît aussi un spectre d'accélération élastique de conception, provenant du code de calcul respectif. Avec ce spectre et les propriétés de l'oscillateur, l'effort tranchant élastique à la base (V_e) est [12] :

$$V_e = Mg \left(\frac{S_a(T_e, \zeta)}{g} \right)_e \quad (1.37)$$

Où V_e est l'accélération du spectre élastique correspondante à la période élastique T_e et au taux d'amortissement ζ (figure 8)

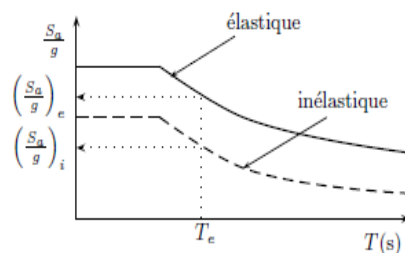


Figure 8: Méthodes des accélérations spectrales [12]

Si le système est conçu pour un effort tranchant V_i inférieur à V_e , on peut s'attendre à ce que le système subisse un comportement inélastique. Ce comportement induira une augmentation du taux d'amortissement du système, et donc une diminution des accélérations subies par la structure. Avec la prise en compte du comportement inélastique on peut construire un nouveau spectre de réponse (Figure 1.8). Si on suppose que la période reste approximativement constante et égale à T_e on obtient [12] :

$$V_i = Mg \left(\frac{S_a(T_e, \zeta)}{g} \right)_i = \frac{V_e}{R} \quad (1.38)$$

Où R est le coefficient de réduction des forces.

Du point de vue économique, la conception d'un système qui reste élastique jusqu'au V_e . Mais, pour profiter de cette économie, il est nécessaire de garantir que les différents éléments des bâtiments puissent développer le comportement inélastique requis. En plus, de façon implicite on doit accepter l'apparition d'un certain niveau de dommage après le mouvement sismique [12].

Les principales limitations de la méthode de conception par accélérations sont liées au choix du coefficient R et sur la vérification des éléments structuraux [12] :

-Le coefficient R est normalement fixé par une réglementation, en fonction des matériaux de construction et du système structural. Sa valeur est normalement obtenue en fonction des observations faites après les séismes passés et avec l'expérience des ingénieurs. Sa valeur est difficile à justifier et a seulement un sens moyen du point de vue du comportement attendu. Pour des situations plus particulières, l'emploi du coefficient R peut être assez éloigné de comportement réel développé par la structure.

-Les déplacements ne sont pas traités de façon directe, si non vérifiés avec certains critères à la fin du processus de conception. La conception de chaque élément est basée fondamentalement sur les forces obtenues avec l'incorporation du coefficient R par contre, il est bien plus naturel de définir la défaillance des éléments structurels en fonctions des déplacements au lieu des forces.

2.2.6. Avantages et inconvénients

✓ Avantages

Elle tient compte des charges sismiques qui sont de nature dynamique.

Elle tient compte des autres modes de vibrations.

Elle est applicable pour les structures régulières et irrégulières.

✓ Inconvénients

Elle ne tient compte pas de la plasticité sauf par le coefficient de comportement qui est un coefficient qui estime selon le type de contreventement.

2.3. Comparaison entre la méthode statique équivalente et la méthode modale spectrale

Selon le RPA la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Si $V_t < 0.80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments) dans le rapport $0.8 V/V_t$ [3].

D'après Aidjouli Mohamed et Kheloufi Mohamed [1] la méthode statique équivalente et la méthode dynamique modale spectrale donnent des sollicitations (moments fléchissant, efforts normaux et efforts tranchants) et des déplacements très proches entre eux pour les bâtiments qui présentent une configuration régulière en plan et en élévation. Par conséquent, pour ceux qui s'intéressent à l'étude de ce type de bâtiments, choisissez librement et sans aucun doute l'une de ces deux méthodes.

T.Branci et al [13], ont conclu à travers ce travail évaluation de chargement latéral sismique d'une structure auto-stable dissymétrique en plan, la distribution a été effectuée en utilisant la méthode de spectre de réponse et statique équivalente. Ils ont conclu que la méthode approchée qui utilise les forces statiques équivalentes passant par le centre des rigidités des planchers possède deux inconvénients. il est incapable de simuler la contribution des modes supérieurs et les forces d'inertie des moments de torsion engendrées par le premier mode de vibration. Les distributions des efforts tranchants dans les portiques intérieurs sont moins sensibles à la contribution des modes supérieurs et aux forces d'inertie des moments de torsion du premier mode.

Par conséquent, la méthode statique est tout à fait adéquate pour évaluer la distribution de l'effort tranchant dans les portiques intérieurs, mais par contre, elle est considérée comme insuffisante pour estimer de manière exacte la distribution des efforts dans les portiques de rive.

3. Conclusion

En terminant ce chapitre, on peut tirer les conclusions suivantes :

- Méthode statique équivalente

C'est une méthode qui simule le comportement des structures en béton armé et elle ne tient pas compte de comportement dynamique. De plus, elle est conditionnée par plusieurs conditions d'applications.

- Méthode modale spectrale

La méthode modale spectrale tient compte de la ductilité par un coefficient appelé coefficient de comportement R fixé pour chaque type de structures. De plus elle ne peut pas nous donner les points faibles des structures en portiques. Pour essayer de palier aux insuffisances de ces deux méthodes, on a recours à une nouvelle méthode appelé Push over qu'on va développer dans le prochain chapitre.

Chapitre II : Méthode d'analyse statique non linéaire Push over

1.Introduction

Les règles de calcul parasismiques actuelles, prévoit que la réponse élastique est exacte que sous de petites magnitudes. Pour se rapprocher le plus du comportement réel, il faut prendre en compte le comportement des structures au-delà du domaine élastique linéaire, en prenant en compte le comportement dans le domaine plastique.

Par ailleurs, La détermination de la vulnérabilité sismique des structures existantes par la méthode statique linéaire déjà vu dans le 1^{er} chapitre, cause généralement un éloignement de la réalité physique dans un sens défavorable, d'où l'étude de vulnérabilité sera effectuée à l'aide d'une analyse statique non linéaire push over qui est une méthode de plus en plus utilisée du fait de sa simplicité pour l'évaluation de la réponse sismique des structures en prenant en compte les caractéristiques non linéaires des matériaux.

Vu que cette méthode est basée sur le comportement non linéaire des structures, Dans ce qui suit, nous allons donner un aperçu sur les principaux modèles non linéaires.

2.Modèles de comportement non linéaires des structures

2.1. Modèles d'hystérésis du béton armé

Dans ce contexte, plusieurs modèles d'analyse non linéaire des structures sont présentés, ceux-ci peuvent être devisés en trois catégories selon le degré de précision et de complexité [14].

2.1.1. Modèle bilinéaire

Le modèle élasto-plastique (Figure 9) (EP-modèle), également appelé modèle bilinéaire, est montré par la formule (2.1). Même s'il est dédié principalement pour les matériaux élastoplastique, tel que l'acier, ce modèle est intensivement employé pour tous types de matériaux en raison de sa simplicité. Les relations entre forces et déplacements du modèle élastoplastique sont totalement spécifiées par trois paramètres : la rigidité (K), le déplacement limite (U_y) et la rigidité de plastification. La ductilité est exprimée par le rapport (U_m/U_y) du déplacement maximal au déplacement limite (U_y). Pour la simulation du béton armé, l'inconvénient principal du modèle élastoplastique est la courbe de rechargement qui est trop raide après la plastification et déchargement. Cette caractéristique ne tient pas compte de la fermeture des fissures. Elle mène à la dissipation d'énergie excessive par les cycles non élastiques et aux déformations permanentes peu réalistes [14]. L'un des méthodes qui se base le modèle bilinéaire est la méthode push over [14] [15].

Nielson et al (1970), a introduit la notion de la dégradation de la rigidité après des cycles de chargements-déchargements, qui est de la forme [14] :

$$K_r = K_y \left| \frac{U_m}{U_y} \right|^{-\alpha} \quad (2.1)$$

Avec :

K_r : Rigidité de plastification

U_m : Déplacement maximum

U_y : Déplacement limite

K_y : Rigidité élastique (initiale)

α : Paramètre de la dégradation de la rigidité ($0 \leq \alpha \leq 1$)

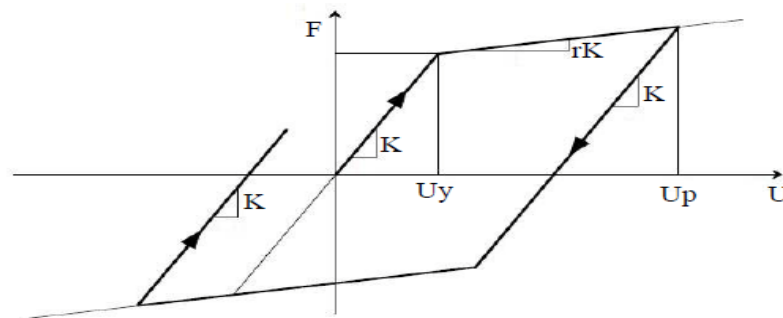


Figure 9: Modèle bilinéaire [14]

2.1.2. Modèle de Takeda

Ce modèle est beaucoup plus réaliste que celui du bilinéaire (Figure 10) du fait qu'il tient compte de la dégradation de la rigidité due aux dommages croissants, qui sont un dispositif important du béton armé soumis à l'action sismique [14].

La rigidité de déchargement est donnée par la relation suivante [14] :

$$K_r = \frac{F_c + F_y}{U_c + U_y} \left| \frac{U_m}{U_y} \right|^{-\alpha} \quad (2.2)$$

F_y : Limite élastique

F_c : Force de fissuration

U_m : Déplacement maximum

U_y : Déplacement limite

U_c : Déplacement à la fissuration

α : Paramètre de la dégradation de la rigidité ($0 \leq \alpha \leq 1$)

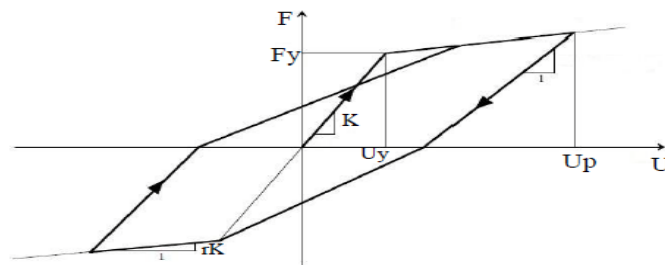


Figure 10:Modèle de Takeda pour de larges cycles inélastiques [14]

2.1.3. Q-Modèle

Une version simplifiée du modèle de Takeda proposée par Saiidi et Sozen. La relation entre force et déplacement du Q-modèle est montrée sur la figure (11). Par rapport au modèle de Takeda, il n'y a aucune distinction entre les grands et petits cycles par hystérésis. Le Q modèle tient compte de la dégradation de rigidité [14].

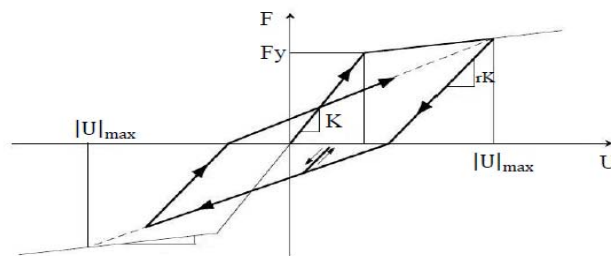


Figure 11:Q Modèle [14]

2.2. Aperçu sur les modèles discrets

Des études sur des modèles analytiques de la réponse non linéaire des structures sont présentées. Les techniques d'analyse et de modélisation de ces structures, dans l'ordre chronologique, la plasticité concentrée et la plasticité distribuée [14].

2.2.1. Modèle en bloc

Sous une excitation sismique, le comportement inélastique des poutres est concentré dans les zones nodales (interconnexion ou pieds de poteaux). Ainsi, cette approche de modélisation est de créer des rotules plastiques sous forme de ressort non linéaire placées aux extrémités de l'élément. Dépendant de la formulation, deux types de procédé sont réalisés (Figure 12) : soit en parallèle ou en série [14].

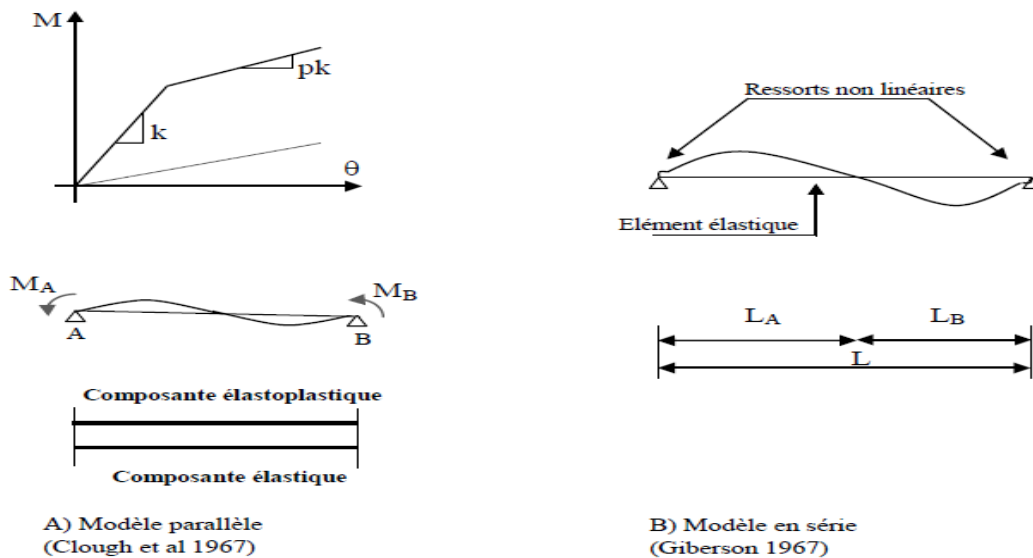


Figure 12:Modèle de plasticité [14]

2.2.2. Modèle de non linéarité distribuée

Pour plus de précision sur le comportement inélastique des structures en béton armé, la non linéarité distribuée est un modèle plus exact. Contrairement au modèle précédent, la non linéarité matérielle à n'importe quelle section de l'élément est décrite par une intégration numérique, de ce fait, le comportement de la section sélectionnée est contrôlé, en plus les inconnues du problème sont les déformations ou les efforts internes et qui sont obtenues par des fonctions d'interpolation depuis les déplacements du système global. Le comportement de la section est formulé sur la base de la théorie de la plasticité en termes de contraintes et de déformations ou d'une manière explicite par une discrétisation de la section transversale en fibre, comme dans le cas des modèles de fibre (Figure 13) [14].

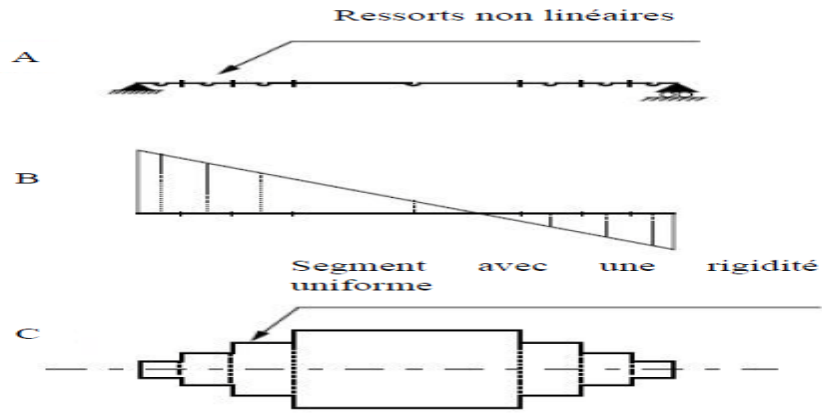


Figure 13:Modèle multi-ressorts de TAKAYANAGI [14]

2.3. Comportement hystérique des structures en béton armé

Le comportement global des structures reflète celui de ses éléments et leurs interconnexions. La figure (14) montre les digrammes de réponse d'une console et d'un poteau chargé axialement, pour les deux types de comportement après une première branche quasi-linéaire jusqu'à atteindre la force de fissuration (F_c), une autre branche suit jusqu'à atteindre la plastification (F_y) et une troisième branche d'écoulement jusqu'à atteindre la rupture qui dépend de la ductilité du matériau. A partir de ces deux diagrammes, le comportement de la console après fissuration est contrôlé par les aciers, alors que le comportement des colonnes dépend essentiellement du comportement en compression du béton qui est dû à la force axiale appliquée [14].

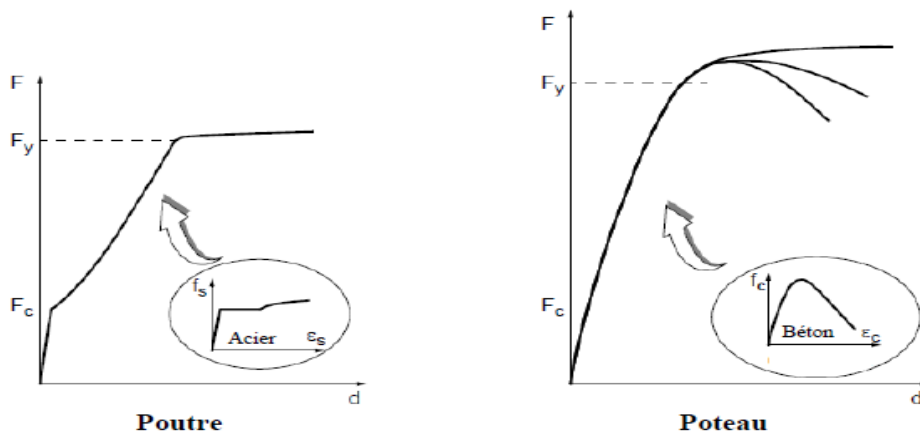


Figure 14: Réponse sous charge statique d'une poutre et d'un poteau [14]

L'exemple présenté dans la figure (14), montre le comportement d'une console de 1.5m de longueur avec une section uniforme sous charge cyclique latérale appliquées au sommet.

Ce diagramme (Figure 15) montre le comportement hystérétique des poutres en BA, les différentes étapes sont [14] :

- a. Chemin de charge 0-1 : montre clairement la réduction de la rigidité due à la fissuration du béton au point C- et à la plastification des aciers au point Y-.
- b. Chemin de déchargement 1-2 : montre que le comportement est régi par les aciers, après ouverture des fissures (plastification des fibres).
- c. Chemin de charge 2-3 (changement de signe) : une rigidité importante jusqu'à atteindre le point C+ où les fibres comprimées deviennent graduellement fissurées.

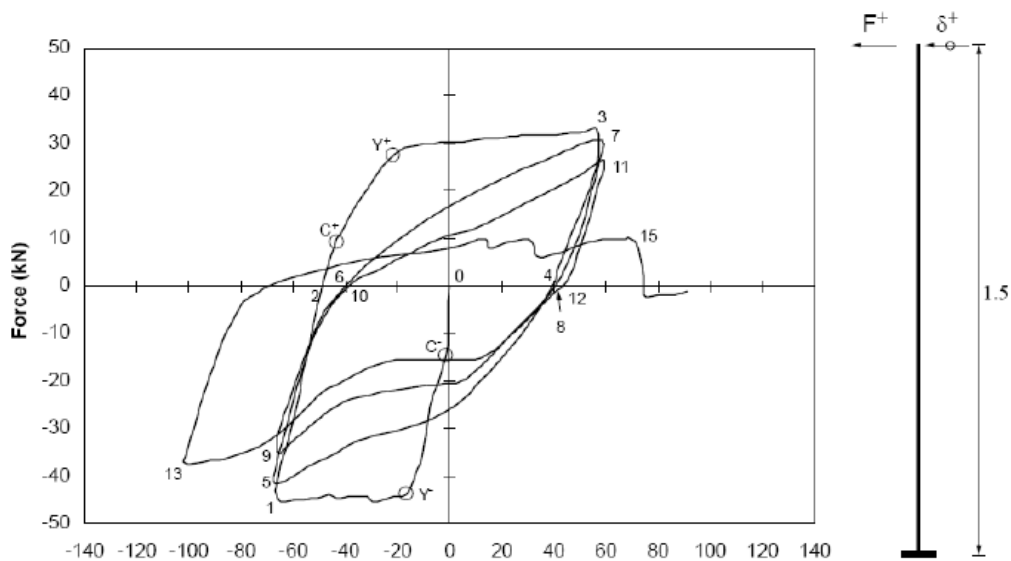


Figure 15: Réponse sous chargement cyclique d'une console (Carvalho, 1993) [14]

3. Présentation de la méthode Push over

C'est une méthode de la réponse sismique, qui est assez récente développée au préalable pour l'expertise des structures existantes et dans le dimensionnement des structures (FEMA, ATC 40, EC08) [14], où elle est basée sur deux approches principales afin d'évaluer la vulnérabilité sismique des structures : Une approche probabiliste (HAZUS (1999)) basée sur des méthodes empiriques (statistiques) et une approche déterministe en (Performance Based Design) fondée sur des modèles numériques ou analytiques [16].

3.1. Définition de la méthode

La méthode d'analyse statique non linéaire push over est une méthode approximative dont laquelle la structure est assujettie à une charge latérale croissante jusqu'à atteindre un

déplacement cible [14]. Le calcul non linéaire en poussée progressive (Push over) représente une alternative intéressante car les données matérielles sont similaires à celles de l'analyse temporelle non linéaire et les difficultés du calcul temporel pas à pas sont évitées [16].

3.2. Principe de la méthode

Le principe de la méthode push over consiste à superposer une courbe représentant la capacité résistante d'une structure issue d'une analyse non linéaire en poussée progressive (push over) avec une courbe de demande représentative de la sollicitation apportée par le séisme (spectre de réponse). L'intersection de ces deux courbes représente le point de performance permettant d'évaluer le déplacement maximal que la structure subira et subséquemment son degré de pénétration dans le domaine plastique [16].

L'hypothèse de base de cette méthode et le fait de rapporter les structures 3D ou 2D à un système à un degré de liberté (DDL), qui démontre que le déplacement d'un système à plusieurs degrés de liberté peut être approximativement égal à celui d'un système à un seul degré de liberté quand la réponse dominante est celle du premier mode [17].

3.3. Notion de performance dans l'analyse Push over

La performance est évaluée quand la capacité est supérieure à la demande [12]. L'analyse fournit des informations sur la force et la ductilité de la structure qui ne peuvent pas être obtenue par l'analyse élastique [18]. C'est une étude statique pas à pas pour laquelle les données matérielles (lois de comportement des matériaux, des sections) sont similaires à celles de l'analyse dynamique élasto-plastique (Figure 16), mais où les difficultés du calcul pas à pas temporel sont évitées

L'intérêt de cette méthode est également de fournir une estimation du comportement dynamique de la structure par la détermination de son "point de performance" ou "déplacement cible" [19].

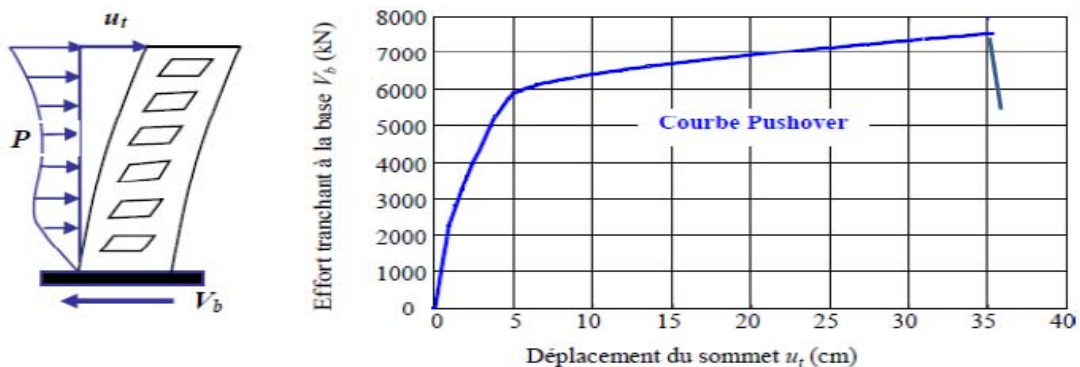


Figure 16: Courbe de capacité (push over) d'une structure [16]

La courbe traduisant le comportement de la structure est tracée en portant en abscisse le déplacement du sommet u et en ordonnée l'effort tranchant à la base V voir la figure (16) [16].

3.4. Objectives de la méthode

Le but de l'analyse push over est de fournir des informations en termes de demande et de capacité, et de prédire la réponse des structures similaire à une analyse dynamique non linéaire qui donne un aspect paramétrique du comportement. On cite les résultats obtenues d'une analyse statique non linéaire [14] :

- L'estimation des déformations inélastiques dans les éléments destinés à dissiper l'énergie communiquée à la structure par le mouvement du sol [20].
- L'identification des zones critiques dans lesquelles les déformations sont supposées être grandes [20].
- La détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles tels que la zone nodale (Figure 17) [20].
- Les conséquences de la détérioration locale de la rigidité sur le comportement global de la structure [14].
- Identification des discontinuités des résistances en plan ou en élévation qui résultent en des modifications des caractéristiques dynamiques dans le domaine non linéaire [14].
- Estimations des déplacements entre les niveaux qui tiennent en compte des discontinuités des résistances ou des rigidités et qui peuvent être utilisés pour contrôler l'endommagement et pour évaluer l'effet P- Δ [14].
- Vérification de l'exhaustivité et de l'adéquation du chemin de charge l'analyse push over expose également les faiblesses de conception qui peuvent rester cachées dans une analyse élastique. Ce sont des mécanismes d'histoire, des exigences de déformation excessives, des irrégularités de résistance et des surcharges sur des éléments potentiellement fragiles [15].



3.5. Hypothèses d'élaboration de la méthode (Push over)

Comme toute théorie et méthode de calcul, l'analyse statique non linéaire de push over est basée sur l'hypothèse que la réponse d'une structure à multi degrés de libertés MDOF (multi-degree of freedom) peut être assimilée à la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent(SDOF) (Figure 18) [20], ce qui implique que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et la forme de ce mode demeure constante durant le séisme, les expériences ont montré que le premier mode de vibration qui domine le mouvement de la structure [20].

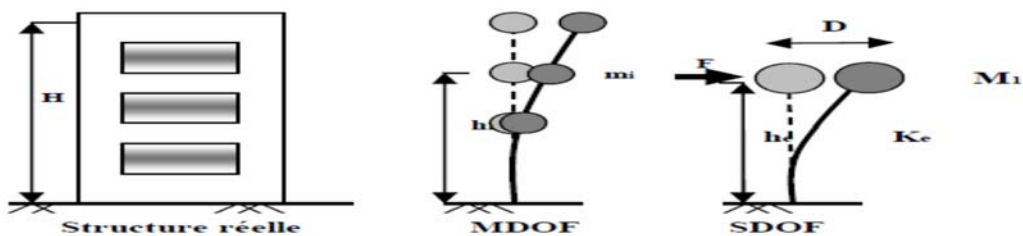


Figure 18: Système équivalent d'une structure à plusieurs degrés de libertés [20]

3.6. Transformation de la courbe de push over en courbe de capacité

La construction de la courbe de capacité démarre avec l'obtention de la courbe de push over.

Pour pouvoir trouver le point de performance de la structure il faut transformer cette courbe en courbe de capacité, cette dernière caractérise le comportement de la structure équivalente à un seul degré de liberté ce qui permettra de superposer la courbe de capacité relative à la structure (accélération en fonction de déplacement) sur la courbe de spectre de demande, la transformation part de l'hypothèse que le comportement est gouverné par le premier mode

propre. Pour obtenir cette équivalence on utilisera l'équation d'équilibre dynamique linéaire du système réel soumis à une accélération sismique à sa base $\ddot{u}_g(t)$ [20].

$$[M]\{\ddot{x}(t)\} + [C]\{\dot{x}(t)\} + [K]\{x(t)\} = -M\{1\} \ddot{u}_g(t) \quad (2.3)$$

Dans cette relation le déplacement de chaque niveau est représenté par $\{x(t)\}$, les matrices de masses d'amortissement et de rigidité sont données respectivement par : $[M]$, $[C]$ et $[K]$. Les déplacements peuvent être décomposés sous forme d'une série de n mode et on aura [20]:

$$\{x(t)\} = \sum_n \{\phi_n\} y_n(t) \quad (2.4)$$

$y_n(t)$ représente les coordonnées du déplacement modale, $\{\phi_n\}$ représente les modes propres. Il est nécessaire de savoir les forces et les contraintes sur chaque point de la structure pour cette raison on introduit des forces statiques équivalentes, la caractérisation des forces $\{F\}$ est obtenue en décomposant l'inertie du système on aura donc [20] :

$$M\{1\} = \sum_n \Gamma_n [M]\{\phi_n\} = \sum_n \{S_n\} \quad (2.5)$$

Γ_n représente les facteurs de participation et $\{S_n\}$ représente la distribution des forces sur la structure, on utilisera l'orthogonalité des valeurs et vecteurs propres obtenue lors de l'analyse modale pour arriver aux résultats suivants [20]:

$$\{\phi_n^t\}[M]\{1\} = \Gamma_n \{\phi_n^t\}[M]\{\phi_n\}$$

Si on pose :

$$L_n = \{\phi_n^t\}[M]\{1\} \text{ et } M_n = \{\phi_n^t\}[M]\{\phi_n\} \quad (2.6)$$

Alors : $\Gamma_n = \frac{L_n}{M_n}$

L'introduction de $\{\phi_n\}$ et $\{\phi_n^t\}$ dans l'équation (2.3) et l'application des propriétés d'orthogonalité des modes conduit après calcul et simplifications à l'équation suivante [20]:

$$\ddot{y}_i(t) + 2\epsilon_i \dot{y}_i(t) + \omega_i^2 y_i(t) = -\Gamma_i \ddot{u}_g(t) ; i \text{ varie de } 1 \text{ à } n \quad (2.7)$$

ϵ_i Représente le taux d'amortissement et ω_i la pulsation correspondante au mode propre i. Si on fait la substitution suivante :

$$y_i(t) = \Gamma_i D_i(t) \quad (2.8)$$

Le déplacement associé au mode i deviendra :

$$\ddot{D}_i(t) + 2\epsilon_i \dot{D}_i(t) + \omega_i^2 D_i(t) = -\ddot{u}_g(t) \quad (2.9)$$

Les déplacements de la structure originale en fonction des déplacements modaux s'expriment par :

$$\{x(t)\} = \sum_i \{\phi_i\} y_i(t) = \sum_i \phi_i \Gamma_i D_i(t) \quad (2.10)$$

Le mouvement est principalement gouverné par le premier mode de vibrations qui fournit une grande participation modale alors [20] :

$$\{x(t)\} = \sum_i \phi_i \Gamma_i D_1(t)$$

Pour un instant donné, le déplacement du toit (N ième composante du déplacement $\{x(t)\}$ est alors donné par :

$$x_t = \phi_{1N} \Gamma_1 D_1(t) \quad (2.11)$$

Le déplacement du système équivalent(SDOF) est relié au déplacement de la terrasse de la structure réelle par la relation :

$$D_1(t) = \frac{x_t}{\phi_{1N} \Gamma_1} \quad (2.12)$$

Le passage de l'effort tranchant à la base de l'analyse push over à l'accélération correspondante pour un système d'un seul degré de liberté se fait en considérant les forces statiques équivalentes d'un mode i [20].

En effet on a :

$$\{F(t)\}_i = [K]\{x(t)\}_i = \omega_i^2 \{S_i\} D_i(t) = \{S_i\} A_i(t) \quad (2.13)$$

Avec :

$S_i = \Gamma_i [M] \{\phi_i\}$ Représente la distribution des forces dans la structure $A_i(t)$ est les pseudo-accélérations modales [20].

Pratiquement, si on désire une réponse $\Gamma_i(t)$ on peut l'obtenir à partir des résultats Γ_i^{st} d'une analyse statique équivalente et on a :

$$\Gamma_i(t) = A(t)\Gamma_i^{st} \quad (2.14)$$

Dans cette approche l'effort tranchant à la base peut être obtenu en fonction de l'effort $V_{st,i}^b$ induit par les forces $\{S_i\}$

$$V_{st,i}^b = \sum_{j=1}^N S_{j,i} = \{1^t\}\{S_i\} = \Gamma_i\{1^t\}[M]\{\phi_i\} = \frac{L_i^2}{M_i} \quad (2.15)$$

Car : $L_i = \{1^t\}[M]\{\phi_i\}$

L'effort tranchant à la base s'écrit alors :

$$V_b(t) = \sum_i V_{st,i}^b A_i(t) \approx V_{st,1}^b A_1 = \frac{L_1^2}{M_1^*} A_1 \quad (2.16)$$

Alors l'effort tranchant à la base s'écrit sous forme d'accélération spectrale lors de la transformation en un système équivalent d'un seul degré de liberté et on a [20]:

$$A_1 = \frac{V_b}{\frac{L_1^2}{M_1^*}} = \frac{V_b}{M_1^*} \quad (2.17)$$

M_1^* : Représente la masse effective modale

La transformation de l'effort tranchant à la base et le déplacement au toit à une accélération spectrale et un déplacement d'un système d'un seul degré de liberté se fait alors comme suit (Figure 19) :

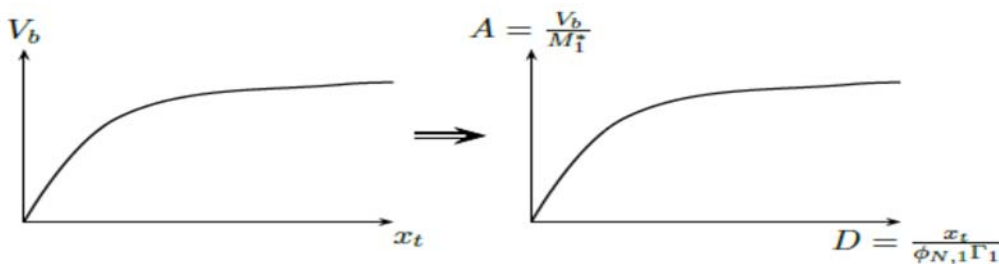


Figure19 : Transformation de la courbe de push over en courbe de capacité [20]

3.7. Déplacement cible

Le déplacement cible est le déplacement du nœud de control qui est situé au centre de masse du dernier niveau de la structure, qui représente le critère nécessaire pour l'exécution et

l'interprétation de cette analyse. Le déplacement cible dépend essentiellement du caractère non linéaire du comportement, il s'écrit sous la forme (FEMA 273) [14] :

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (2.18)$$

T_e : La période fondamentale équivalente de la structure dans la direction considérée.

C_0 : Facteur de modification qui reflète le déplacement spectral et le déplacement d'étage de la structure. la valeur est définie selon un tableau.

C_1 : Facteur de modification du déplacement inélastique calculé à partir du déplacement de la réponse linéaire élastique.

C_2 : Facteur de modification qui représente l'effet de la courbe d'hystérésis sur le déplacement maximal, qui est fonction du degré de plastification des éléments structuraux.

C_3 : Facteur de modification qui prend en compte l'augmentation du déplacement dû à l'effet P- Δ .

Le déplacement cible est défini par défaut à l'aide de logiciel en fonction de la hauteur de l'ouvrage [16].

$$D_{\text{cible}} = h/25 \quad (2.19)$$

3.8. Distribution de la force latérale

La distribution de la force latérale (Figure 20) est un sujet qui diffère par ses principes dans les codes de calculs (FEMA 273, EC08), pour l'analyse statique non linéaire qui se base sur la relation demande-capacité, la distribution de la force dépend de l'inertie massique et du passage vers un système à un degré de liberté [14]. Le choix d'une distribution appropriée de forces latérales constitue une étape très importante dans l'analyse push over [16]. En général, la distribution des forces d'inertie sera dépendante de la sévérité du séisme (déplacements inélastiques induits) et sera aussi dépendante du temps (pendant le séisme) [18].

Dans le code FEMA 273, la force latérale est décrite comme suit [14] :

1- Force latérale équivalente (ELF)

$$C_{vx} = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} \quad (2.20)$$

Avec :

$$k = \begin{cases} 1 & \text{pour } T \leq 0.5 \\ 2 & \text{pour } T \geq 0.5 \end{cases}$$

Une approximation linéaire sera faite pour les valeurs intermédiaires de T.

C_{vx} : La force latérale.

W_i : fraction du poids total de la structure assignée au niveau i .

W_x : fraction du poids total de la structure assignée au niveau x .

h_i : hauteur de la base jusqu'au niveau i .

h_x : hauteur de la base jusqu'au niveau x .

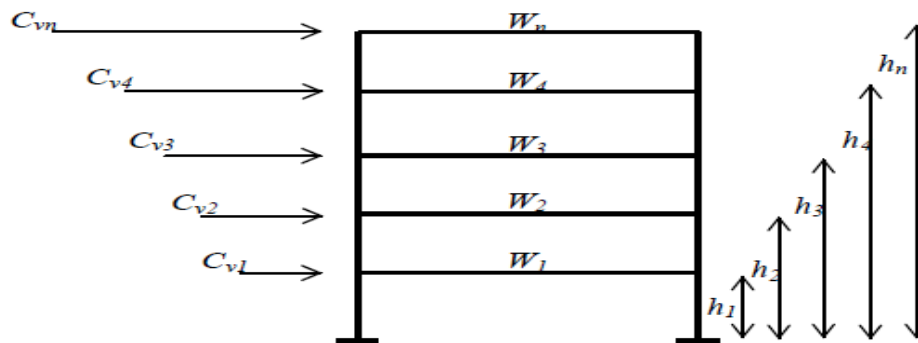


Figure 20: Distribution verticale de la charge latérale selon FEMA [14]

2- Distribution uniforme :

Dans cette forme de distribution, la force est égale à la masse du niveau considéré [14].

$$C_{vx} = m_{vx} \quad (2.21)$$

3- Distribution par la superposition quadratique (SRSS)

La distribution est définie par les forces latérales calculées à partir des efforts tranchants par niveaux déterminés par une analyse spectrale, supposée être élastique et linéaire [14].

3.9. Etapes de la méthode push over

- Transformation du spectre élastique au format accélérations-déplacements :

Le spectre de réponse élastique est transformé du format traditionnel accélération-périodes ($S_a - T$) Figure (21), au format accélérations-déplacements ($S_a - S_d$) Figure (22), en utilisant la relation suivante [16]:

$$S_{de} = \frac{T_n^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (2.22)$$

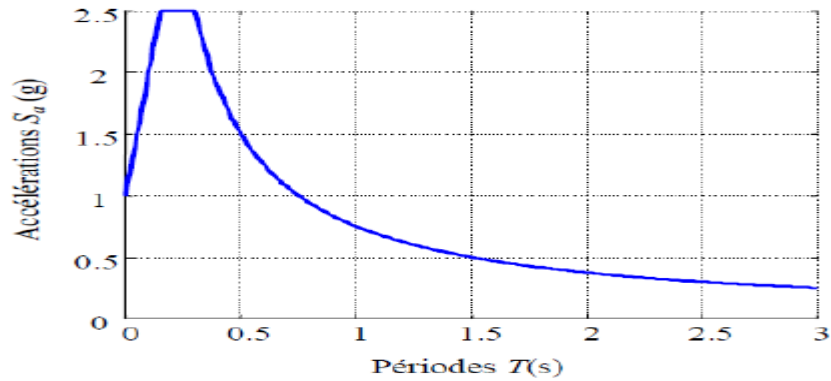


Figure 21 : Spectre de réponse élastique dans le format traditionnel accélérations-périodes [16]

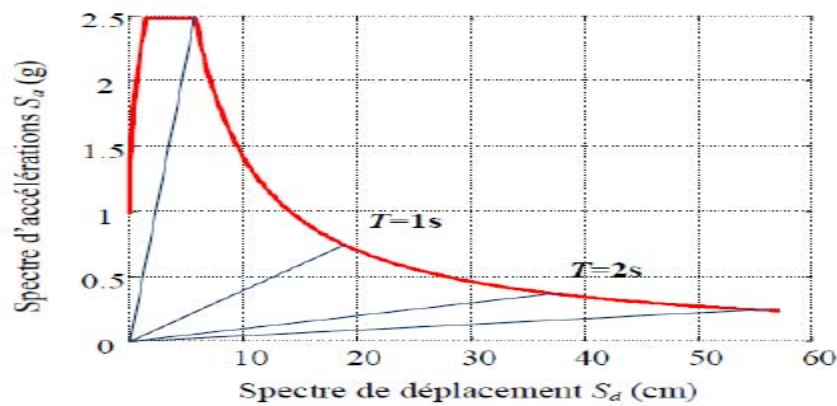


Figure 22: Spectre de réponse élastique dans le format accélérations-déplacements [16]

- **Idéalisation bi linéaire de la courbe de capacité**

Une représentation bilinéaire de la courbe de capacité est nécessaire pour estimer l'amortissement effectif (β_{eff}), elle nécessite la définition du point (a_{pi}, d_{pi}) , qui représente le point de la performance d'essai estimé par l'ingénieur pour développer la demande spectrale réduite, la première estimation du point (a_{pi}, d_{pi}) est généralement définie en utilisant le principe d'égalité des déplacements maximaux [16].

Le premier segment est tracé à partir de l'origine avec une pente correspondant à la rigidité initiale de la structure (segment élastique) [16].

Le deuxième segment est tracé en reliant le point (a_{pi}, d_{pi}) à un point (a_y, d_y) qui est défini de tel façon à avoir l'égalité de surfaces A_1 et A_2 Fig (23).

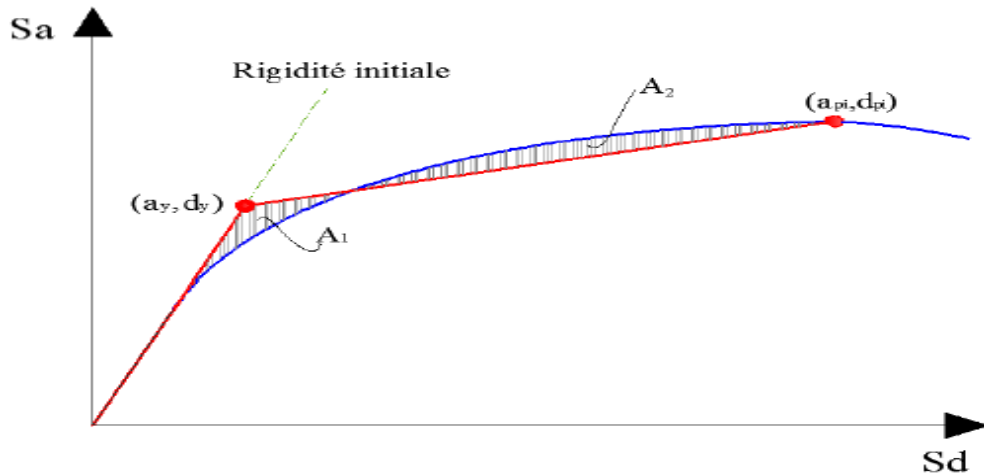


Figure 23: Idéalisation bi linéaire de la courbe de capacité [16]

- **Détermination du point de performance**

Dans l'ATC 40 [39], trois procédures (A, B, C) sont proposées pour la détermination du point de performance, les procédures A et B sont des méthodes analytiques, basées sur des formules mathématiques, tandis que la procédure C est graphique [16].

3.10. Conception basée sur la performance

La conception avec la prise en compte directe des déplacements et l'évaluation précise du comportement non linéaire attendue sur chaque élément structural est, néanmoins, une approche plus naturelle. C'est la méthode de conception basée sur la performance [12].

a) Point de performance

Le point de performance permet d'évaluer le comportement de la structure ainsi d'estimer les degrés de dommages en adoptant un modèle d'estimation des dommages, l'utilisation du point de performance déterminé par la méthode d'analyse Push over [21].

L'intersection entre la courbe Push over et le spectre de demande inélastique permet de déterminer le déplacement maximum de la structure. Ce point est appelé point de performance dans l'analyse des bâtiments existants voir figure (24) [21].

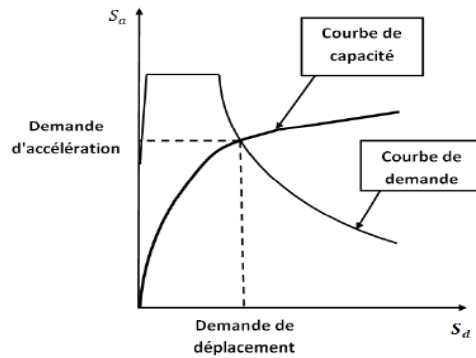


Figure 24: Représentation graphique de la méthode de spectre de capacité [22]

4. Les rotules plastiques

Le comportement non linéaire des éléments constitutifs des structures en béton armé est pris en compte par l'introduction des modèles appropriés des diagrammes moment (M) – rotation (θ) au niveau de leurs extrémités et sur une longueur connue sous le nom de rotule plastique [18]. La rotule plastique est une dimension fictive qui permet le calcul simplifié des déformations d'un élément de construction en cours de plastification [18]. Les recherches montrent que la possibilité de formation de rotules est maximale aux extrémités des poutres et des colonnes lors d'un tremblement de terre. Si les charges gravitaires sont importantes, des rotules peuvent se former près de la portée moyenne des poutres [23]. Les rotules plastiques sont de différents types [24].

- A savoir, rotule plastique de flexion, rotule plastique de cisaillement et rotule plastique axiales. Les deux premiers sont insérés aux extrémités des poutres et des colonnes. Les rotules axiales sont insérées aux deux extrémités des entretoises diagonales ainsi modélisées, pour simuler la fissuration des remplissages lors de l'analyse [24].

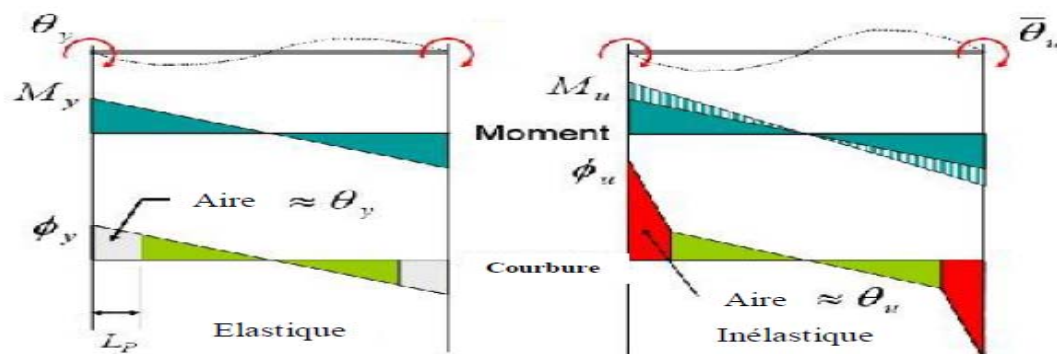


Figure 25 : Distribution du Moment-Courbure au niveau des zones critiques [24]

La figure 25 illustre le cas d'un élément poutre où les rotules plastiques sont dues au moment de flexion [18].

4.1. Estimation de la longueur de la rotule plastique

Depuis la parution des méthodes d'analyses anélastiques dans les années 1960, plusieurs formules empiriques pour estimer la longueur de la rotule plastique (figure 26) ont été proposées. Dans un travail récent, il a été suggéré d'introduire le diamètre des barres longitudinales (d_b) dans le calcul de cette longueur, comme suit [18] :

$$l_p = 0.08 l_v + 0.022 f_y d_b \quad (2.23)$$

avec:

d_b Diamètre des barres longitudinales

l_v Portée de cisaillement

f_y Limite élastique



Figure 26: Rotules plastiques des poteaux [16]

4.2. Les propriétés des rotules dans SAP 2000

Dans SAP 2000, les rotules plastiques sont situées aux extrémités des éléments parce que ce milieu représente la zone des contraintes maximales pour les poteaux et les poutres. La courbe de déformation plastique est une courbe force-déplacement (moment-rotation) qui donne la valeur de plastification et déformation plastique après plastification. Cette courbe se compose de cinq points comme illustré dans la figure (27) [22] :

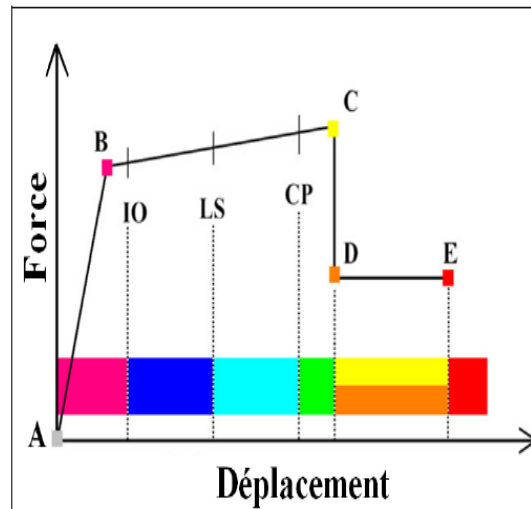


Figure27 : Courbe force-déplacement ou moment- rotation pour une définition de rotule utilisées dans SAP 2000 (courbe de déformation plastique) [22]

Le point (A) représente l'origine

Le point (B) représente l'état de plastification

Le point (C) représente la capacité ultime pour l'analyse Push over

Le point (D) représente la résistance résiduelle pour 'analyse Push over

Le point (E) représente l'échec total.

Selon FEMA-273 [25] :

- Le niveau IO (début d'exploitation)

Indique que l'état des dommages suite au séisme est très limité, les systèmes de résistances des forces horizontales et verticales de la construction conservent à peu près leur résistance et rigidité antérieur au séisme. Le danger sur la vie présenté par les dommages structurels est très faible, malgré cela, certaines réparations structurelles simples doivent avoir lieu qui ne sont pas généralement exigibles avant la réutilisation de la construction.

- Le niveau LS (l'état d'exploitation sécuritaire)

Indique que l'état des dommages après le séisme subit par la structure est importante, mais, il existe une marge contre l'effondrement, certains éléments et composants structurels sont très endommagés, mais ceci n'entraîne pas la chute de débris importants tant à l'intérieur qu'à l'extérieur de la construction. Les dommages peuvent avoir lieu durant le séisme, mais le danger sur la vie résultant de ces dommages est faible, l'utilisation de la construction peut être interdit jusqu'à réparation.

- Le niveau CP (l'état des dommages)

Il indique que la construction est sur le point de faire face à un effondrement partiel ou total, comme il indique que le grand dommage subit par les éléments structurels et non structurels

avec la probabilité d'une très grande dégradation dans la rigidité des systèmes de résistance de chargement latéral avec la présence d'une marge infime contre l'effondrement, à ce niveau et en présence d'une grande dégradation des systèmes de résistances du chargement latéral, il n'est pas pratique techniquement de réparer la structure, sécuritairement il est inutilisable, par l'existence de répliques. Qui peut entraîner l'effondrement de la construction.

Définition de niveau de dommages selon l'ASCE/SCE41

Dans ASCE / SEI-41 (ASCE 2007), trois « niveaux de performance structurelle » discrets et deux « plages de performance structurelle » intermédiaires sont identifiés comme niveaux de performance d'un bâtiment. Ces niveaux de performance sont l'occupation immédiate (IO), la sécurité des personnes (LS) et la prévention de l'effondrement (CP) ; tandis que les plages de performances structurelles intermédiaires sont définies comme la plage de contrôle des dommages et la sécurité limitée Intervalle. L'ASCE / SEI-41 désigne également les « niveaux de performance non structurels », cependant, la performance non structurelle des bâtiments n'a pas été prise en considération dans cette étude [26].

5.Présentation du logiciel SAP2000

5.1. Historique

Lors de sa sortie initiale en 1996, SAP2000 était la première version de SAP à être complètement intégrée dans Microsoft Windows. Il dispose d'une puissante interface utilisateur graphique inégalée en termes de facilité d'utilisation et de productivité. La création et la modification du modèle, l'exécution de l'analyse, la vérification et l'optimisation de la conception et la production de la sortie sont toutes réalisées à l'aide de cette interface unique. Un modèle structurel unique peut être utilisé pour une grande variété de différents types d'analyse et conception [27].

5.2. Description du SAP 2000

La figure (28) montre la fenêtre principale de l'interface utilisateur graphique. Cette fenêtre peut être déplacée, redimensionnée, agrandie, réduite ou fermée à l'aide des opérations Windows standard. La barre de titre principale, en haut de la fenêtre principale, donne le nom du programme et le nom du fichier modèle [27].

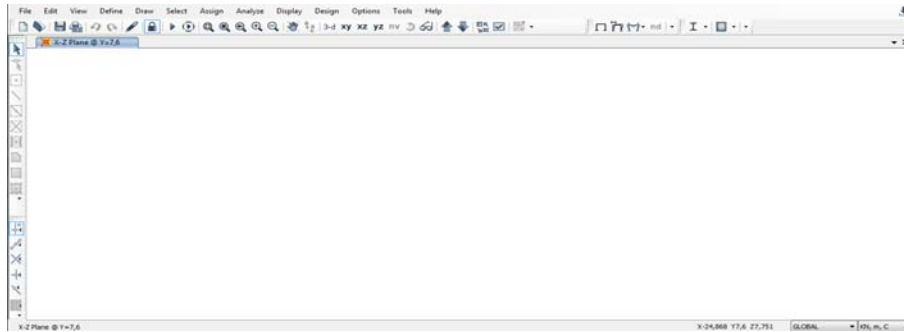
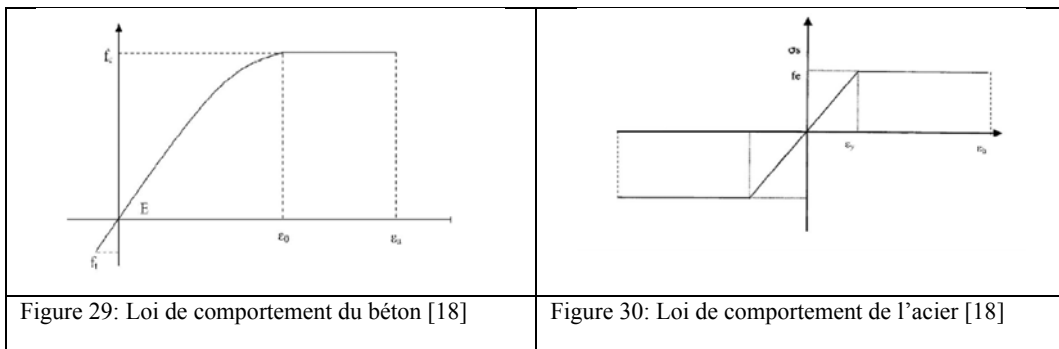


Figure 28: La fenêtre principale de l'interface utilisateur graphique [27]

Et ce qui concerne les résultats, Les résultats d'analyse incluent les déflexions, forces, contraintes, énergies et autres quantités de réponse pouvant être produites dans l'interface utilisateur graphique. Ces données ne sont disponibles que pour les cas d'analyse réellement exécutés. Les tableaux de résultats d'analyse peuvent être affichés, exportés et imprimés, mais pas modifiés ni importés [27]. L'analyse Push over est une caractéristique très puissante offerte dans la version non linéaire de SAP 2000, et elle est exécutée sur les deux modèles structuraux bidimensionnels et tridimensionnels [22].

5.3. Loi de comportement du béton et acier -SAP2000

La courbe contrainte – déformation utilisée est représentée comme suit (Fig.29 et Figure 30) [18] :



5.4. Type d'analyses dans le SAP2000

Les types d'analyse linéaire suivants sont disponibles [27] :

- ✓ **Analyse statique** : C'est le type le plus courant. Les charges statiques de ce type sont appliquées sans effets dynamiques.
- ✓ **Analyse modale** : basée sur le calcul des modes dynamiques de la structure par la méthode du vecteur propre ou du vecteur Ritz.
- ✓ **Analyse du spectre de réponse** : calcul statistique de la réponse due aux charges d'accélération.

- ✓ **Analyse de flambement** : calcul des modes de flambement sous l'application de charges.
- ✓ **Analyse de la charge mobile** : calcul de la réponse la plus sévère en raison des charges des véhicules se déplaçant le long des voies sur la structure.
- ✓ **Analyse de densité spectrale de puissance** : charges variantes harmoniquement sont appliqués selon une spécification probabiliste de chargement sur une gamme de fréquences, et la valeur attendue de la réponse est déterminée.

Les types d'analyses non linéaires sont disponibles [27] :

- ✓ **Statique non linéaire** : les charges sont appliquées sans effets dynamiques. Peut être utilisé pour l'analyse push over et la construction par étapes.
- ✓ **Construction étagée non linéaire** : les charges sont appliquées sans effets dynamiques, avec des parties de la structure ajoutées ou supprimées. Des effets dépendant du temps peuvent être inclus, tels que le fluage, retrait et vieillissement.

6.Push over dans le logiciel SAP2000

Logiciel SAP 2000 exécute l'analyse Push over en contrôlant soit la force le déplacement [22].

Les étapes de l'analyse push over sont :

1-D'abord on doit finaliser la modélisation de la structure (Figure 31)

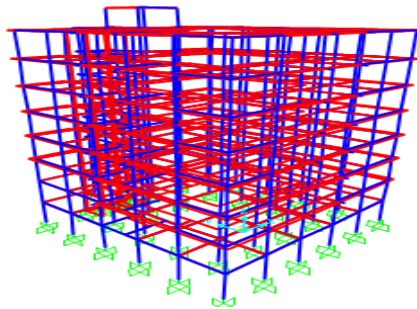


Figure 31:Schéma de la structure

2-On fait le '**design**' de la structure (Figure 32) en utilisant le code de design des structures en béton armé '**Eurocode2-2004**' vue l'absence du BAEL91 modifiée 99.

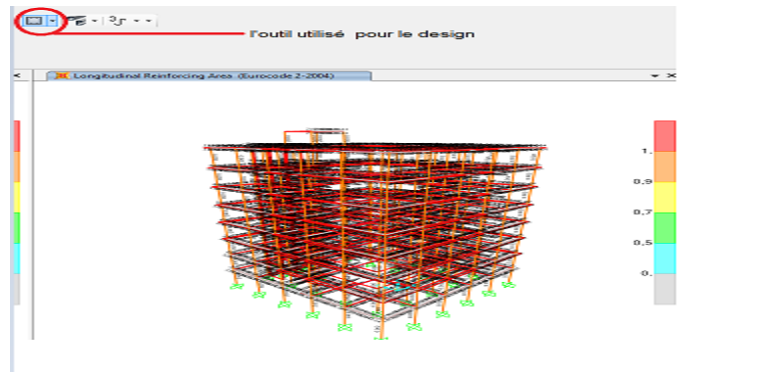


Figure 32: Design de la structure

3-On doit affecter les charges de type statique non linéaire comme suite :

Pour notre étude on adoptera une analyse en mode "**Déplacement contrôlé**" c'est-à-dire que la structure subira une distribution de forces latérales incrémentées de façon progressive jusqu'à ce que le déplacement au sommet de la structure atteigne un déplacement cible [28].

a. Définition de l'analyse sous charges gravitaires (Figure 33)

Cette analyse consiste à définir les charges gravitaires dans le domaine non linéaire. Le chemin pour y accéder est: **Define > Load Cases > Dead (Modify/Show Load Case) > Static Nonlinear** [28]. La figure (33) illustre la boîte de dialogue des données d'analyse sous charge gravitaire. elle représente la phase la plus importante dans l'analyse push over au moyen de SAP2000 et elle comprend les options suivantes [22] :

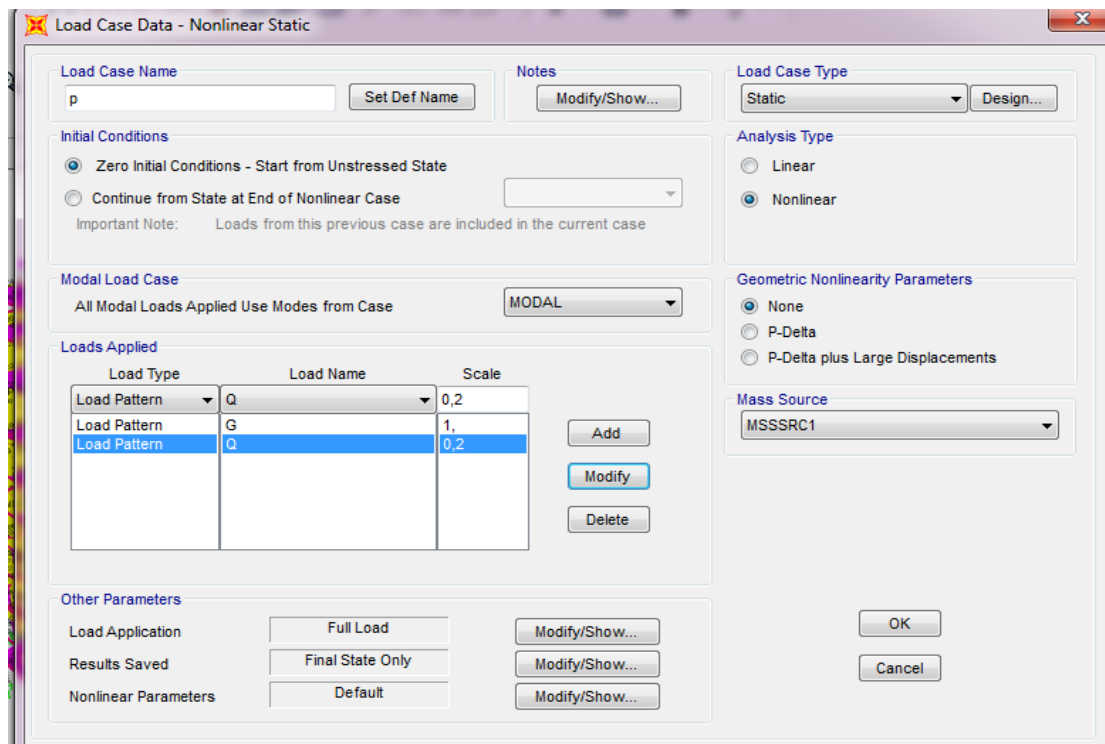


Figure33 :Définition du chargement de l'analyse Push over sous les charges verticales et horizontales

La prochaine étape consiste à définir l'analyse push over sous charges horizontales dans les deux sens X et Y. Dans cette partie, nous allons présenter l'exemple du sens X. Le chemin emprunté est: **Define > Load Cases > Add New Load Case > pax (Static Nonlinear)**.

Quand au chargement push over, il sera déterminé à partir des charges définies dans la boîte "**Loads Applied**" on choisit le mode de vibration qui mobilise la plus grande masse sismique dans la direction X. On choisit dans la case "**Load Application**" la commande "**Displacement control**" (figure 34). 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 [28].

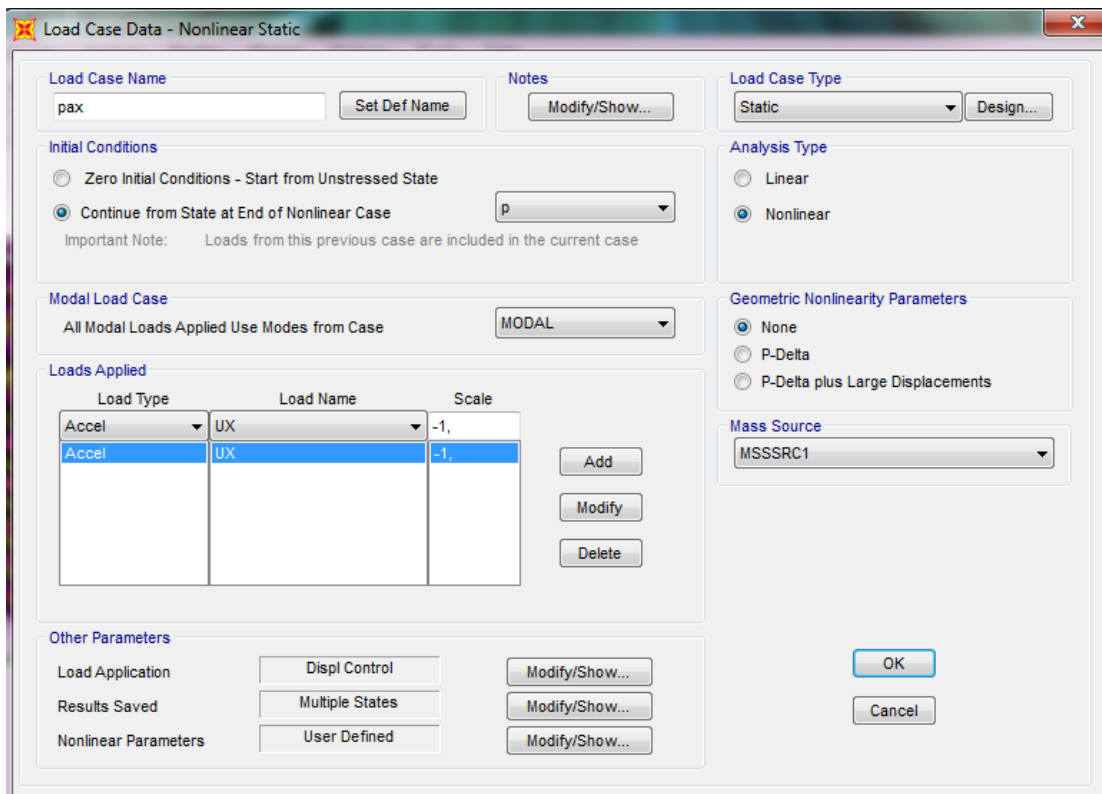


Figure34 : Définition du chargement de l'analyse Push over selon la direction (x-x)

La même procédure pour l'analyse dans la direction (y) mais il faut changer la direction de l'accélération (on remplace UX par UY). (Figure 35).

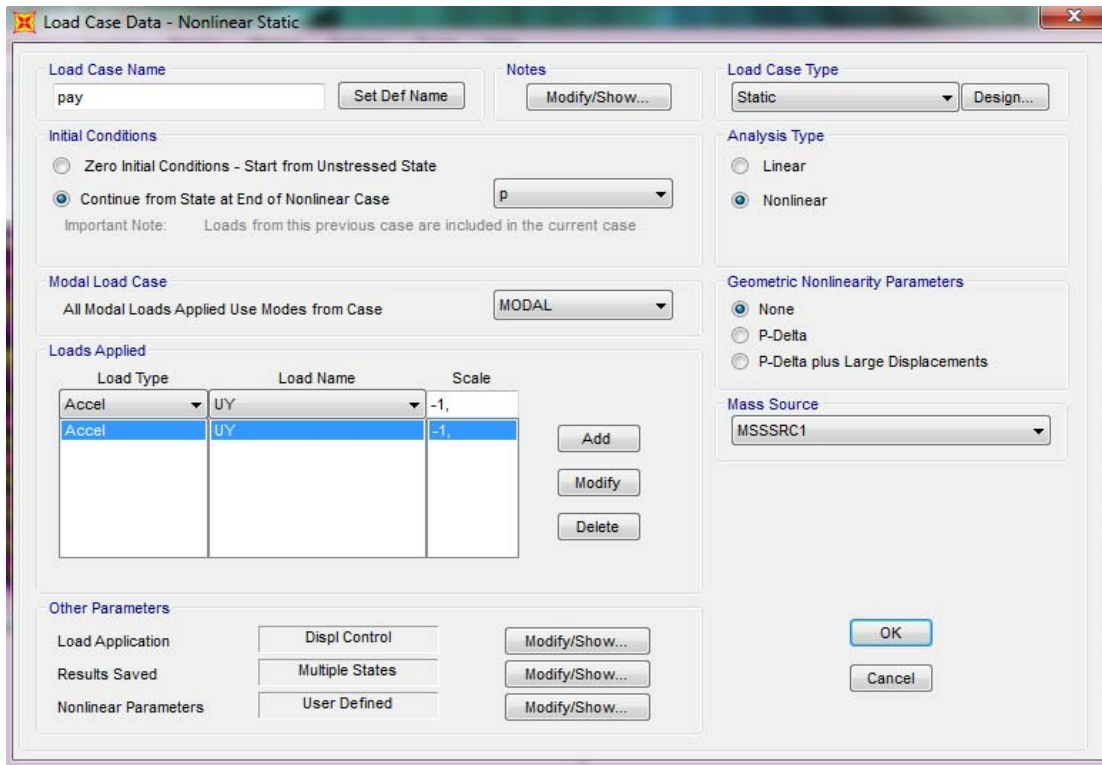


Figure 35: Définition du chargement de l'analyse Push over selon la direction (y-y)

Après, on doit configurer les paramètres de l'analyse pushover (Figure 36 et Figure 37)

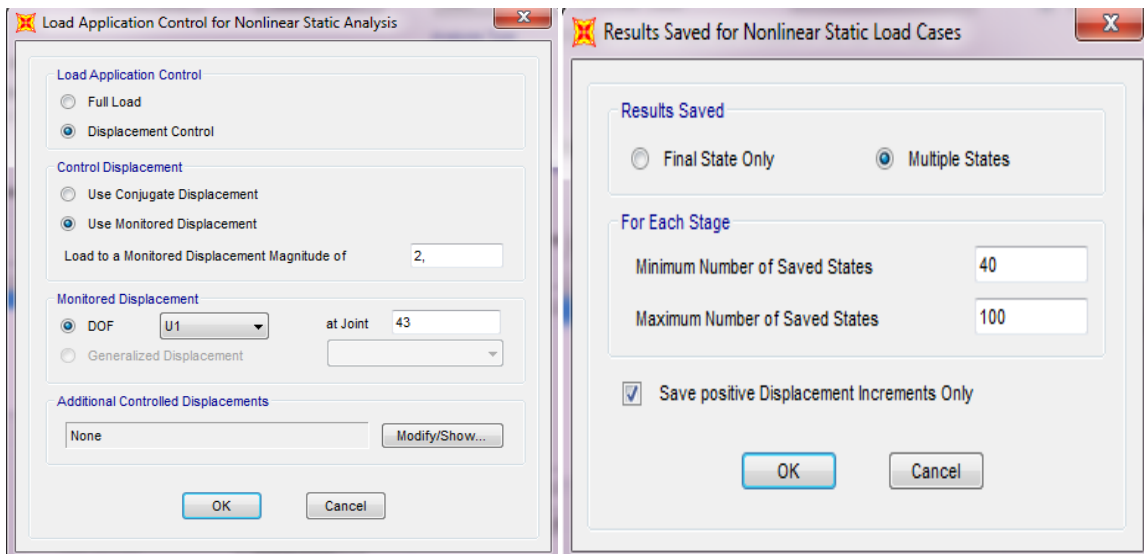


Figure 36: Boîtes de dialogue des données d'analyse push over

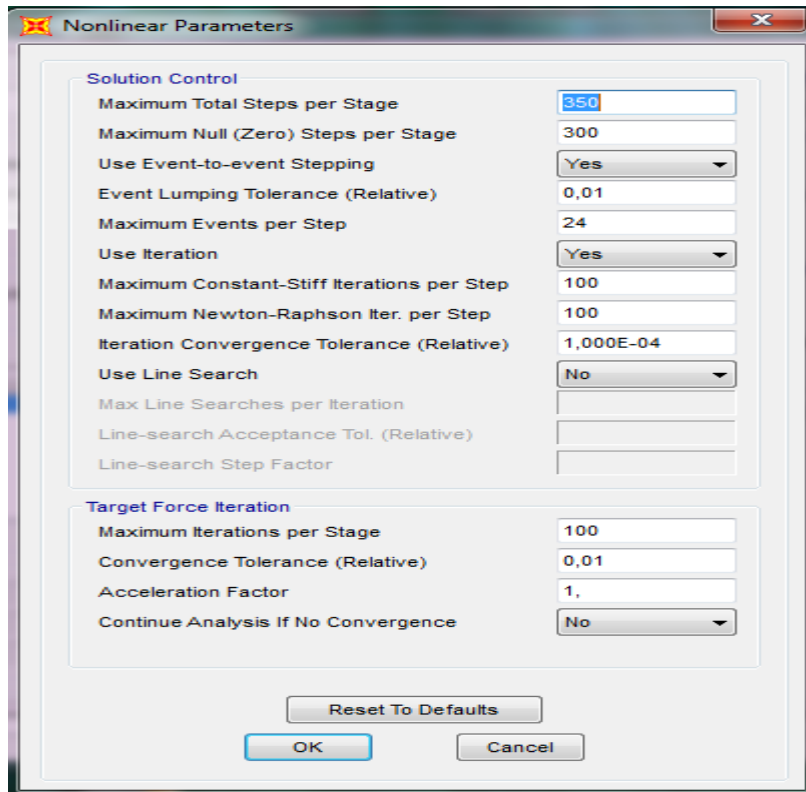


Figure 37: Boîtes de dialogue des données non linéaires

Le bouton d'option '**Full load**' est utilisé pour effectuer l'analyse dans laquelle la force est contrôlée. Cette option est utile pour l'application de la charge gravitaire sur la structure.

Le bouton '**déplacement control**' est utilisé pour effectuer l'analyse dans laquelle le déplacement est contrôlé. Cette option est importante pour l'application de la charge latérale sur la structure [22].

Les paramètres dans la partie droite de la zone '**options**' (figure 37) contrôlent l'analyse Push over [22] :

- Les options '**minimum saved steps**' et '**maximum total steps**' sont utilisées pour contrôler le nombre de points réellement sauvegardés dans l'analyse Push over (figure 36).

Seulement les étapes aboutissant aux changements significatifs dans la forme de courbe de Push over sont sauvegardées pour la sortie.

- L'option '**the maximum null steps**' est un compteur cumulatif durant toute l'analyse pour prendre en compte la non-convergence dans une étape en raison de la sensibilité numérique dans la solution ou une défaillance catastrophique dans la structure.

Les options '**iteration convergence tolerance**' et '**maximum iteration per stage**' sont des paramètres de contrôle pour vérifier l'équilibre statique à la fin de chaque étape d'une analyse Push over.

La charge non équilibrée est calculée comme étant la différence entre les charges extérieurement appliquées et les forces internes dans les éléments, si le rapport entre la charge non équilibrée et la charge appliquée dépasse la valeur de l'option '**itération convergence tolérance**' la charge non équilibrée est appliquée sur la structure dans une deuxième itération pour cette étape. Ces itérations continuent jusqu'à ce que la valeur de la charge non équilibrée est compatible avec la valeur de l'option '**itération convergence tolérance**' ou le nombre maximal d'itérations spécifié dans l'option '**maximum iteration per stage**' atteint.

La constante '**event lumping tolerance**' pour tous les éléments est employée pour déterminer quand un événement se produit réellement pour une rotule.

3-On va définir les rotules plastiques '**hinges**' des poutres et des poteaux après leurs sélection en appuyant sur '**Assign**' ,'**Frame**', '**hinges** '. Pour notre modèle, nous allons introduire des rotules plastiques aux niveaux des poteaux et des poutres avec des lois de comportements définies d'une façon automatique par le SAP2000 comme suit [22] :

- Poteaux : Rotules de couplage effort normal-moment (Auto P-M2-M3).
- Poutres : Rotules de flexion (Auto M3).

4- Pour introduire les rotules plastiques il faut choisir **Assign > Frame > Hinges**. On introduit dans la case "**Relative Distance**" les valeurs 0 et 1 qui correspondent aux extrémités de chaque poteau (figure 38). Concernant les poutres, les rotules de flexion « Auto M3 » sont introduites aux niveaux des zones nodales des poutres. Il faut sélectionner les poutres et choisir le même chemin que les poteaux : **Assign > Frame > Hinges**. Egalement, on introduit dans la case "**Relative Distance**" les valeurs 0 et 1 qui correspondent aux extrémités mais dans ce cas en choisie « Auto M3 » chaque poutre (figure 40) [28].

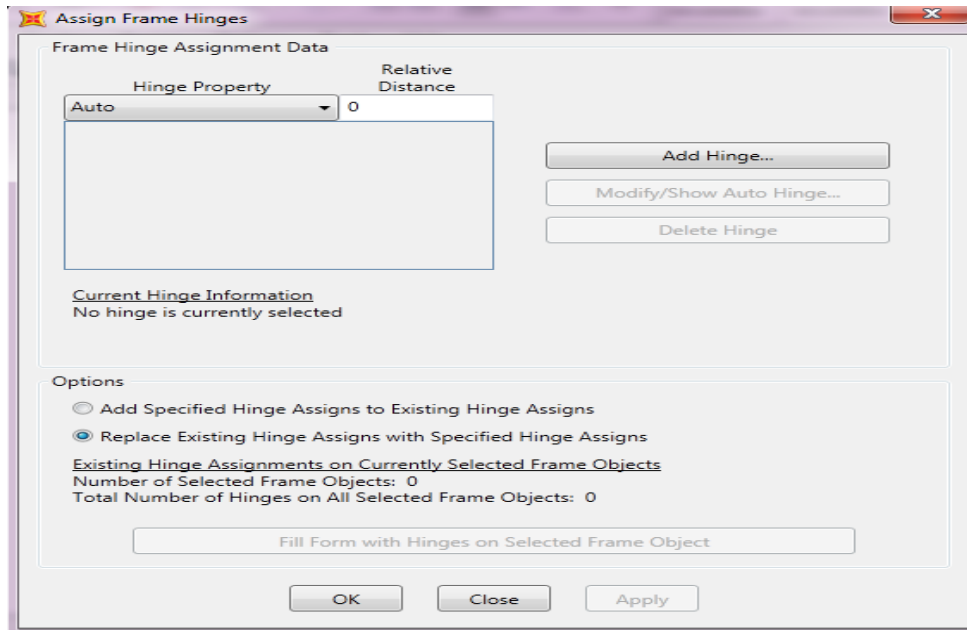


Figure 38: Boite de dialogue pour l'introduction des rotules plastiques

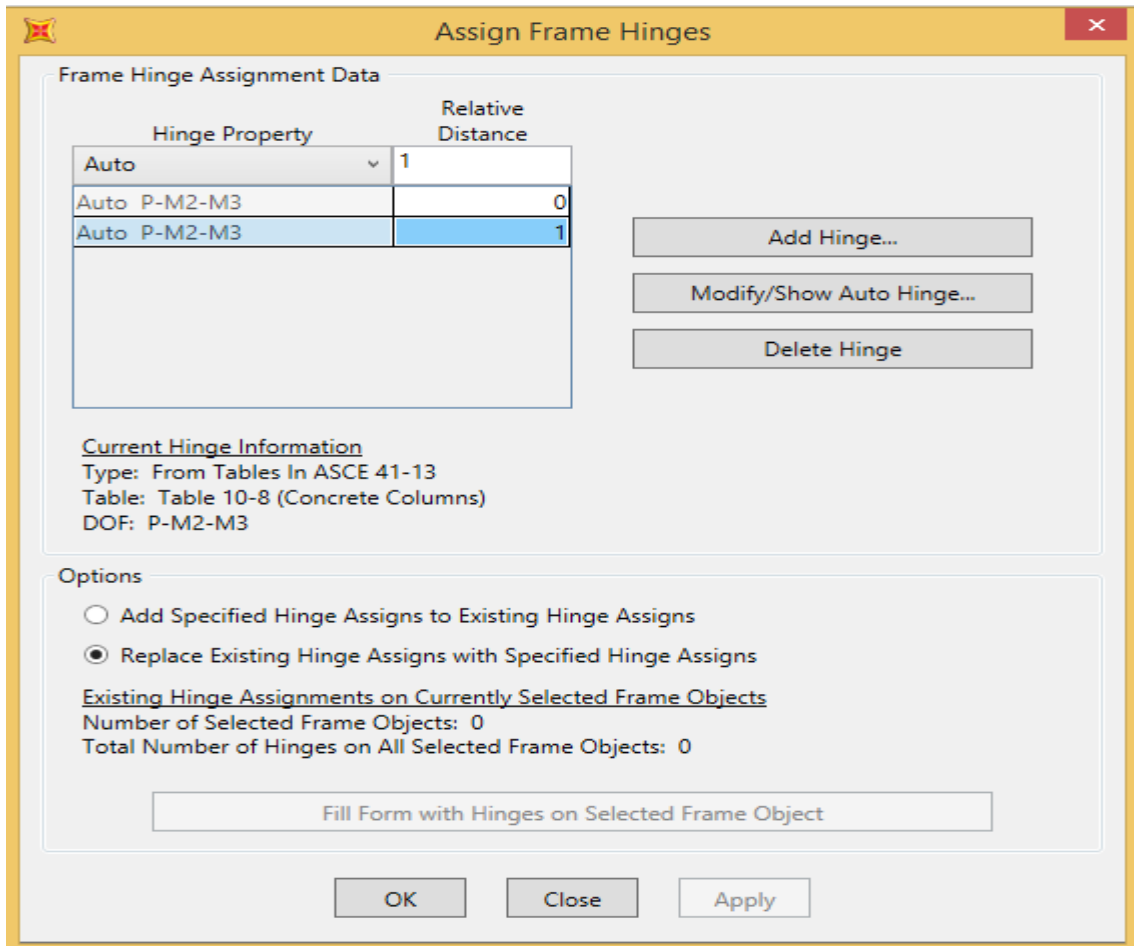


Figure39 : Introduction des rotules plastiques des poteaux

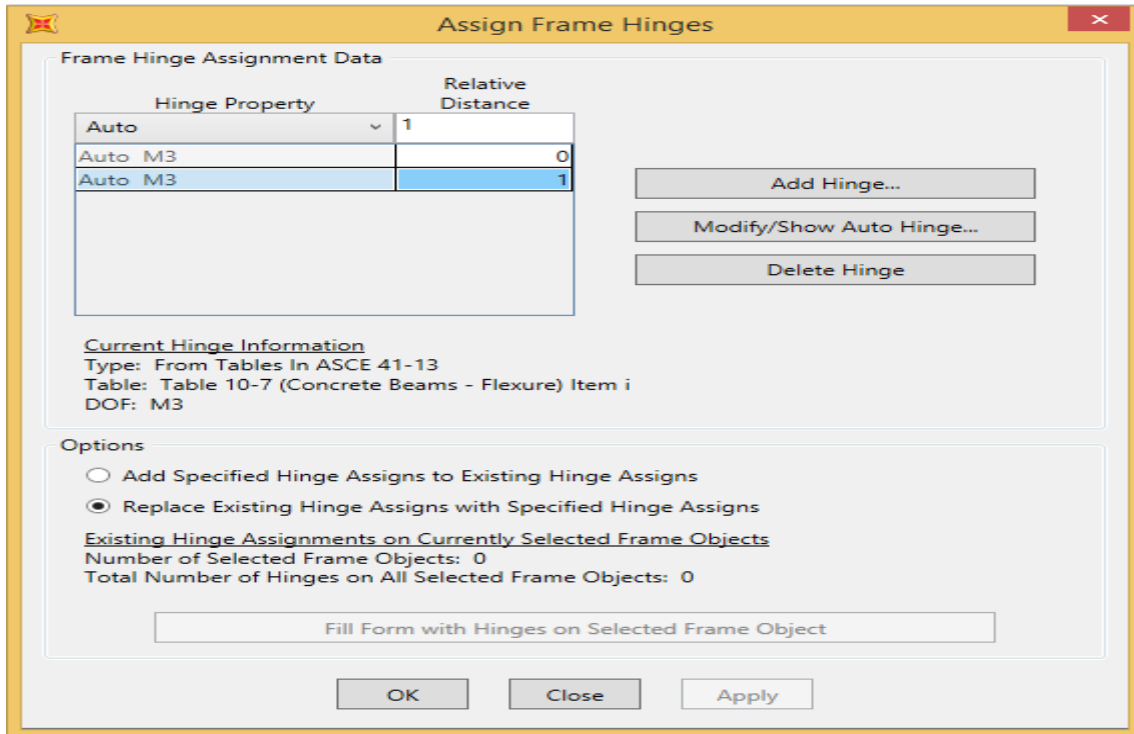


Figure40 : Introduction des rotules plastiques des poutres

5-Enfin on exécute pour avoir les résultats de l'analyse (figure 41).

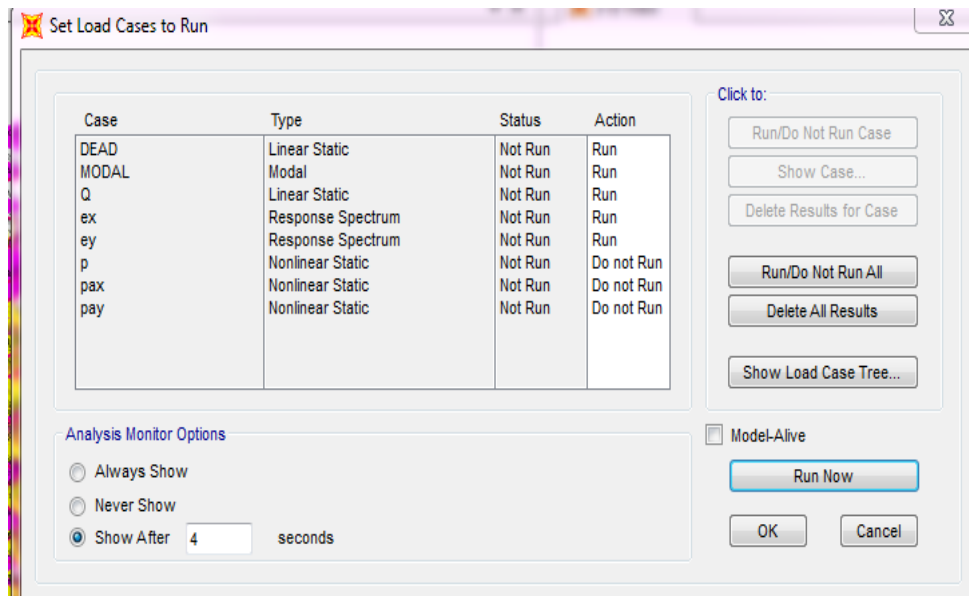


Figure 41: Exécution des résultats

7.Travaux antérieurs utilisant la méthode de Push over

La méthode d'analyse Push over est une méthode d'analyse sismique non linéaire, qui a subi plusieurs améliorations depuis sa 1^{ère} utilisation. Dans ce qui suit, nous allons citer les principales étapes d'améliorations de cette méthode afin qu'elle s'approche du comportement non linéaire réel de la structure.

Parmi les méthodes qui tiennent compte du comportement non-linéaire, on cite la méthode d'analyse non-linéaire statique développée originalement par Freeman et al., 1975 et Freeman, 1978 [18]. Le terme analyse push over décrit une variation moderne de la méthode classique d'analyse de l'effondrement, comme décrit à juste titre par Kunnath (2004).

Dans cette partie, on va présenter aussi des cas traités par quelques chercheurs en utilisant la méthode push over ainsi que leurs résultats obtenus sur la vulnérabilité sismiques des structures étudiées.

Durant la formulation l'analyse push over, nous avons noté qu'elle se distingue par quelques approximations, celles-ci présentent certaines faiblesses comme la non prise en considération des effets des modes supérieurs et elle ne se base pas sur un mode de chargement invariable. Pour cela, plusieurs chercheurs ont étudié cette faiblesse et ont essayé de l'améliorer, dans ce contexte, **Fajfar** et **Fischinger** [29] ont permis l'utilisation des forces de niveau invariable proportionnelle en fonction de la forme de déviation de la structure.

Dans le même sujet **Eberhard** et **Sozen** [30] ont utilisé des modes de chargement latéral basés sur les formes de mode (mode propre) extraite de la rigidité sécante à chaque étape de chargement.

A. Kadid et. Al (2008) [31], présente l'étude de trois bâtiments à ossature implantés à Boumerdès, de faible hauteur, de moyenne hauteur et des immeubles de grande hauteur, respectivement avec 5, 8 et 12 étages. Ces bâtiments ont été analysés en utilisant une analyse statique non linéaire à l'aide du programme SAP 2000. Les résultats de cette étude montrent que les causes de rupture du béton armé au cours du tremblement de terre de Boumerdes (2003) peuvent être attribué à la qualité des matériaux utilisés et aussi au fait que la plupart des bâtiments construits en Algérie sont de type poutre forte et colonne faible.

Y.Menasri et al (2010) [32], ont étudié la vulnérabilité sismique d'une structure en béton armé par la méthode statique non linéaire push over à l'aide de logiciel SAP2000v10, ils ont constaté que la structure est globalement stable, néanmoins la structure du bâtiment vulnérable dans la direction (x), donc il est préférable de réaliser un renforcement dans la direction (x). De plus, ils ont proposé d'intégrer la méthode de push over dans le règlement parasismique algérien.

EL GHOULBZOURI .A et al (2015) [33], ont utilisé la méthode push over en définissant son but, ses hypothèses de base et les conditions de son application ainsi que la procédure suivie pour appliquer cette méthode, celle-ci a été appliquée sur un portique plan en béton armé pris d'un bâtiment R+5 à usage d'habitation .Ils ont conclu qu'il est recommandé d'utiliser une

analyse Push over pour les bâtiments existants afin de prévoir leurs renforcements au niveau des zones critiques en cas de séisme.

El Ghoulbzouri Abdelouafi et al (2014) [34], ont mené une étude qui consiste à déterminer le point de performance des portiques par la méthode push over en mettant l'accent sur l'influence du site sur les dégâts observés. Ils ont remarqué que les dégâts observés dans un site meuble est plus qu'un site ferme ou rocheux.

Ourabah. A et Al (2010) [17] ont effectué une analyse Push over sur une structure (R+8) auto stable pour étudier le comportement statique non linéaire. Ils ont confirmé que les conditions du RPA2003 concernant la prise en compte des voiles dans les structures en portiques en béton armé dépassants les 17 m de hauteur sont justifiées.

Sofyan. Y. Ahmed (2013) [35] a effectué une analyse push over d'une structure auto-stable (R+10). Il a conclu que les séquences de formation des rotules plastique dans les éléments du portique est clairement visible uniquement sur les poutres. Le bâtiment se comporte clairement en mécanisme de poutre.

M Lutfi et al [36], (2019) ont étudié le niveau de performance sur un simple immeuble résidentiel dans la ville de Bogor en Indonésie, Les résultats de modélisation en utilisant le FEMA 356 ont abouti à une valeur cible de déplacement du bâtiment de 0,02 m située au niveau de performance du bâtiment Life Safety (LS).

De plus, cette méthode est basée sur plusieurs méthodes qui permettent de faire cette analyse, dans ce qui suit, nous allons montrer une étude sur la comparaison de ces procédures.

Dans ce cadre entre le travail de N.K. Manjula et al [23] (2013), qui consiste à faire une comparaison entre les différentes méthodes de base d'analyse push over(ATC 40- 1996 - Capacity Spectrum Method(CSM), FEMA 356 - 2000 - Displacement Coefficient Method(DCM) , FEMA 440- 2005 - Equivalent Linearization - Modified CSM et FEMA 440 - 2005- Displacement Modification- Improvement for DCM) l'analyse de ces méthodes donnent des résultats similaires lorsque le bâtiment est dans la plage élastique, mais lorsque la capacité de la structure est évaluée pour un niveau de tremblement de terre plus élevé, les résultats montrent des variations considérables et de plus la méthode ATC 40, sous-estime le résultat, par rapport aux autres méthodes.

8. Avantages de la méthode push over

a. La valeur de coefficient R

-La valeur de coefficient R est difficile à justifier et a seulement un sens moyen du point de vue du comportement attendu. Pour des situations plus particulières, l'emploi du coefficient R peut être éloigné du comportement réel développé par la structure [12].

-La conception de chaque élément est basée fondamentalement sur les forces obtenues avec l'incorporation du coefficient R. Par contre, il est bien plus naturel de définir la défaillance des éléments structurels en fonctions des déplacements au lieu des forces [12]. Une approche qui prend en compte directement les déformations des éléments et les déplacements de la structure semble être plus naturelle. C'est le but des méthodes de conception de bâtiments basés sur la notion de performance. Suivant cette méthodologie, on impose des limites aux déformations de service pour les séismes moyens, de façon à prévenir les dommages des éléments structuraux et non-structuraux. Pour les séismes majeurs, on impose des limites de déformations pour prévenir la défaillance de la structure [18].

Elle permet de s'affranchir du coefficient de comportement. En comparant les courbes de capacité avant et après renforcement, on peut visualiser l'influence des mesures adoptées. De plus, elle permet de prendre en considération les phénomènes non linéaires comme la formation de rotules plastiques ou la fissuration du béton. Néanmoins, pour cela il faut être en mesure de déterminer les zones où ces phénomènes vont se produire ainsi que leur chronologie. La méthode Push over est facilement réalisée en utilisant certains logiciels de calcul de structure (par exemple : Robot millenium, SAP, ETABS). Comme le met en évidence le règlement américain, il s'agit d'une méthode statique [21].

9. Limitations de la méthode push over

Bien que l'analyse push over présente des avantages par rapport aux procédures d'analyse élastique. Les hypothèses nécessaires, la précision de prédiction donnée par l'analyse push over et les limites des procédures push over actuelles doivent être identifiées. L'estimation du déplacement cible, la sélection des schémas de charge latérale et l'identification des mécanismes de défaillance dus à des modes supérieurs de vibration sont des problèmes importants qui affectent la précision des résultats de push over. Le déplacement cible est un déplacement global attendu dans un séisme de conception. L'estimation précise du déplacement cible associée à un objectif de performance spécifique qui affecte la précision des prévisions de demande sismique

de l'analyse push over. Les modèles de charge latérale invariants ne pouvaient pas prédire les modes de défaillance potentiels en raison de mécanismes de l'étage intermédiaire ou supérieur causés par des effets de mode supérieurs. Cependant, l'analyse push over est la plus appropriée pour les bâtiments de faible à moyenne hauteur avec une réponse en mode fondamental dominant. Pour les bâtiments spéciaux et de grande hauteur, l'analyse push over devrait être complétée par d'autres procédures d'évaluation car les modes supérieurs pourraient certainement affecter la réponse [15]. En ce qui concerne le renforcement de bâtiments existants, les données précises concernant les propriétés mécaniques réelles sont parfois difficiles à obtenir et il faudra par conséquent faire des hypothèses concernant leurs valeurs, sur la base des règles en vigueur lors de la construction de l'ouvrage par exemple. Ces hypothèses seront appuyées également par des sondages et des prélèvements locaux. En plus des propriétés intrinsèques des matériaux, il faut connaître l'évolution de celles-ci au cours du temps (dégradation du béton, corrosion de l'acier, etc....). Les lois de comportement des matériaux doivent être aussi complètes que possibles, incluant entre autres les dégradations de raideur en phase plastique et les résistances résiduelles. Cette étape est souvent délicate, d'autant que l'analyse Push over est sensible à ces données [21]. Mais les lacunes des procédures statiques non linéaires ont tentées de surmonter les procédures adaptatives dans les recherches les plus récentes.

10. Conclusion

A travers ce chapitre, on a mis le point sur les différentes méthodes d'analyse non linéaire des structures à savoir les modèles hystérétiques du béton, de Takeda ... etc.

Celui-ci comprend aussi une description détaillée de la méthode d'analyse statique non linéaire Push over, ces avantages, ces limitations ainsi que les travaux antérieurs utilisant cette méthode. Vu que cette méthode est intégrée dans le logiciel de calcul des structures SAP 2000, une partie de ce chapitre a été consacré à la présentation de ce logiciel surtout dans le module de **Push over analysis** en montrant comment faire entrer les données nécessaires à l'analyse.

En conclusion, l'analyse push over est l'analyse préférable pour l'évaluation de la vulnérabilité des structures existantes surtout dans zones critiques, elle permet aussi d'avoir un degré de sécurité de la structure à l'aide du point de performance, mais il est au même temps sensible aux données qui sont injecté par l'utilisateur.

Chapitre III : Etude de cas, Résultats et Discussions

1.Introduction

Afin de vérifier la vulnérabilité sismique d'un bâtiment existant en R+7 en portiques en béton armé à usage administratif, implanté à Laghouat (zone de faible sismicité), ce chapitre est consacré à l'application de la méthode d'analyse statique non linéaire Push over en utilisant le logiciel SAP 2000. Celui-ci est subdivisé en deux parties, la première traite l'analyse modale spectrale de la structure, la deuxième est dédiée au calcul de la réponse sismique en utilisant d'analyse statique non linéaire Push over. Cette partie est suivi d'une discussion des résultats obtenus à savoir la courbe de Push over et le point de performance de la structure.

2.Présentation de la structure et ses caractéristiques géométriques

2.1. Présentation de l'ouvrage

Notre ouvrage est un bâtiment de forme régulière, il s'agit du bloc A de l'hôtel de finance (figure 42). Ce bâtiment est à usage administratif, de groupe d'usage (1B), en béton armé, en portique auto stable. Celui-ci est composé d'un rez-de-chaussée plus sept étages avec une terrasse inaccessible.

Le projet est implanté à Laghouat, qui est une zone de faible sismicité (zone I) d'après le RPA 99 version 2003. Cette structure est dimensionnée selon le règlement RPA83 vu que cet ouvrage a été conçu en 1980.

2.2. Description de l'ouvrage

Les tableaux (3) et (4) représentent respectivement les différentes caractéristiques relatives à la géométrie du bâtiment étudié (annexes 1,2) ainsi que les propriétés matériaux préconisées.

✓ Caractéristiques géométriques

Tableau3 : Caractéristiques géométriques de la structure

Dimensions en plan	$L_x=18.5 \text{ m}$; $L_y=22.2\text{m}$
Hauteur total	28.2 m
Hauteur de chaque niveau	3.2 m

✓ **Caractéristiques des matériaux**

Tableau 4: Caractéristiques des matériaux

La masse volumique de béton armé	25KN/m ³
La résistance à la compression du béton à 28 jours f_{c28}	25 MPa
La résistance à la traction du béton f_{t28}	2,1MPa
Le module d'élasticité instantané E_{ij}	32000 MPa
Coefficient de poisson	0,2

Le dimensionnement des éléments de la structures est donné dans les tableaux 5,6

✓ **Dimensions des éléments de la structure**

Tableau 5: Dimensions des éléments structuraux

Poutres principales	30×40	
Poutres secondaires	30×30 ; 30×40	
Poteaux	RDC jusqu' au 4 ^{ème} étage : 45×45	5 ^{ème} étage jusqu' au 7 ^{ème} étage : 40×40
Voile de la cage d'ascenseur	$E_p=15$ cm	
Plancher dalle pleine	$E_p=15$ cm	
Plancher corps creux	Corps creux 16+4	

✓ **Ferraillage des poutres et des poteaux**

Tableau 6: Ferraillage des éléments structuraux

Eléments	Coffrage et Ferraillage			
Poutres	Chainage 30×30	3HA12+3HA12	Poutre 40×40	3HA16+3HA14
Poteaux	45×45	4HA20+4HA16	40×40	4T16+4T16

Le tableau (7) donne les valeurs des charges sur les éléments structuraux

✓ **Charges permanentes et d'exploitation**

Tableau7 : Charges sur les éléments structuraux

Eléments	G (KN/m ²)	Q(KN/m ²)
Dalle pleine	6.43	2.5
Plancher terrasse	6.95	1
Plancher corps creux(étage)	5.53	2.5
Sauf Acrotère	1.5	1
Palier	5.36	2.5
Volée	8.96	2.5
Maçonnerie	3.77	Il n'existe pas
Balcon	6.06	3.5

3.Partie A : Analyse modale spectrale de la structure

3.1. Analyse modale spectrale

L'analyse spectrale nous permet de calculer la réponse sismique de la structure. Elle est effectuée par logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSE V2014 (annexe 6) vue l'existence du règlement parasismique algérien dans la base des données de ce logiciel. Le schéma de la structure modélisée est représenté par la figure (42).

Les données de ce spectre sont représentées par une courbe (**Sa/g**) en fonction de la période **T**. Ces données sont élaborées à partir de plusieurs paramètres relatifs aux spécifications de la construction, la zone et le site d'implantation, telle que : *A, Q, R* (RPA99/version 2003).

Dans notre cas, les paramètres de la structure sont :

- ✓ Groupe d'usage 1B ($A=0.12$)
- ✓ Zone I
- ✓ Catégorie S3 (site meuble)
- ✓ Portiques auto stable sans remplissage en maçonnerie rigide ($R=5$)
- ✓ Le facteur de qualité $Q=1.15$

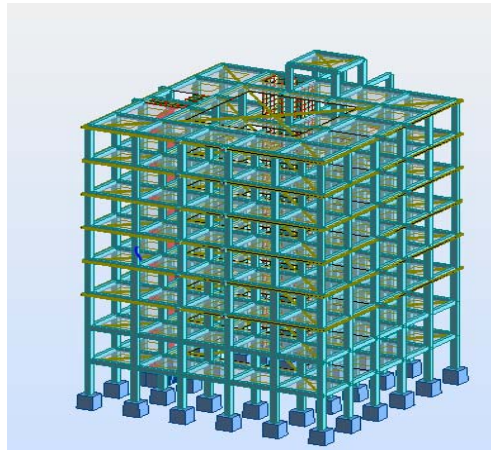


Figure 42: Modélisation de la structure

Après avoir fait la modélisation de la structure sous ROBOT, les résultats de l'analyse modale spectrale sont mentionnés dans ce qui suit :

3.1.1. Résultats de l'analyse modale spectrale

3.1.1.1. Participation modale

Les résultats de l'analyse modale spectrale (Tableau 8) obtenus par le logiciel Robot structural analyse V2014 sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau8 : Périodes et participation massique de chaque mode

Mode	Période [sec]	Masse modale UX [%]	Masse modale UY [%]	Masse cumulées UX [%]	Masse cumulées UY [%]
1	0.75	42.73	4.82	42.73	4.82
2	0.49	14.03	66.93	56.76	71.76
3	0.38	23.90	10.15	80.66	81.91
4	0.27	7.24	0.91	87.90	82.83
5	0.17	2.05	9.01	89.95	91.84
6	0.16	1.14	0.16	91.10	92.00
7	0.13	4.08	1.61	95.18	93.62
8	0.12	0.61	0.04	95.79	93.65

Selon le RPA 99 V 2003[3], pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

D'après les résultats obtenus dans le tableau (8), on voit bien que le taux de participation des masses selon l'axe x atteint les 90% au bout du 6^{ème} mode, et selon l'axe y au bout du 5^{ème} mode.

3.1.1.2. Déplacement entre étage

Tableau9 : Déplacement inter-étages

Etage	u_x [cm]	u_y [cm]	dr u_x [cm]	dr u_y [cm]	Max u_x [cm]	Max u_y [cm]	Min u_x [cm]	Min u_y [cm]
RDC	0.5	0.3	0.5	0.3	0.9	0.6	0	0
1	0.9	0.6	0.5	0.3	1.7	1.2	0.2	0.2
2	1.4	0.9	0.5	0.3	2.6	1.8	0.5	0.4
3	1.8	1.1	0.4	0.3	3.4	2.3	0.7	0.6
4	2.3	1.4	0.5	0.3	4.4	3.0	0.9	0.8
5	2.7	1.7	0.4	0.2	5.2	3.6	1.1	0.9
6	3.1	1.8	0.3	0.2	5.8	4.0	1.3	1.1
7	3.4	2	0.3	0.1	6.1	4.2	1.5	1.2

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré [3].

Dans notre cas on a :

$$0.01h_e = 0.01 \times 320 = 3.2 \text{ cm}$$

D'après le tableau (9) les valeurs indiquées vérifient le critère de justification vis à vis la déformation.

4.Partie B : Analyse statique non linéaire de la structure en utilisant la méthode de Push Over intégrée dans le logiciel SAP 2000

4.1. Modélisation de la structure par logiciel SAP2000

Avant de faire l'analyse push over on doit présenter comment modéliser une structure sur le SA2000 (annexe5).

- 1) Lancer le SAP 2000
- 2) On choisit les unités (en bas à droite de l'écran)
- 3) Dans le menu **file** on choisit > **New model**, Puis Une fenêtre apparaitra comme montré sur la figure (43)

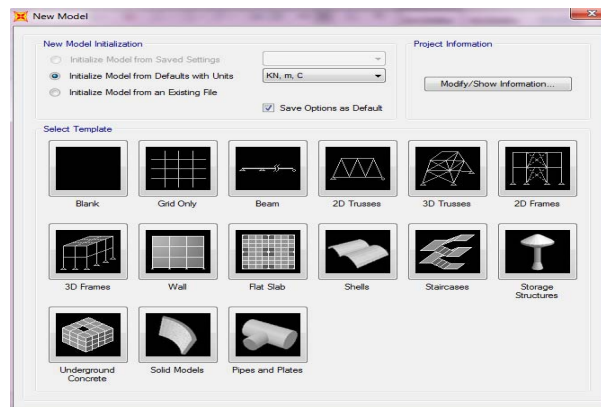


Figure 43: Fenêtre pour le choix de type de structure

- 4) On choisit la structure en 3D (Figure 44)

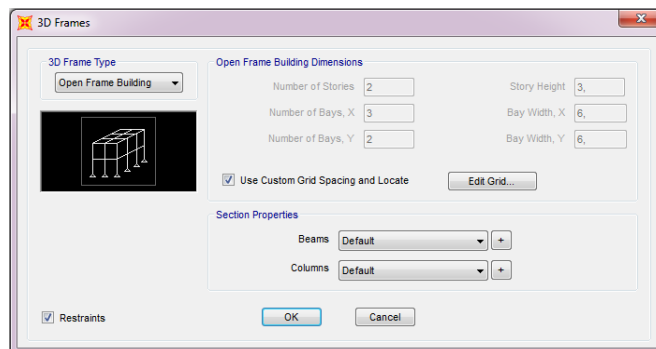


Figure 43: Introduction des données géométriques de la structure

En introduisant les données suivantes :

- Nombre d'étages : 8 (R+7)
- Nombre de travées suivant l'axe X : 5
- Nombre de travées suivant l'axe Y : 6
- La hauteur d'étage : 3.20 m
- La distance entre axes suivant X : 3.70m
- La distance entre axes suivant Y : 3.70m

5) On corrige les valeurs des distances entre axes suivantes X ; Y et Z de façon à avoir les distances réelles données par l'architecture en utilisant l'option 'use custom grid spacing and locate'. Par défaut, le système de coordonnées local 1- 2-3 est identique au système de coordonnées global X-Y-Z (Figure 45) [37].

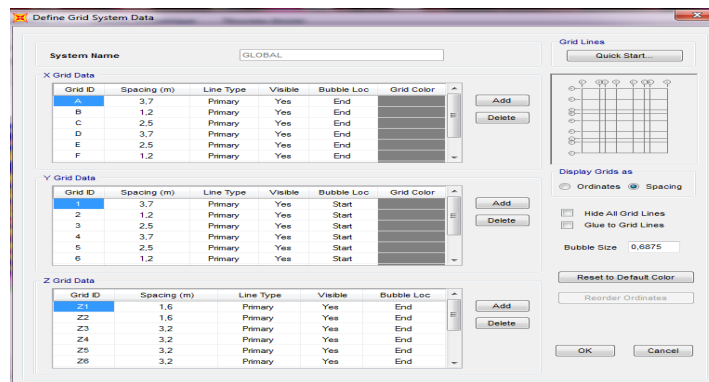


Figure 45: Coordonnées géométriques de la structure

6) On choisit les types d'appuis en utilisant le bouton **assign> joint>restraint**. La fenêtre de choix de type d'appuis est ouverte voir figure (46) dans notre cas, on choisit l'encastrement pour tous les appuis.

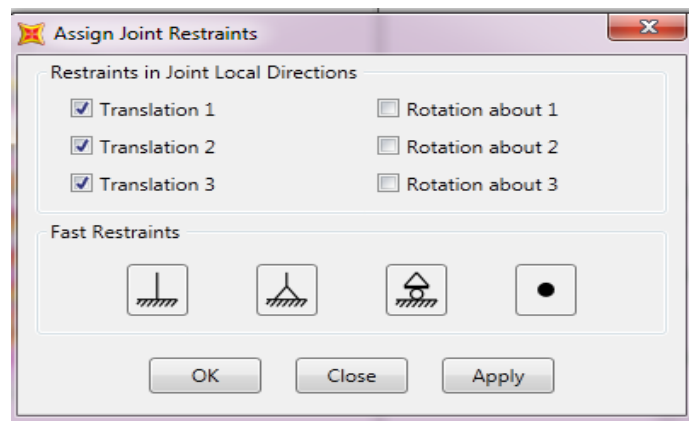


Figure 46 : Type d'appuis de la structure

- 7) On définit les matériaux utilisés dans la structure : **menu > define> materials**. La fenêtre de définition des matériaux apparaît (voir figure (47)) et pour ajouter un nouveau matériau on utilise **Add New Material**.

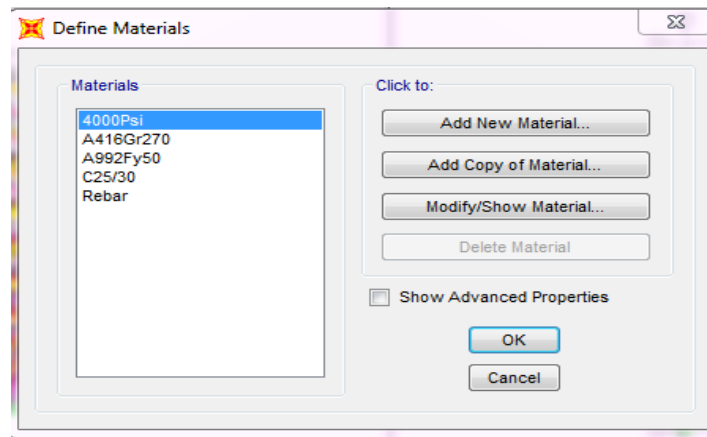


Figure 47 : Définition des caractéristiques des matériaux

Pour notre cas on utilise **Modify/Show Material** puis une fenêtre apparaîtra (voir figure (48)) pour introduire les propriétés du matériau.

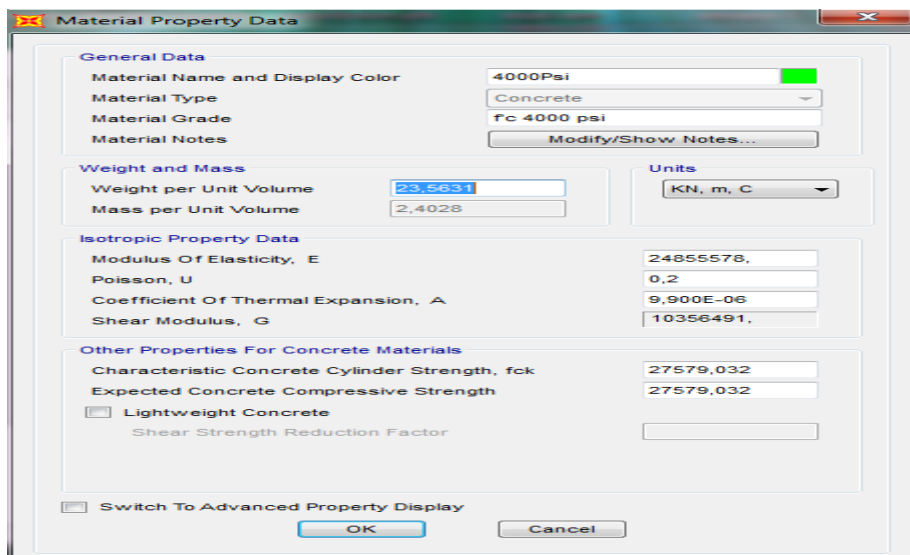


Figure 48 : Définition des propriétés des matériaux

- 8) Pour définir les sections des poteaux et des poutres on suit les étapes suivantes **Menu> Define> frame section** puis on change les paramètres tel que la longueur et la largeur de la section (voir figure (49).)

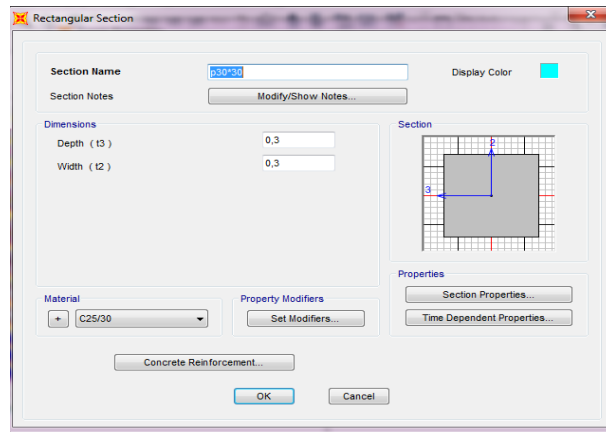


Figure 49 : Définition des sections des éléments

- 9) Pour définir la section des dalles on suit les étapes suivantes **Menu> Define> area section**. La fenêtre apparaît comme dans la figure (50)

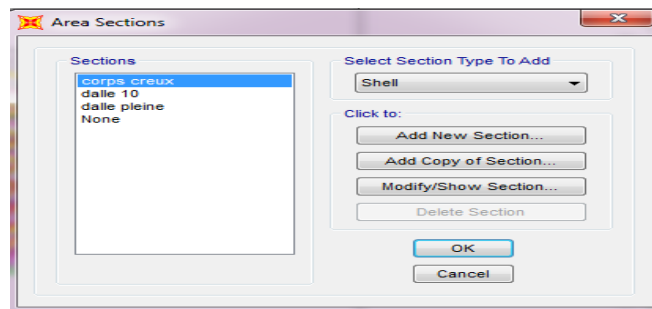


Figure 50: Définition des planchers

- 10) Définition des cas de charges statiques : **menu > define> load patterns>add new load pattern** (voir figure (51))

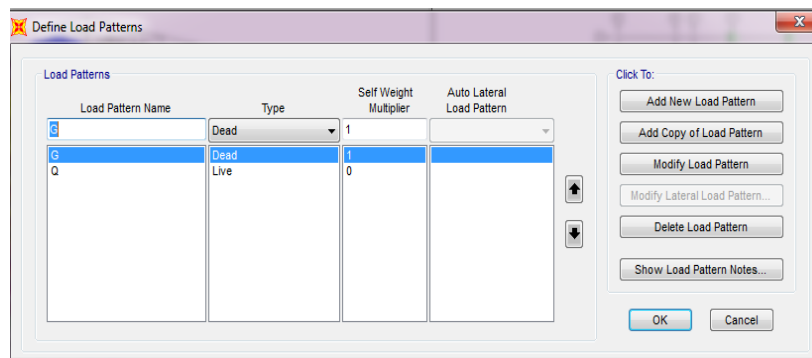


Figure 51: Définition des charges

NB : Pour notre cas nous avons pris G (charge permanentes) Avec le coefficient multiplicateur 1 (Self Weight Multiplier) pour la prise en compte du poids propre des éléments.

- 11) Pour la définition de type de charge on choisit : **menu > define> load case>add new load case** dans notre cas la charge est statique linéaire voir figure (52).

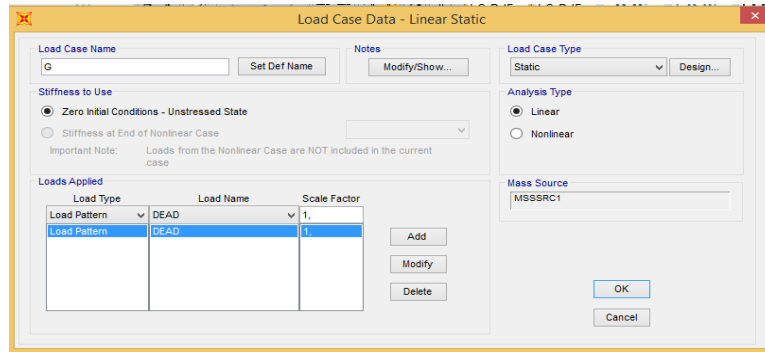


Figure 52: Définition des propriétés des matériaux

- 12) La structure modélisée par le SAP2000 donne les sections par défaut donc il faut sélectionner les poteaux, puis on appuie sur **menu > assign> Frame section**, ensuite on choisit dans la boîte de dialogue la section adéquate des poteaux et on répète les mêmes étapes pour les poutres.



- 13) On modélise les dalles à l'aide de l'outil de dessin .
- 14) On doit définir la valeur de la charge suivant cette procédure : **menu > assign > area loads** pour les charges surfaciques, la même chose pour les charges linéaires sauf qu'on remplace **area loads** par **frame loads** (voir figure (53).)

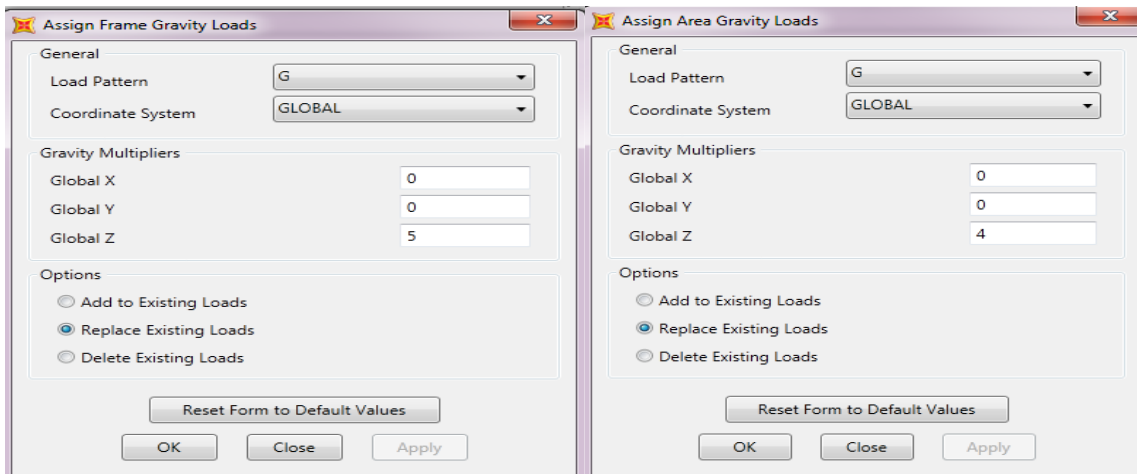


Figure 53 : Définition des valeurs des charges linéaires et surfaciques

- 15) Pour effectuer une analyse spectrale il faut suivre les étapes suivantes :
Vu l'absence de code parasismique Algérien **RPA99 Version 2003**, on doit introduire notre spectre de réponse soit manuellement ou en utilisant un autre programme (**RPA99 Version 2003**). On a choisi l'utilisation du programme (RPA99 Version 2003) vue sa simplicité.

- ✓ Afin d'introduire le spectre, on doit suivre cet ordre : **menu define> fonction> response spectrum**, puis la boîte de dialogue représentée par la figure (54) apparaîtra ensuite on choisit l'option **from file> add new function**.

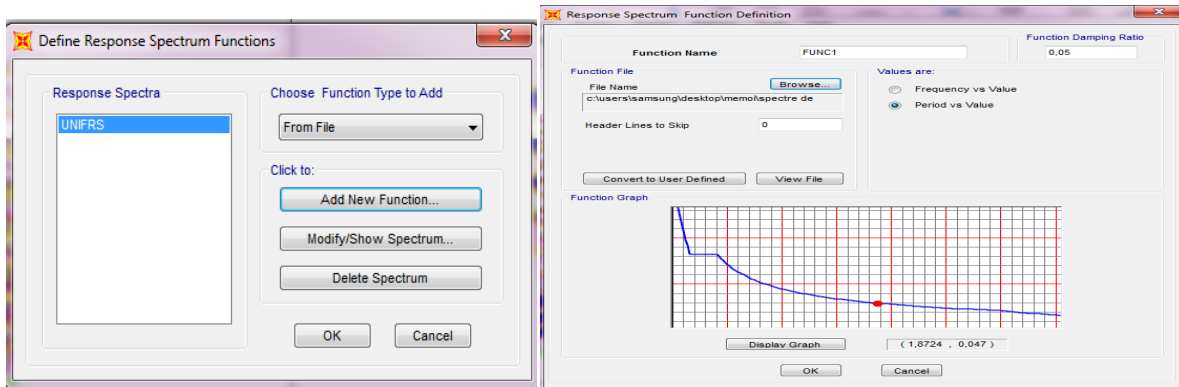


Figure 54 : Définition de spectre de réponse

- ✓ Pour calculer les valeurs de spectre on utilise le petit programme **RPA99 Version 2003** voir figure (55).

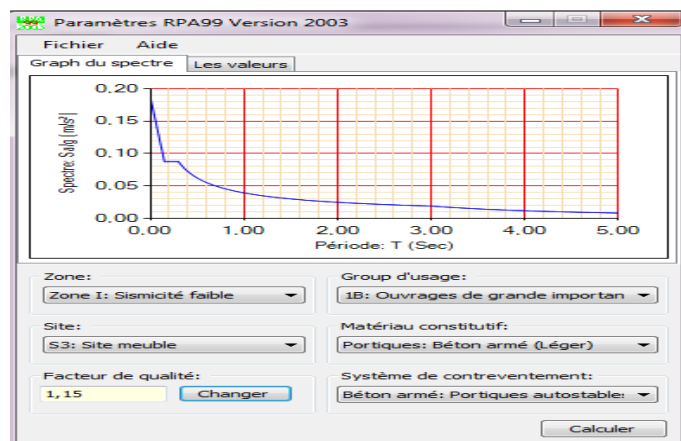


Figure 55 : Calcul de spectre de réponse

- ✓ On clique sur le bouton **browse** pour importer le fichier enregistré par le programme (voir figure (56))

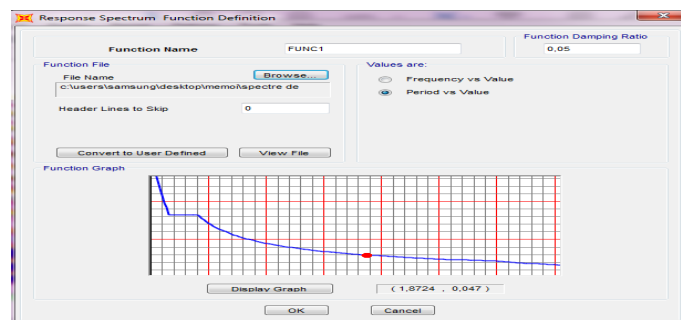


Figure 56 : Introduction de spectre dans logiciel SAP2000

- ✓ On doit définir les charges dues au spectre selon l'axe x et la même chose pour l'axe y, voir figure (57).

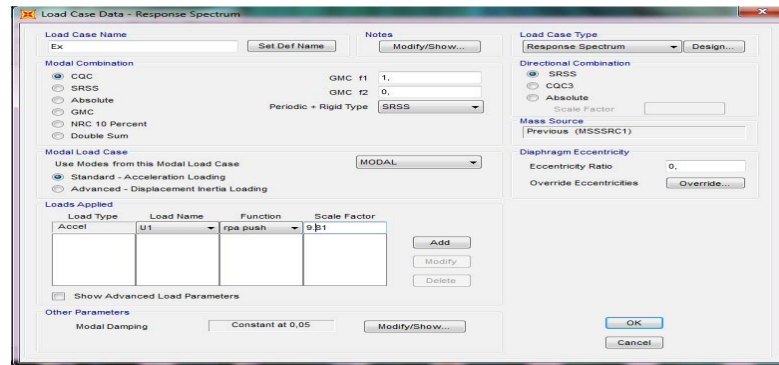


Figure 57 : Introduction du chargement de spectre

- 16) Finalement, on doit exécuter les résultats par l'option **run analysis** voir figure (58)

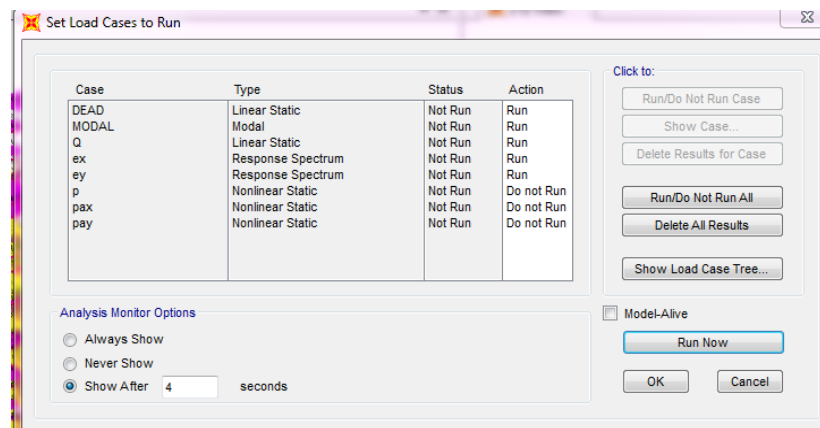


Figure 58 : Exécution des résultats

Après avoir exécuté l'analyse une fois, le modèle doit être déverrouillé à partir de la barre d'outils. Cela entraînerait la suppression de tous les résultats d'analyse. Apportez les modifications nécessaires et réexécutez le modèle.

4.2. Résultats de l'analyse push over

Commentaire :

Durant notre travail, et vu que l'analyse push over est une analyse très sensible à la définition des paramètres de convergences, On a exécuté plusieurs variantes afin d'aboutir à des résultats acceptables, les problèmes que nous avons rencontré durant notre analyse or le problème du temps est :

- ✓ L'absence de modélisation des planchers corps creux dans le logiciel SAP2000, ceux-ci sont remplacés par des charges linéaires sur des poutres principales.

- ✓ Plusieurs valeurs de chargement latérale sont préconisées par les chercheurs, donc il est impératif d'utiliser l'une de ces valeurs.
- ✓ Le problème de choix du point d'application de la force latérale qui n'est pas précisé dans la littérature, pour notre cas, on a choisi l'extrémité supérieure de la structure.
- ✓ Le nombre des '**steps**' et '**null steps**' affecte sur les résultats totaux obtenus par l'analyse push over, donc il est préférable d'avoir le nombre de '**steps**' égale au nombre de '**null steps**' [37].
- ✓ Dans le logiciel SAP 2000, il existe deux façons de définir les rotules plastiques (rotules définies par défaut, rotules définies par l'utilisateur), ce choix affecte aussi les résultats.
- ✓ Il existe aussi deux façons d'exécuter l'analyse push over, soit la force ou le déplacement, mais on a choisi la deuxième, vu qu'elle est recommandée par des chercheurs pour les structures en 3D.

Dans cette partie, on présente et on discute les résultats de l'analyse push over exécutée sur la structure existante Hôtel de Finance R+7 bloc A située à Laghouat.

4.2.1. Distribution des rotules plastiques dans la structure à la ruine

Les rotules plastiques traduisent le comportement non linéaire de la structure, les niveaux de performance affichés par les rotules lors de l'analyse Push over et l'évolution de la formation des rotules avec l'avancement des étapes de l'analyse permettent de juger le degré de dommages auxquels la structure est soumise ainsi que les parties fragiles qui peuvent connaître plus de dégâts [34]. Le logiciel SAP 2000 nous permet de visualiser le développement des rotules plastiques à n'importe quel point de la structure. Les figures (59, 60, 61,62) illustrent l'évolution des rotules plastiques de la structure.

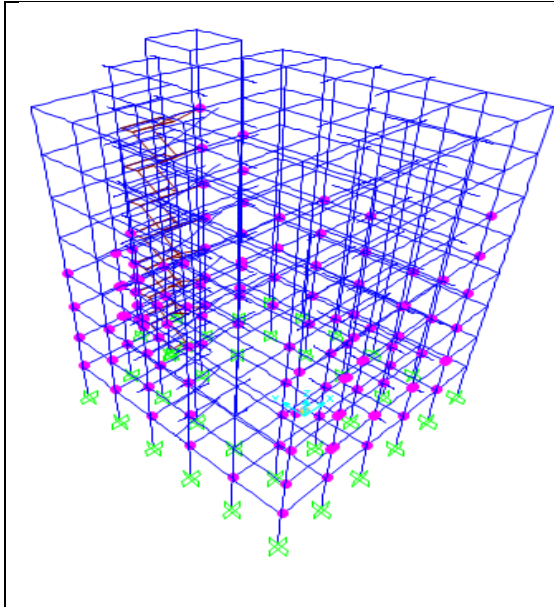


Figure 59 : Rotules plastiques dans la direction x step2

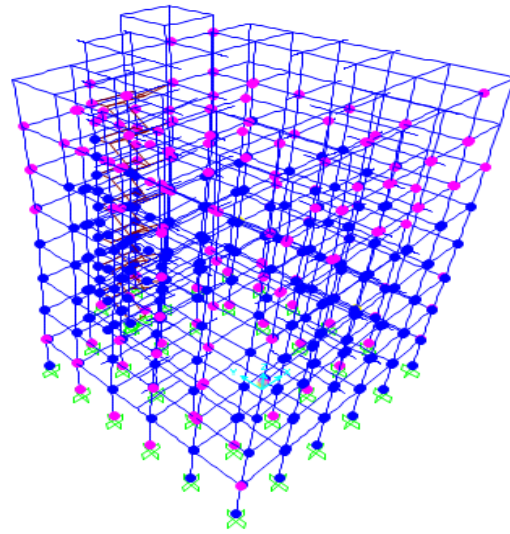


Figure 60 : Rotules plastiques dans la direction x step14

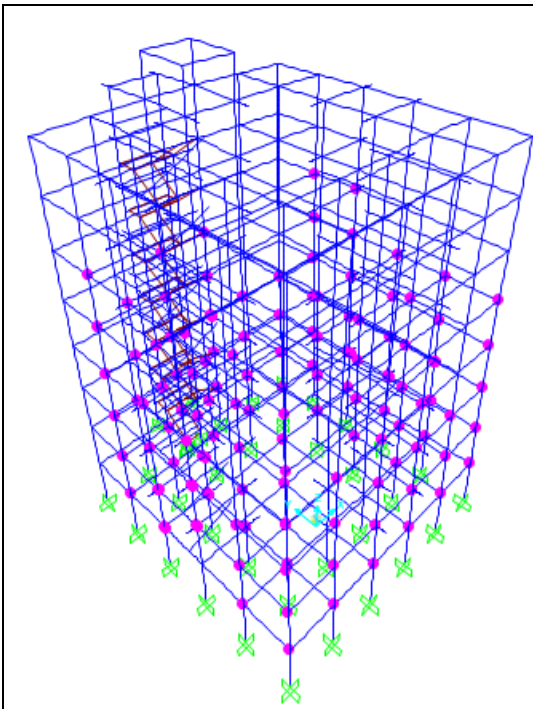


Figure 61 : Rotules plastiques dans la direction y step2

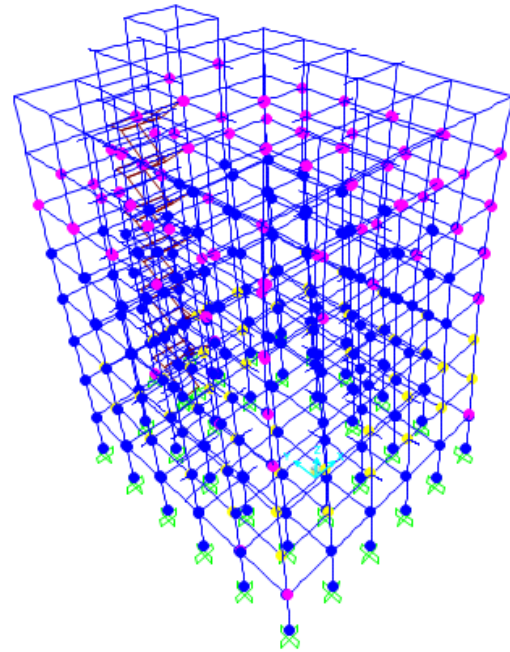


Figure 62: Rotules plastiques dans la direction y step 40

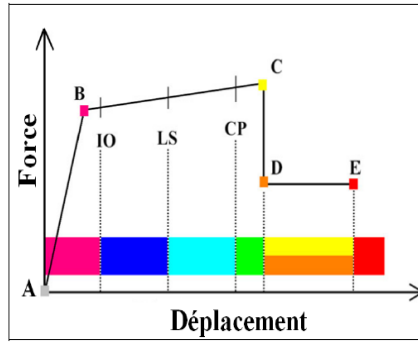


Figure 63 : Plage des rotules

Les tableaux (10,11) représentent les détails d'apparition des rotules plastiques :

Tableau10 : Détails d'apparition des rotules plastiques selon les directions x

step	Displacement cm	Base force KN	A to B	B to IO	IO to LS	LS to CP	CP to C	C to D	D to E	Beyond E	total
0	-0.139	0	1628	0	0	0	0	0	0	0	1628
1	0.729	575.182	1627	1	0	0	0	0	0	0	1628
2	3.767	2172.018	1508	120	0	0	0	0	0	0	1628
3	7.356	3068.086	1395	232	1	0	0	0	0	0	1628
4	26.402	5032.521	1233	175	220	0	0	0	0	0	1628
5	30.011	5253.507	1202	168	255	0	0	3	0	0	1628
6	30.011	5235.822	1202	167	256	0	0	3	0	0	1628
7	30.011	5225.666	1201	168	256	0	0	3	0	0	1628
8	30.011	5224.114	1201	168	256	0	0	3	0	0	1628
9	30.011	5209.838	1201	167	257	0	0	3	0	0	1628
10	30.011	5209.838	1201	167	257	0	0	3	0	0	1628
11	30.011	5203.947	1201	167	257	0	0	3	0	0	1628
12	30.011	5201.71	1201	167	257	0	0	3	0	0	1628
13	30.011	5199.734	1201	167	257	0	0	3	0	0	1628
14	30.011	5199.735	1200	168	257	0	0	3	0	0	1628

Tableau I1 : Détails d'apparition des rotules plastiques selon la direction y

step	Displacement cm	Base force KN	A to B	B to IO	IO to LS	LS to CP	CP to C	C to D	D to E	Beyond E	total
0	-0.148	0	1628	0	0	0	0	0	0	0	1628
4	27.137	5659.133	1257	140	231	0	0	0	0	0	1628
8	32.708	6009.288	1238	125	265	0	0	0	0	0	1628
12	32.708	5994.665	1238	124	266	0	0	0	0	0	1628
16	32.709	5988.025	1238	124	266	0	0	0	0	0	1628
20	32.998	6019.206	1238	123	267	0	0	0	0	0	1628
24	33.941	6069.235	1235	122	270	0	0	1	0	0	1628
28	33.954	6071.259	1235	122	270	0	0	1	0	0	1628
32	34.819	6114.514	1231	122	266	0	0	9	0	0	1628
36	34.827	6112.312	1231	122	266	0	0	9	0	0	1628
40	41.465	6427.96	1218	106	251	0	0	53	0	0	1628

Après visualisation de la distribution des rotules plastiques dans la structure, voir figures (59, 60,61 ,62,63) , tableaux (10,11) et annexe (5). Durant la phase n°2 de chargement et pour les deux directions x et y, on remarque que les premières rotules plastiques de type **(B)** se forment aux niveaux de quelques poutres dans tous les étages, sauf pour le 6^{ème} et le 7^{ème} étages. Par ailleurs, une augmentation progressive du chargement a engendré l'apparition des rotules du niveau **(IO)** localisées au niveau de la majorité des poutres et à la base des poteaux du RDC. Ces rotules apparaissent dès l'étape n°3 dans la direction x et dès l'étape n°3 dans la direction y.

De plus, on remarque aussi l'apparition des rotules de type **(C)** dès l'étape n°5 dans la direction x et dès l'étape n°21 dans la direction y qui annonce que quelques poutres du 2^{ème} et 3^{ème} niveau ont connu un grand endommagement.

Enfin, On observe l'absence des rotules de types **(LS)**, **(CP)** et **(E)**.

Le mécanisme de ruine de la structure est un mécanisme plastique global car les rotules plastiques se forment aux extrémités des poutres et à la base des poteaux de rez-de-chaussée [38].

4.2.2. Courbe Push over

Le tableau (12) représente l'effort tranchant maximal élastique et plastique :

Tableau12 : L'effort tranchant maximal élastique et plastique

Structure	Déplacement cible (m)	Effort tranchant maximale élastique à la base (KN)	Effort tranchant maximale plastique à la base (KN)
Direction x	1,128	575.182	5253.822
Direction y	1,128	1018.581	6427.96

D'après le tableau (12) on remarque que l'effort tranchant maximale plastique à la base est 9 fois l'effort élastique dans la direction x et 6 fois dans la direction y. Donc le palier de plasticité dans la direction x est plus large.

On a utilisé pour l'obtention de la courbe push over le logiciel SAP2000 non-linéaire. Les résultats sont donnés sous forme de courbe qui relie l'effort tranchant à la base et le déplacement au sommet de la structure (figure 64).

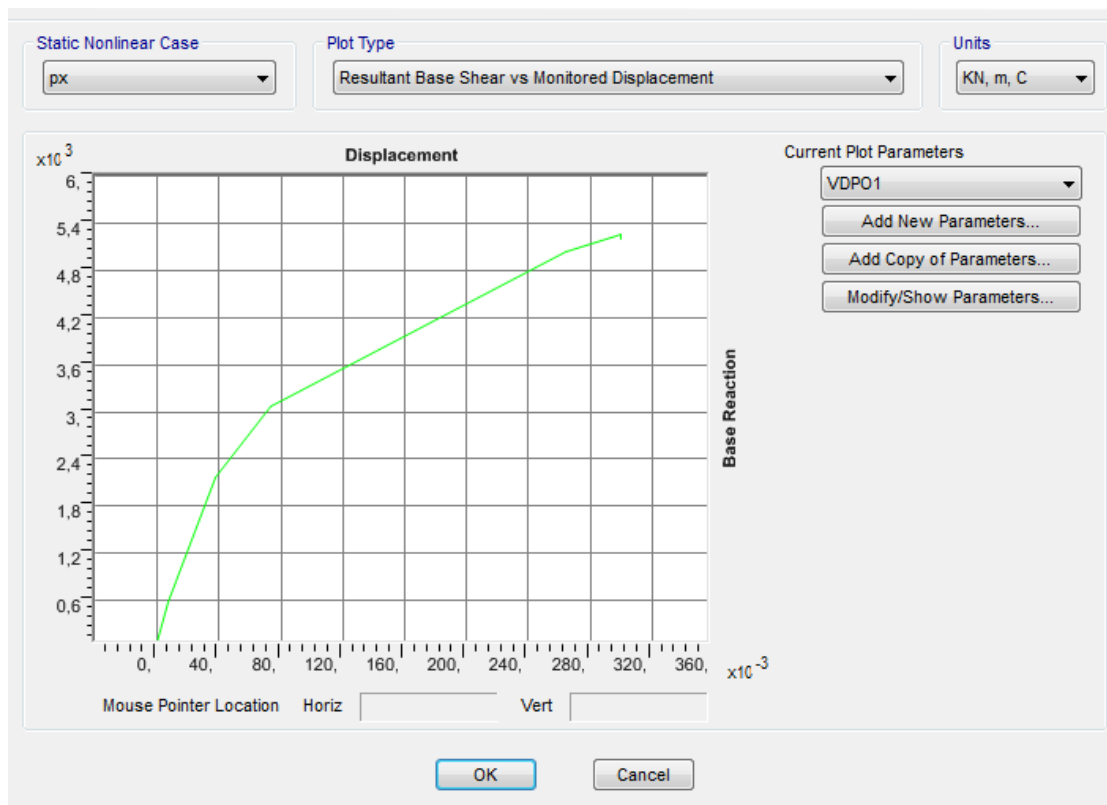


Figure64 : Courbe push over dans les directions x

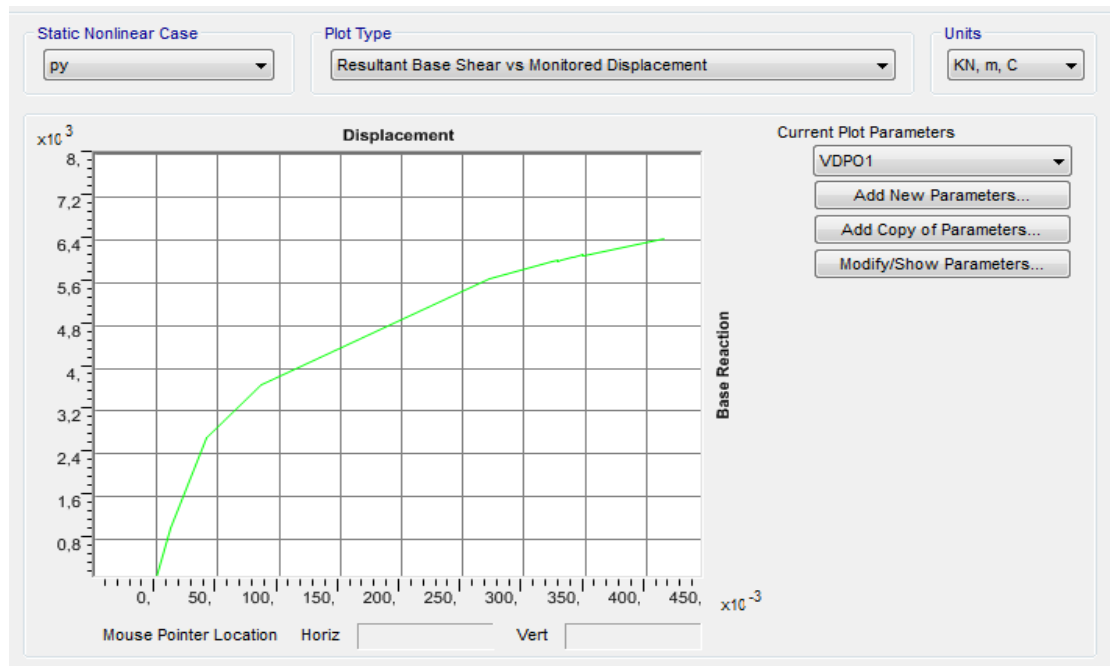


Figure 65: Courbe push over dans la direction y

D'après figures (64,65) on observe que :

- Les deux courbes sont de même forme, ils ont composé d'une partie linéaire et une partie non-linéaire.
- La résistance maximale de la structure selon le sens(x) est de l'ordre de 5253.822KN comparé à celui du sens (y) qui est de l'ordre de 6427.96 KN.
- La structure a fourni une réponse élastique dans la direction x jusqu'à atteindre un déplacement de 0.8 cm, celle-ci correspond à un effort tranchant élastique à la base de 575.182 KN. Par ailleurs, à partir du déplacement de 0.8 cm jusqu'à 30 cm, on observe un accroissement de l'effort tranchant à la base de la structure de huit fois. Dans la direction y on atteint un déplacement de 1.2cm qui correspond à un effort tranchant limite élastique de 1018.581KN, mais durant la phase plastique de 1.2 cm jusqu'à 41.465 cm on a remarqué aussi un accroissement de l'effort tranchant à la base de la structure de cinq fois.
- Les caractéristiques des limites élastiques (effort tranchant – déplacement) montrent que la structure a une marge élastique plus importante dans la direction (y) comparée à celle de la direction (x).

4.2.3. Point de performance

Pour la méthode de spectre de capacité "ATC40" qui est basée sur les déplacements, l'action sismique est représentée par les spectres de dimensionnement élastiques en déplacement – accélération, format (A- D). Il est à noter que ces types de spectres propres aux différents types

de sol n'existent pas dans les Règles Parasismiques algériennes RPA. Donc on doit utiliser l'ATC 40 pour introduire les coefficients C_a (coefficient sismique d'accélération) et C_v (coefficient sismique de vitesse) qui permettent de caractériser le type de sol et l'action sismique. Dans notre cas, la structure est située dans la zone I et sur un sol de classe S3, donc $C_a = 0.17$ et $C_v = 0.25$ selon ATC40 [39] (annexe 3,4) après interpolation des deux valeurs. La modification du type de sol cause une grande variation des coefficients sismiques C_a et C_v , ces derniers influencent sur le spectre de réponse élastique et par conséquent sur le point de performance qui traduit le comportement réel de la structure.

Le point de performance permet d'évaluer le déplacement maximal que la structure peut subir, et en conséquence son degré d'évaluation dans le domaine plastique.

Le point de performance de la structure obtenue à l'aide de logiciel SAP2000 est comme suit :

Direction x

D'après les figures (66,67) on a les résultats suivants :

$$V_{pp} = 2272.987 \text{ KN} ; D_{pp} = 0.042 \text{ m}$$

$$S_a = 0.314g ; S_d = 0.037 \text{ m}$$

Direction y

$$V_{pp} = 1587.8 \text{ KN} ; D_{pp} = 0.039 \text{ m}$$

$$S_a = 0.348g ; S_d = 0.033 \text{ m}$$

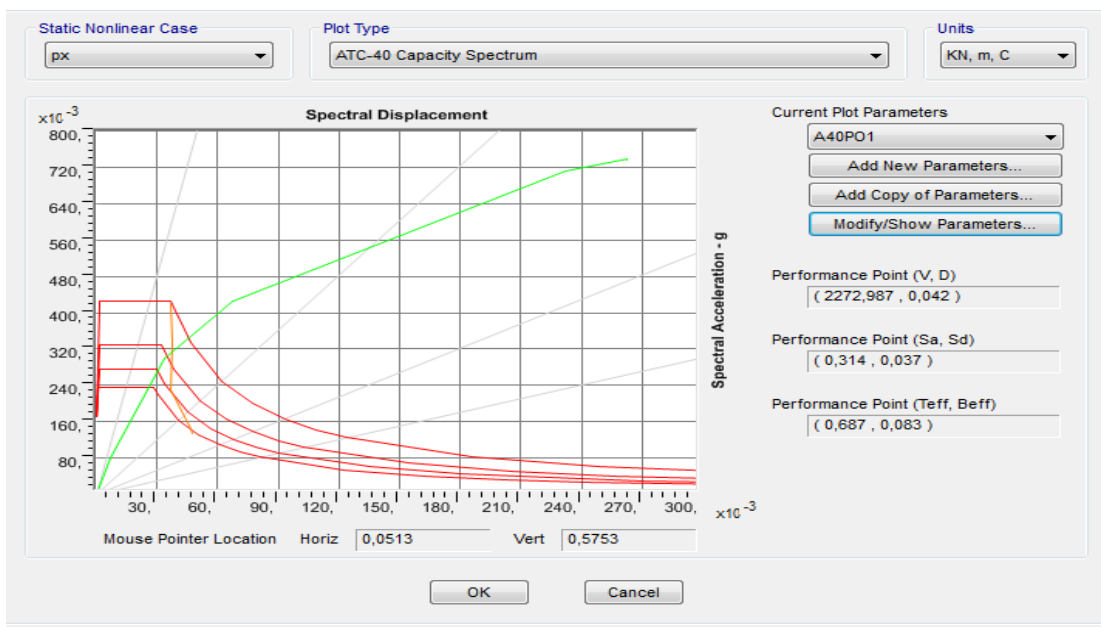


Figure66 : Point de performance dans les directions x

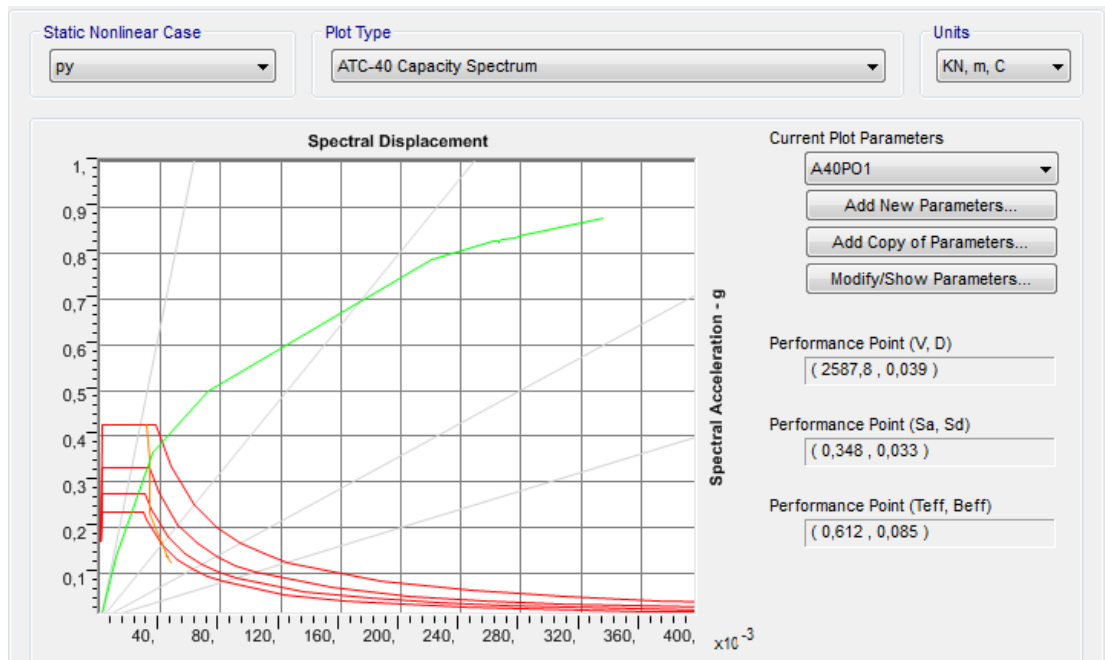


Figure 67 : Point de performance dans la direction y

D'après les Courbes Figure (66,67) on peut remarquer que :

- Le point de performance selon le sens (x), correspondant à un déplacement de demande d'une valeur de 4.2 cm et à un effort tranchant à la base d'une valeur de 2272,987KN est situé au niveau de performance IO.
- Selon le sens (y), le point de performance a un déplacement de demande de 3,9cm et un effort tranchant à la base d'une valeur de 2587.8 KN. Ce point est situé dans le niveau de performance (B).
- La période maximale où la structure est en sécurité est 0.687 s dans la direction x et 0.612 s dans la direction y.

Donc la structure est stable vis-à-vis un séisme de faible sismicité.

✚ Raideur de la structure au point de performance (K_p) et indicateur de dégradation global de la structure (I_d) :

L'état élastique limite de la structure correspond à un déplacement élastique limite $D_y=0.7\text{cm}$, et un effort tranchant élastique limite $V_y=575.182\text{KN}$ dans la direction x.

La raideur initiale (élastique) : $K_{ex}=82168.86\text{KN/m}$.

Dans la direction y

$D_y=1.1\text{cm}$

$V_y=1018.581\text{KN}$

$K_{ey}=92598.27\text{KN/m}$.

A mesure que les éléments de la structure se plastifient, la structure subit des dommages qui se traduisent par une diminution de sa résistance initiale (K_e).

Au point de performance, les raideurs de la structure suivant l'axe x et y sont :

$$K_{px} = \frac{V_{px}}{D_{px}} = 54118.74 \text{ KN/m}$$

$$K_{py} = \frac{V_{py}}{D_{py}} = 66353.84 \text{ KN/m}$$

Un indicateur de dégradation global de la structure (I_d) peut être défini par [40] :

$$I_d = 1 - \frac{K_p}{K_e} \quad (2.24)$$

Le calcul de l'indice de dégradation suivant les deux directions x et y donnent les valeurs suivantes :

$$I_{dx} = 0.341 = 34.1\%$$

$$I_{dy} = 0.283 = 28.3\%$$

Ainsi, au point de performance, la plastification de la structure engendre une diminution de la raideur initiale de l'ordre de **34%** dans la direction x et **28%** dans la direction y.

4.2.4. Ductilité

a. Résultats de ductilité selon le FEMA440

Le SAP 2000 offre la possibilité d'avoir la ductilité. Les résultats de ductilité sont représentés selon le FEMA 440 [41] :

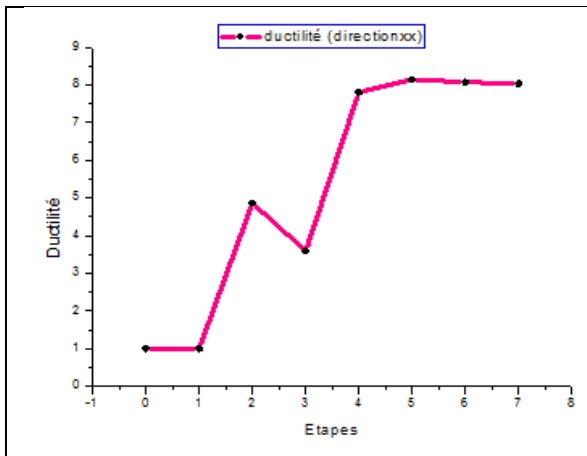


Figure 68 : Ductilité selon les directions x

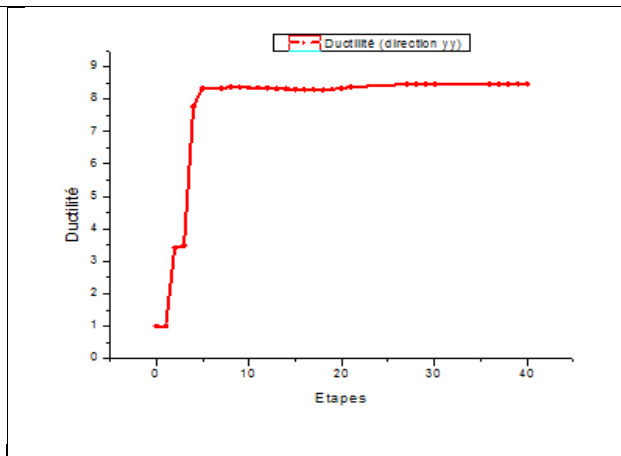


Figure 69 : Ductilité selon la direction y

Tableau13 : Ductilité en fonction du nombre d'étapes direction x

Etapas X	Ductilité
0	1
1	1

2	4.86
3	3.59
4	7.80
5	8.14
6	8.07
7	8.03

Tableau14 : Ductilité en fonction du nombre d'étapes direction y

Etapas Y	Ductilité
0	1
7	8.32
14	8.32
21	8.36
28	8.46
36	8.46
40	8.46

D'après les tableaux (13,14) et les graphes figures (68,69) on remarque que :

- La ductilité dans le palier élastique égale à 1 dans tous les cas.
- Après l'introduction dans le palier plastique,
 - ✓ Dans le sens x les valeurs de la ductilité augmentent jusqu'à atteindre la valeur 8.14 après une diminution à la 3^{ème} étape ,puis elle se stabilise.
 - ✓ Dans le sens y les valeurs de la ductilité augmentent jusqu'à atteindre la valeur 8.32 puis elle se stabilise.
 - ✓ D'après ces résultats on conclut que les valeurs supérieures à 1 de la ductilité montrent qu'il y a une plastification de la structure représentée par la présence des rotules.
 - ✓ D'après les tableaux (13) et (14), La structure peut atteindre jusqu'à 8 fois le déplacement élastique donc la structure peut travailler hors du domaine élastique.

b. Demande en ductilité (μ_D)

La demande en ductilité est un critère qui situe le degré de pénétration de la structure dans le domaine post élastique [42].

Dans la direction x l'état élastique limite de la structure correspond à un déplacement $D_{yx}=0.7\text{cm}$.

Le déplacement imposé à la structure (Point de performance) correspond à un déplacement $D_{px} = 4.2\text{cm}$.

Soit la demande en ductilité qui peut être estimée par le rapport [42] :

$$\mu_D = \frac{D_P = 4.2}{D_e = 0.7} = 6$$

Dans la direction y

$D_{yy} = 1.1\text{cm}$ et $D_{py} = 3.9\text{cm}$.

$$\mu_D = \frac{D_P = 3.9}{D_e = 1.1} = 3.54$$

Plus que le facteur (μ_D) est grand, le degré de pénétration de la structure dans le domaine plastique est important [40]. Donc notre cas, le degré de pénétration dans le domaine plastique est plus important dans la direction x comparé à la direction y.

4.2.5. Degré de dégradation

Indice de dommage de Park & Ang sans partie hystérésis (Park et al., 1985) [43] est une mesure quantitative qui permet de classer numériquement l'état de la structure évaluée en cinq états de dommages Tableau (15).

$$DI = \frac{\delta_m - \delta_y}{\delta_u - \delta_y} \quad (2.25)$$

δ_m : est le déplacement maximum dans la zone non-linéaire (point de performance).

δ_y : est le déplacement élastique (sans endommagement).

δ_u : est le déplacement ultime (ruine totale).

Tableau 15: Degré de dommages

Degré de dommage	Indice de dommage	Etat de dommages
0	$DI < 0.1$	Aucun dégât
1	$0.1 < DI < 0.25$	Léger
2	$0.25 < DI < 0.40$	Modéré
3	$0.40 < DI < 1.00$	Important
4	$DI > 1.00$	Ruine

Dans les sens x :

$$DI = \frac{4.2 - 0.7}{30 - 0.7} = 0.12$$

Alors :

$$0.1 < DI < 0.25$$

Donc on a un degré de dommage de classe 1 ce qui signifie une dégradation de la structure est de type léger.

Dans le sens y :

$$DI = \frac{3.9 - 1.1}{41.46 - 1.1} = 0.07$$

Alors :

$$DI < 0.1$$

Donc on a un degré de dommage de classe 0 ce qui signifie qu'il n'y a pas des dégâts observés.

4.2.6. Déplacement inter-étages

Le tableau (16) ci-dessous résume les résultats de déplacements et déplacements inter-étages obtenus de lors de l'analyse statique non linéaire, ces résultats correspondent aux déplacements maximums des nœuds du portique près du point de performance.

Tableau16 : Déplacement inter-étages au point de performance

Etages	ΔD_x (cm)	ΔD_y (cm)	0.01h	Condition de RPA
RDC	0.67	0.54	3.2	verifier
1	1.15	0.93	3.2	verifier
2	1.14	0.88	3.2	verifier
3	0.93	0.68	3.2	verifier
4	0.67	0.49	3.2	verifier
5	0.52	0.36	3.2	verifier
6	0.32	0.24	3.2	verifier
7	0.16	0.08	3.2	verifier

On remarque que les déplacements inter-étages vérifient les conditions de justification vis-à-vis la déformation. On voit aussi que ces valeurs sont plus grandes par rapport à l'analyse modale.

5. Conclusion

Ce chapitre a été consacré à l'application de la méthode push over sur un cas d'un bâtiment à usage administratif (R+7) implanté à Laghouat zone de sismicité faible, les résultats obtenus nous ont permis d'évaluer le comportement de ce bâtiment à ossature auto-stable en béton armé ainsi que l'estimation des dommages qu'il pourra subir. Les principaux résultats obtenus sont :

- L'analyse push over, permet d'avoir une idée sur le processus d'endommagement, et ainsi de déterminer les zones critiques.
- La structure est stable vis-à-vis un faible séisme, il n'est pas obligatoire de prévoir des voiles.
- On en déduit alors que dans le cas d'un puissant séisme la structure peut connaître des dommages graves.
- Les rotules plastiques sont apparues au niveau des extrémités des poutres, à cause de la faible rigidité des poutres et la forte rigidité des poteaux ce qui confirme le respect des conditions de conception de l'RPA 99 V2003 [3].
- La forme de la structure présentant un patio au milieu joue un rôle important à la résistance vis-à-vis le séisme.
- Les résultats de la modélisation en 3D montrent que notre structure (pour la zone I, faible sismicité) dans les deux sens est dans le domaine post-élastique et elle est plus vulnérable dans sens (y) que dans le sens (x)

Conclusion générale

Le calcul statique non linéaire est capable d'évaluer la vulnérabilité sismique des structures, d'étudier l'état de la structure sous l'action d'un séisme et de fournir ainsi des informations nécessaires comme la ductilité globale. Donc il convient de conclure qu'il est recommandé pour le calcul et le dimensionnement des structures de réaliser une analyse Push over afin d'évaluer la capacité portante d'une structure en générale, et connaître le positionnement des rotules plastiques en particulier. Pour les structures existantes, il est impératif de réaliser une analyse non linéaire comme l'analyse Push over qui est relativement facile à élaborer en vue d'estimer la capacité portante de ces structures existantes ainsi que le positionnement des rotules plastiques dans le but de les renforcer.

A travers notre étude, les conclusions suivantes peuvent être émises :

- Le logiciel SAP 2000 peut visualiser l'ordre d'apparition des rotules plastiques
- Les résultats obtenus montrent que les mécanismes de ruine sont des mécanismes plastiques globaux et les rotules plastiques se forment aux extrémités des poutres et à la base des poteaux de rez-de-chaussée.
- L'effort tranchant maximale plastique à la base est 9 fois l'effort élastique dans la direction x et 6 fois dans la direction y. Donc le palier de plasticité dans la direction x est plus large.
- La résistance maximale de la structure selon le sens(x) est de l'ordre de 5253.822 KN comparé à celui du sens (y) qui est de l'ordre de 6427.96 KN.
- La structure a fourni une réponse élastique dans la direction x jusqu'à atteindre un déplacement de 0.8 cm, celle-ci correspond à un effort tranchant élastique à la base de 575.182 KN. Par ailleurs, à partir du déplacement de 0.8 cm jusqu'à 30 cm, on observe un accroissement de l'effort tranchant à la base de la structure de huit fois. Dans la direction y on atteint un déplacement de 1.2cm qui correspond à un effort tranchant limite élastique de 1018.581KN, mais durant la phase plastique de 1.2 cm jusqu'à 41.465 cm on a remarqué aussi un accroissement de l'effort tranchant à la base de la structure de cinq fois.
- Les caractéristiques des limites élastiques (effort tranchant – déplacement) montrent que la structure a une marge élastique plus importante dans la direction (y) comparée à celle de la direction (x).

- Le point de performance selon le sens (x), correspondant à un déplacement de demande d'une valeur de 4.2 cm et à un effort tranchant à la base d'une valeur de 2272,987KN est situé au niveau de performance (IO).
- Selon le sens (y), le point de performance a un déplacement de demande de 3,9cm et un effort tranchant à la base d'une valeur de 2587.8 KN. Ce point est situé dans le niveau de performance (B).
- La période maximale où la structure est en sécurité est de l'ordre de 0.687 s dans la direction x et 0.612 s dans la direction y.
- Au point de performance, la plastification de la structure engendre une diminution de la raideur initiale de l'ordre de 34% dans la direction x et 28% dans la direction y.
- La demande en ductilité est un critère qui situe le degré de pénétration de la structure dans le domaine post élastique
- Le degré de dommage de la structure selon le sens x est de classe 1, ce que signifie que la dégradation de la structure est de type léger.
- Le degré de dommage de la structure dans le sens y est de classe 0, ce que signifie qu'il n'y a pas des dégâts observés.
- Les déplacements inter-étages vérifient les conditions de justification vis-à-vis la déformation. On voit aussi que ces valeurs sont plus grandes par rapport à l'analyse modale.

En perspective, on souhaite :

- ✓ D'intégrer la méthode push over dans le règlement parasismique algérien RPA 99V2003, pour évaluer la vulnérabilité sismique des bâtiments existants.
- ✓ D'analyser une structure dans une zone de forte sismicité.
- ✓ D'analyser une structure irrégulière.

Références

- [1] M. AIDJOULI, « Etude comparative entre la méthode statique équivalente et la méthode modale spectrale pour l'évaluation des charges sismiques », Mémoire de Master, Université Mohamed Boudiaf-M'sila, 2018.
- [2] A. Plumier et H. Degée, « Conception parasismique dans le contexte de l'Eurocode 8 », 2011.
- [3] CGS " Règles parasismiques algériennes" RPA99/VERSION 2003, Document Technique réglementaire, Ministre de l'habitat.
- [4] V. Davidovici, C. SaintJean, A. Capra, D. Corvez, C. S. Ghavamian, et V. Le Corvec, Pratique du calcul sismique: Guide d'application. Editions Eyrolles, 2013.
- [5] P. Balandier, « Conception parasismique des bâtiments (structures)-Courses of parasismic construction », DDE Martinique–SECQUIP, 180p, 2001.
- [6] A. Kahil, M. Hamizi, and N. E. Hannachi, "Méthode d'analyse des structures auto-stables en zone sismique," Communication Science & technologie, no. 12, 2013.
- [7] E. Chaljub, D. Komatitsch, J.-P. Vilotte, Y. Capdeville, B. Valette, and G. Festa, "Spectral-element analysis in seismology," Advances in geophysics, vol. 48, pp. 365–419, 2007.
- [8] D. Komatitsch, S. Tsuboi, J. Tromp, A. Levander, and G. Nolet, "The spectral-element method in seismology," Geophysical monograph-american geophysical union, vol. 157, p. 205, 2005.
- [9] A. K. Gupta, Response spectrum method in seismic analysis and design of structures, vol. 4. CRC press, 1992.
- [10] U. Lee, J. Kim, and A. Y. Leung, "The spectral element method in structural dynamics," Shock and vibration digest, vol. 32, no. 6, pp. 451–465, 2000.
- [11] Megnounif.A, Djafour.M, « REFLECTION SUR LE SPECTRE REGLEMENTAIRE ET LE FACTEUR DE COMPORTEMENT DES RPA », Algérie Equipement 2005.
- [12] E. Saez, « conception des bâtiments basé sur la notion de performance », hal-00272734, Ecole Centrale de Paris, 2006.
- [13] T.Branci, S.Bourada, and A.Guendoussi, « EVALUATION DU CHARGEMENT LATÉRALE SISMIQUE D'UNE STRUCTURE AUTO-STABLE DISSYMETRIQUE EN PLAN», ALGERIE EQUIPEMENT N°53.
- [14] A. Ourabah et A. Tahakourt, « Analyse Non Linéaire Statique Et Dynamique Des Structures Tridimensionnelles Auto- Stables », Mémoire de Magister, Université abderrahmane mira béjaia, 2010.

- [15] S. Oğuz, « Evaluation of pushover analysis procedures for frame structures », Master of Science Thesis, METU, 2005.
- [16] M. A. Belkheir, « Influence de la disposition des voiles sur la performance sismique des structures mixtes », Mémoire de Magister, Université Mouloud Mammeri, 2012.
- [17] A. Ourabah, S. Hamouche, A. Seghir, et A. Tahakourt, « Analyse Pushover d'une Structure Auto Stable (R+ 8) Pushover Analysis of Multistory Structures », in Symposium International sur la Construction en Zone Sismique, Université Hassiba Benbouali, Chlef, 2010.
- [18] O. BADLA, « Analyse Pushover Des Portiques En BA Etude Comparative », Mémoire de Magister, Université Mohamed khider Biskra., 2011.
- [19] C. Desprez, « Analyse et réduction de la vulnérabilité sismique des structures existantes: renforcement par collage de tissus de fibres de carbone (TFC) », PhD Thesis, 2010.
- [20] A.El ghoulbzouri, K.Benaissa, Z. El alami, A.Ezziani, M.El Youbi ,and A. Khamlich, O. Mouhat, « Application de la méthode d'analyse statique non-linéaire sur un bâtiment R+3 », 22ème Congrès Français de Mécanique, Lyon, 24 au 28 Août 2015.
- [21] C. BELKACEM, « Evaluation de la vulnérabilité sismique des structures », PhD Thesis, 2018.
- [22] I. ABDESSLAM, « ANALYSE SISMIQUE DES STRUCTURES EN BETON ARME PAR LA METHODE PUSHOVER », Mémoire de Magister, Université Mohamed Khider-Biskra, 2010.
- [23] N. K. Manjula, P. Nagarajan, et M. T. P. Madhavan, « A comparison of basic pushover methods », International Refereed Journal of Engineering and Science, vol. 2, n° 5, p. 14–19, 2013.
- [24] R. Leslie, « The pushover analysis, explained in its simplicity », in National Conference (Recent Advances in Civil Engineering) RACE” 13 at SAINTGITS College of Engineering, Kottayam, 2013.
- [25] Federal Emergency Management Agency, FEMA-273, NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, 1997.
- [26] A. Dilsiz, « Assessment of nonlinear static (pushover) analysis procedures using field experience », PhD Thesis, 2013.
- [27] Computers et I. Structures, SAP2000 linear and nonlinear static and dynamic analysis and design of three-dimensional structures. Computers and Structures, Inc. Berkeley, CA, 2009.
- [28] N. Souadji, « Analyse statique non-linéaire des portiques autostables et mixtes en béton arme », Mémoire de Master.

- [29] Fajfar P. and Fischinger M, Nonlinear Seismic Analysis of R/C Buildings: Implications of a Case Study, *European Earthquake Engineering*, Vol.1, (31-43), 1987.
- [30] Eberhard M.O. and Sözen M.A, Behavior-Based Method to Determine Design Shear in Earthquake Resistant Walls, *Journal of the Structural Division, American Society of Civil Engineers*, New York, Vol.119, No.2, (619-640), 1993.
- [31] A. Kadid and A. Boumrkik, “Pushover analysis of reinforced concrete frame Structures” *Asian journal of civil engineering” (BUILDING AND HOUSING) VOL. 9, NO. 1 (2008).*
- [32] Y. MENASRI, M. NOUAOURIA, et M. GUENFOUD, « EVALUATION DE LA VULNERABILITE SISMIQUE A L’ECHELLE D’UNE STRUCTURE EN BETON ARME PAR L’ANALYSE STATIQUE NON LINEAIRE (PUSHOVER) », in Symposium international sur la construction en zone sismique, université Hassiba BEN BOUALI, Chlef (Algérie), 2010.
- [33] A.El ghoulbzouri, K.Benaissa, Z. El alami, A.Ezziani, M.El Youbi ,and A. Khamlich, O. Mouhat, « Application de la méthode d’analyse statique non-linéaire sur un bâtiment R+3 », 22ème Congrès Français de Mécanique, Lyon, 24 au 28 Août 2015.
- [34] A. EL GHOULBZOURI et S. El Hannoudi, « Determination of the performance point of reinforced concrete frames using the nonlinear static method pushover », *Journal of Materials and Engineering Structures «JMES»*, vol. 1, n° 3, p. 146–154, 2014.
- [35] Y. Ahmed, « Seismic Evaluation of Reinforced Concrete Frames Using Pushover Analysis », *AL-Rafdain Engineering Journal (AREJ)*, vol. 21, n° 3, p. 28–45, 2013.
- [36] M. Lutfi, H. Arien, M. Hendrawati, P. J. Ramadhansyah, et N. I. Ramli, « Assessment of safety performance level on simple urban residential building: Case study at Bogor city Indonesia », in *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 2020, vol. 712, n° 1, p. 012004.
- [37] CSI (Computers et I.) Structures, *CSI analysis reference manual for SAP2000, ETABS, SAFE and CSiBridge*. CSI Berkeley, CA, 2013.
- [38] A.KASSUOL, « Cours Ossatures Bâtiment », UHBChef, MASTER Génie Civil – Option Structures civiles et industrielles CHAPITRE 4, 2015 ,2016.
- [39] ATC-40, *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, Vol. 1, Applied Technology Council, Redwood City, California, 1996.
- [40] Sun-Pil Kim. And Yahia C Kurama, An Alternative Pushover Analysis Procedure to Estimate Seismic Displacement Demands *Engineering Structures*, vol 30, (3793-3807).
- [41] C. D. Comartin *et al.*, « A Summary of FEMA 440: improvement of nonlinear static seismic analysis procedures », in *13th World Conference On Earthquake Engineering*,

Vancouver, BC, Canada, 2004.

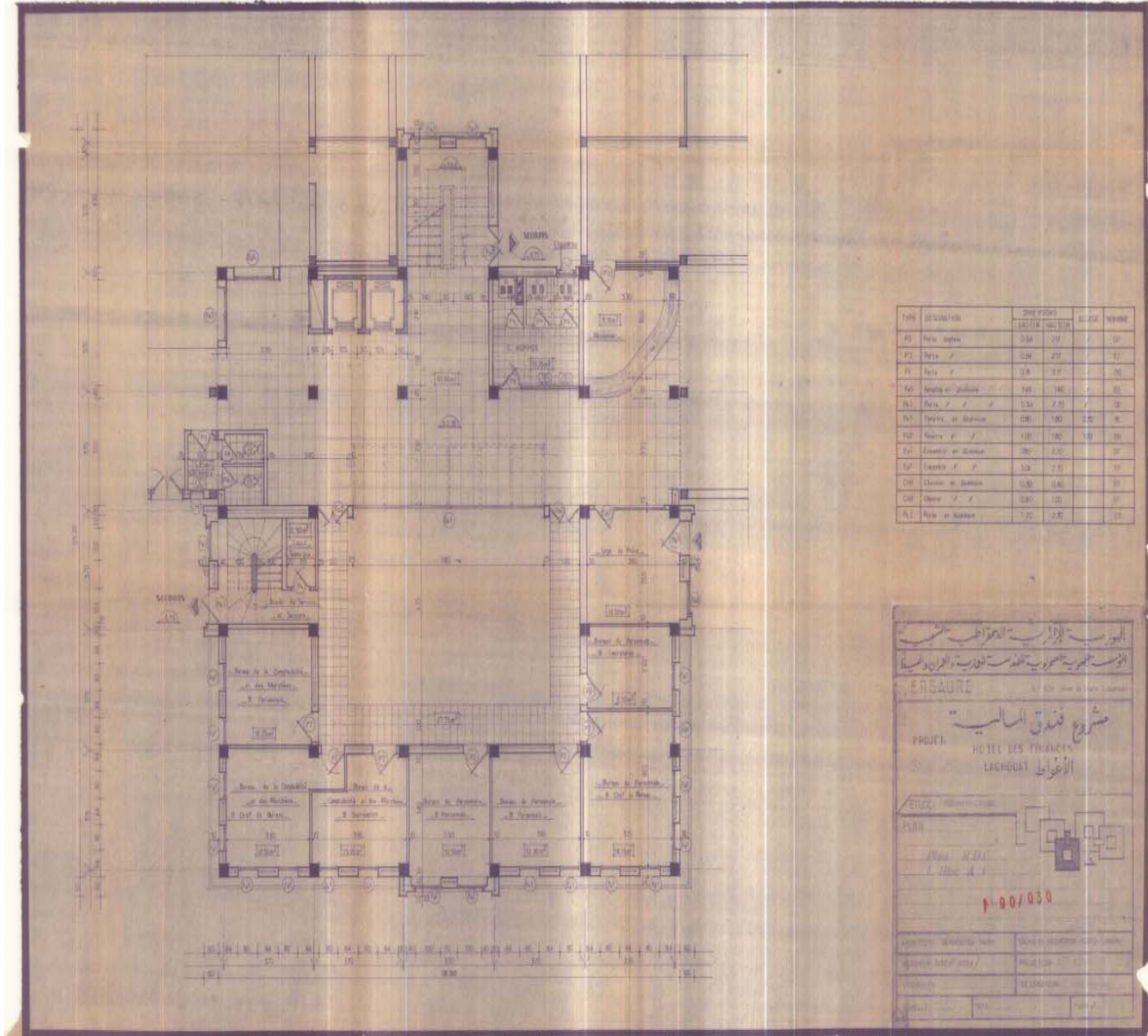
[42] Thomas Paulay, **1999**, A simple seismic design strategy based on displacement and ductility compatibility, Earthquake engineering and engineering seismology, volume 1, number 1, september 1999, pp 51-67.

[43] Park, Y.J., Ang, A.H.S., & Wen, Y.K. (1985). Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings. Journal of Structural Engineering ASCE, 111(4), 740–57.

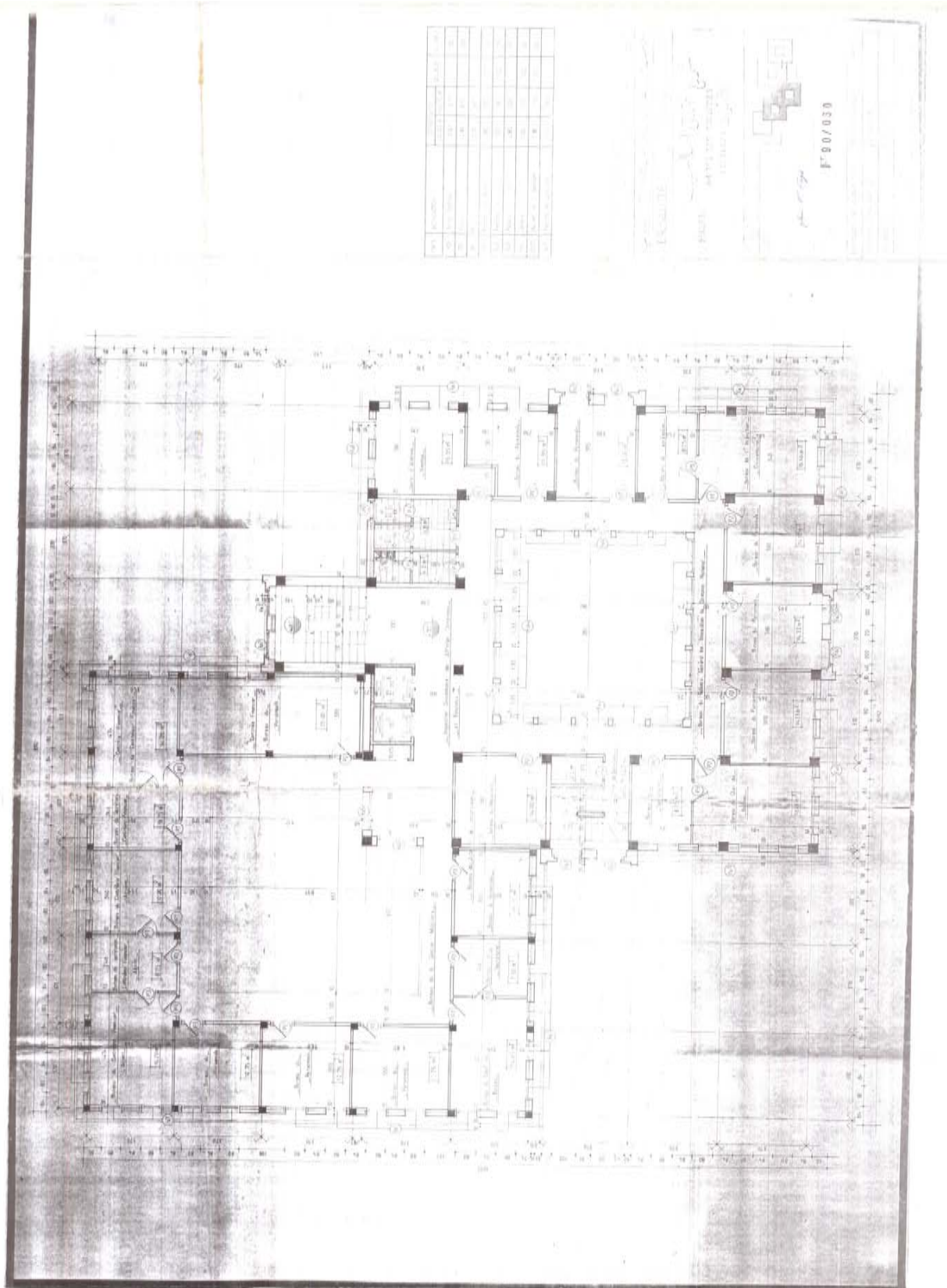
[44] P. Code, « Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance-part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings », Brussels: European Committee for Standardization, 2005.

Annexes

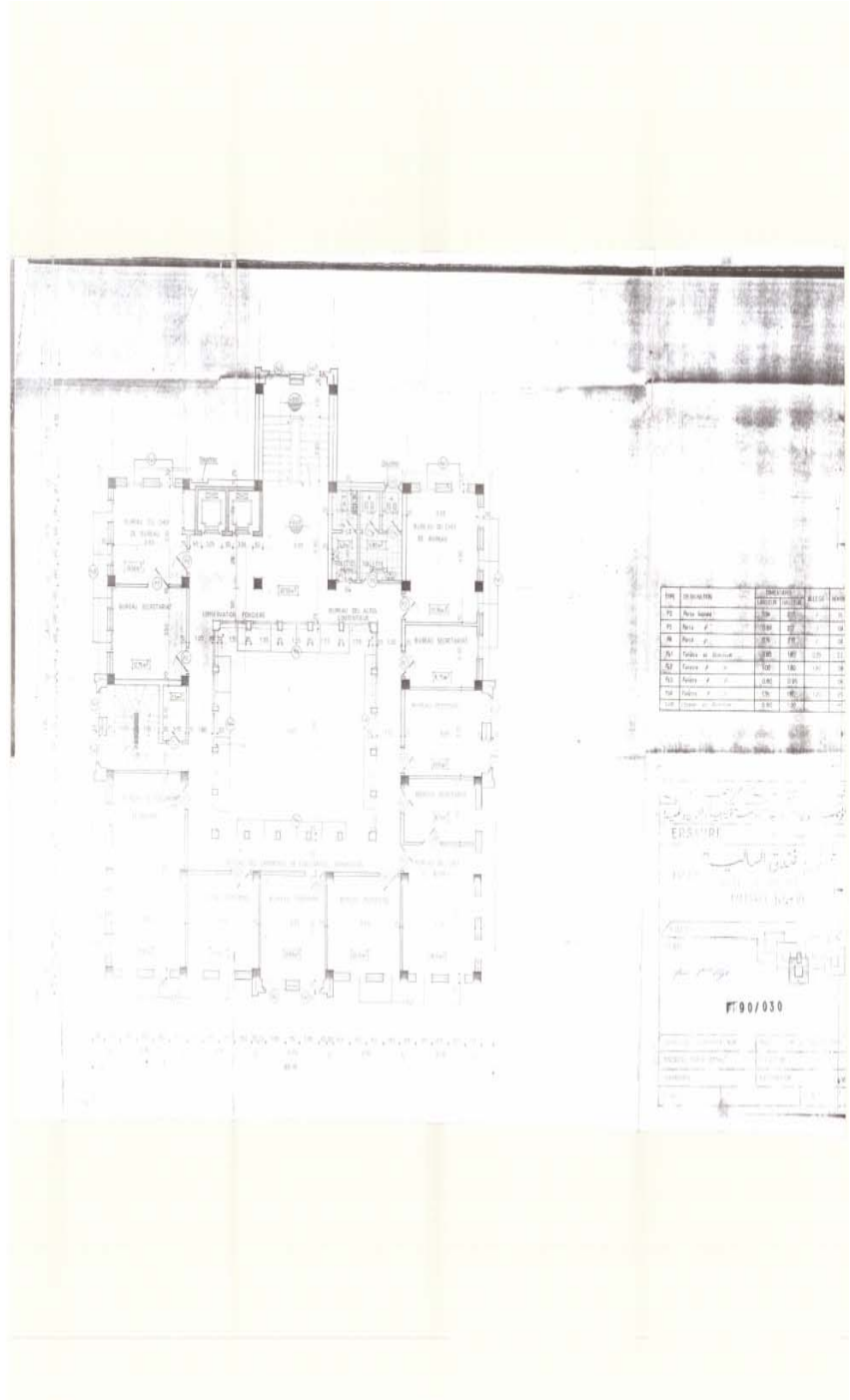
Annexe 1 : Plan architecturales



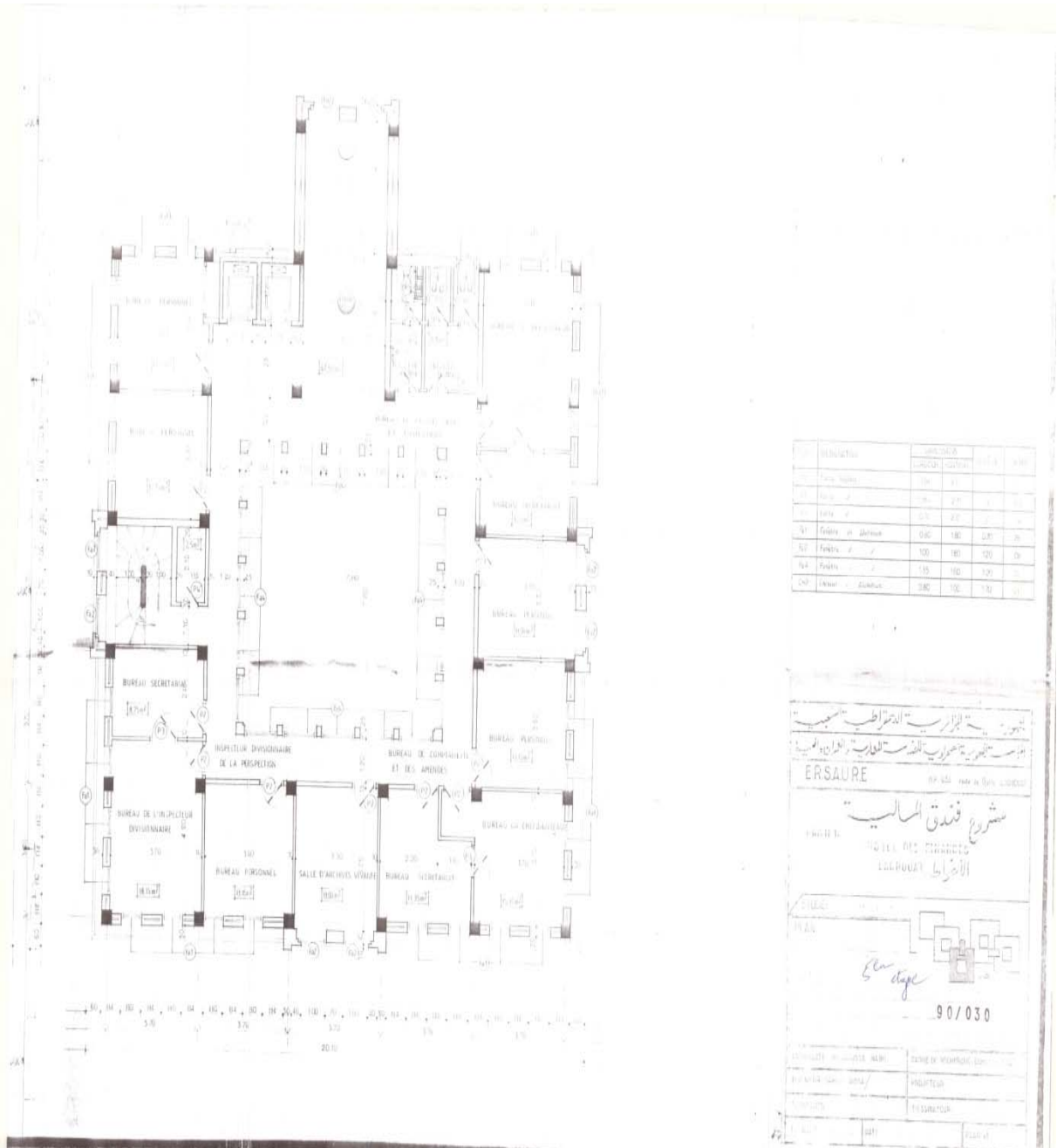
Plan de RDC



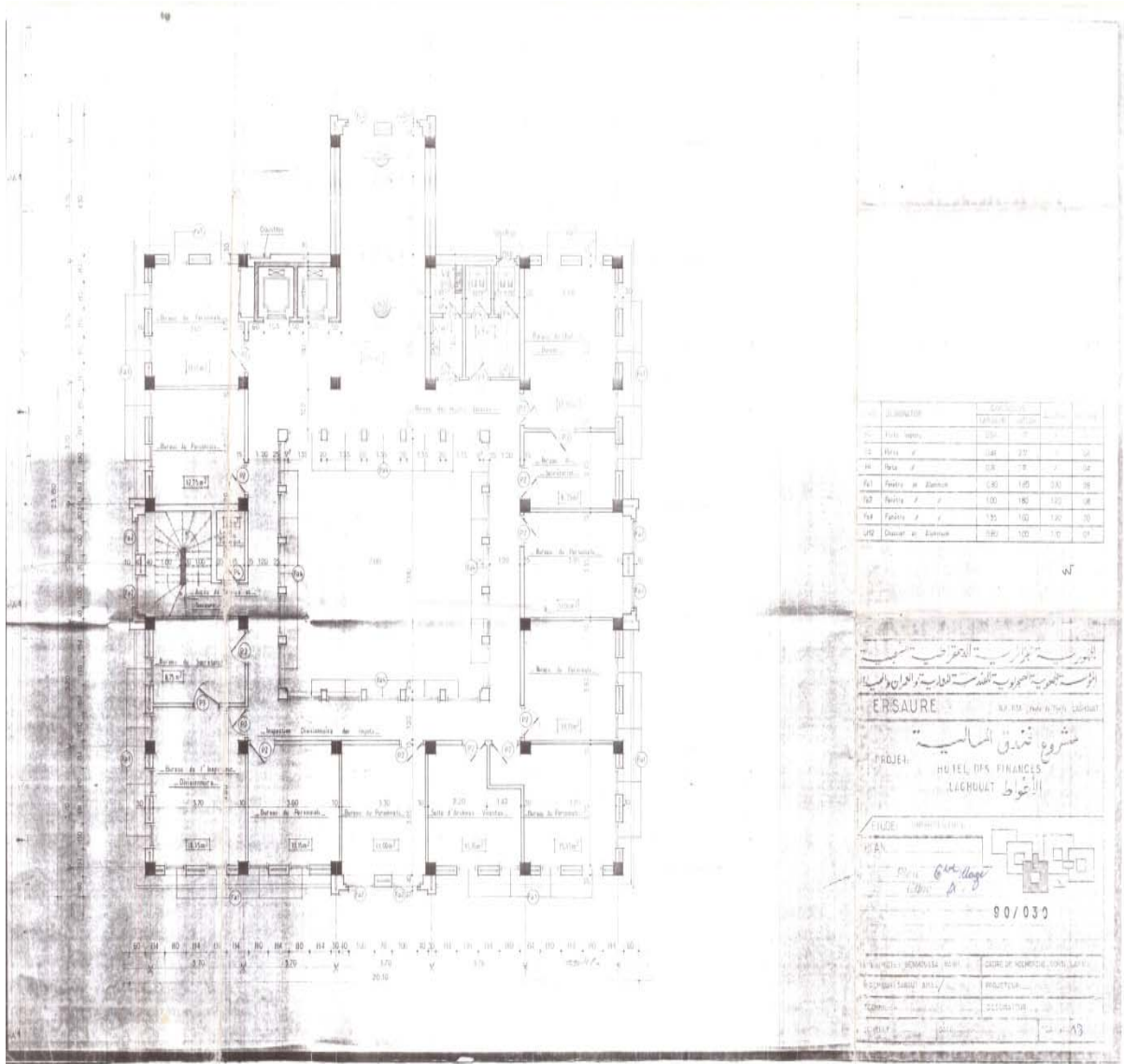
Plan du 1^{er} étage



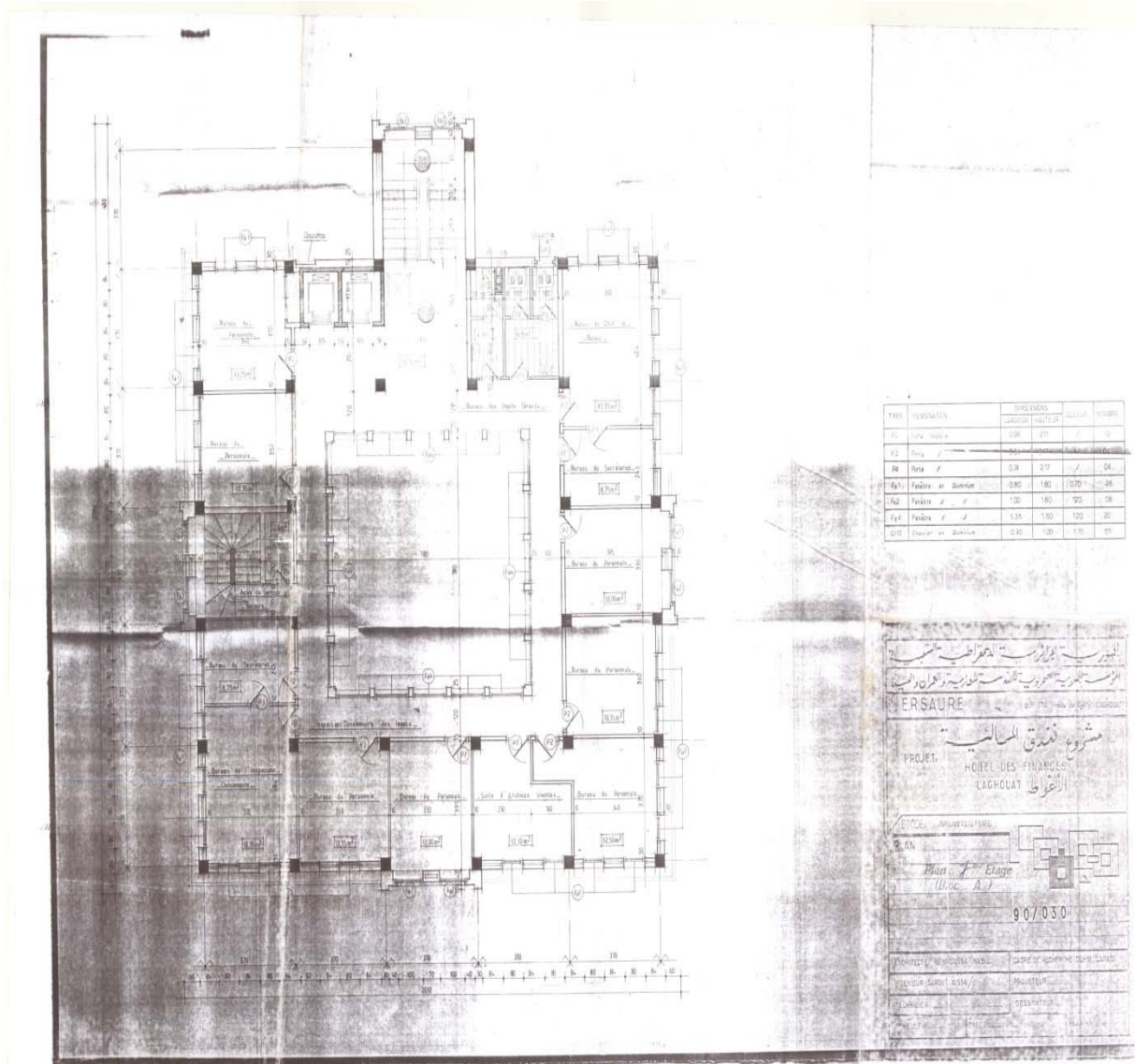
2^{ème} étage



5^{ème} étage

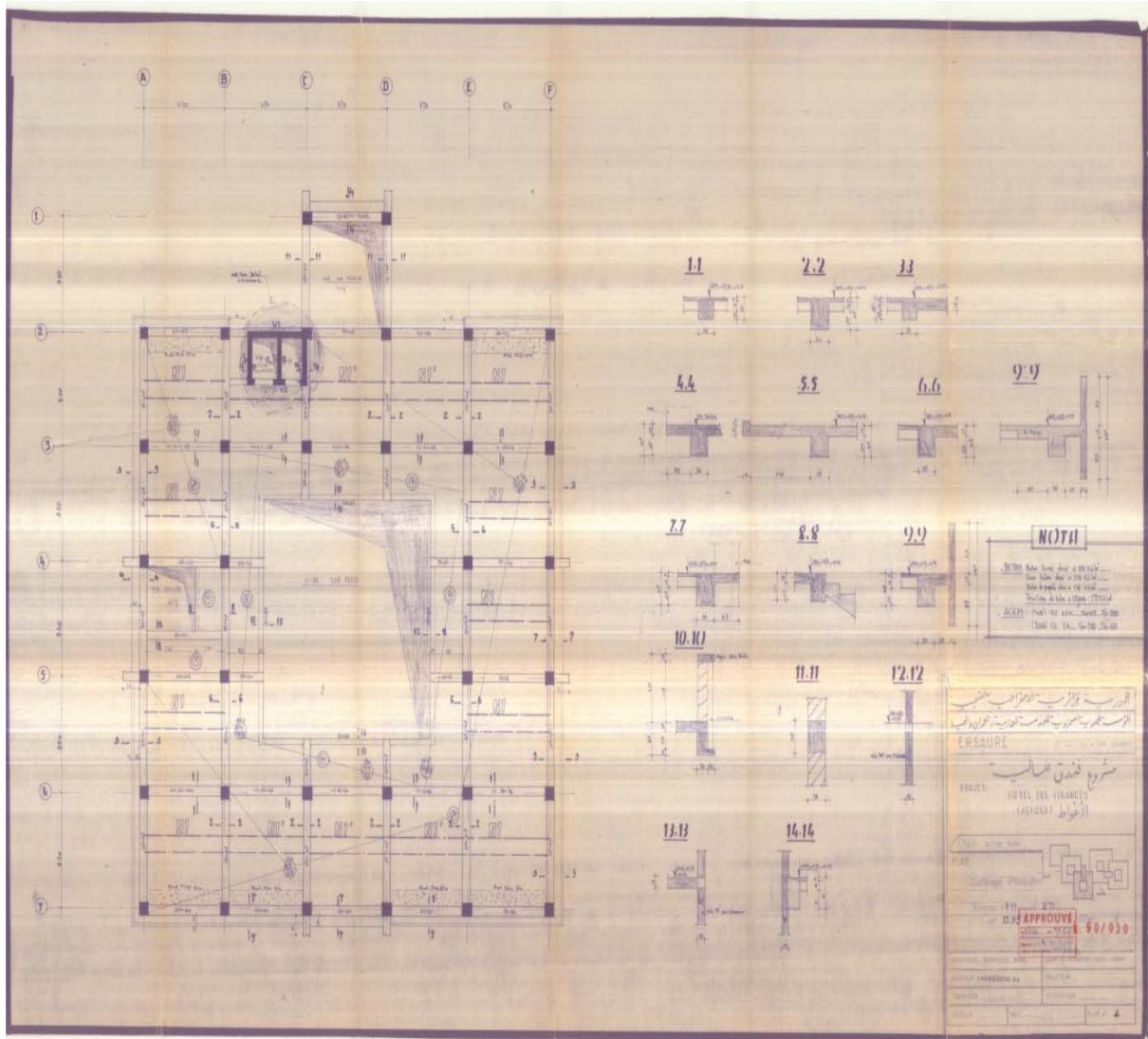


6^{ème} étage



7^{ème} étage

Annexe 2 : Plan de coffrage



Plan de coffrage du plancher

Annexe 3 : Type du sol selon l'ATC40

Table 4-3. Soil Profile Types

Soil Profile Type	Soil Profile Name/Generic Description	Average Soil Properties for Top 100 Feet of Soil Profile		
		Shear Wave Velocity, \bar{V}_s (feet/second)	Standard Penetration Test, \bar{N} (or N_{60} for cohesionless soil layers) (blows/foot)	Undrained Shear Strength, \bar{s}_u (psf)
S _A ¹	Hard Rock	$\bar{V}_s > 5,000$	Not Applicable	
S _B	Rock	$2,500 < \bar{V}_s \leq 5,000$	Not Applicable	
S _C	Very Dense Soil and Soft Rock	$1,200 < \bar{V}_s \leq 2,500$	$\bar{N} > 50$	$\bar{s}_u > 2,000$
S _D	Stiff Soil Profile	$600 \leq \bar{V}_s \leq 1,200$	$15 \leq \bar{N} \leq 50$	$1,000 \leq \bar{s}_u \leq 2,000$
S _E ²	Soft Soil Profile	$\bar{V}_s < 600$	$\bar{N} < 15$	$\bar{s}_u < 1,000$
S _F ³	Soil Requiring Site-Specific Evaluation			

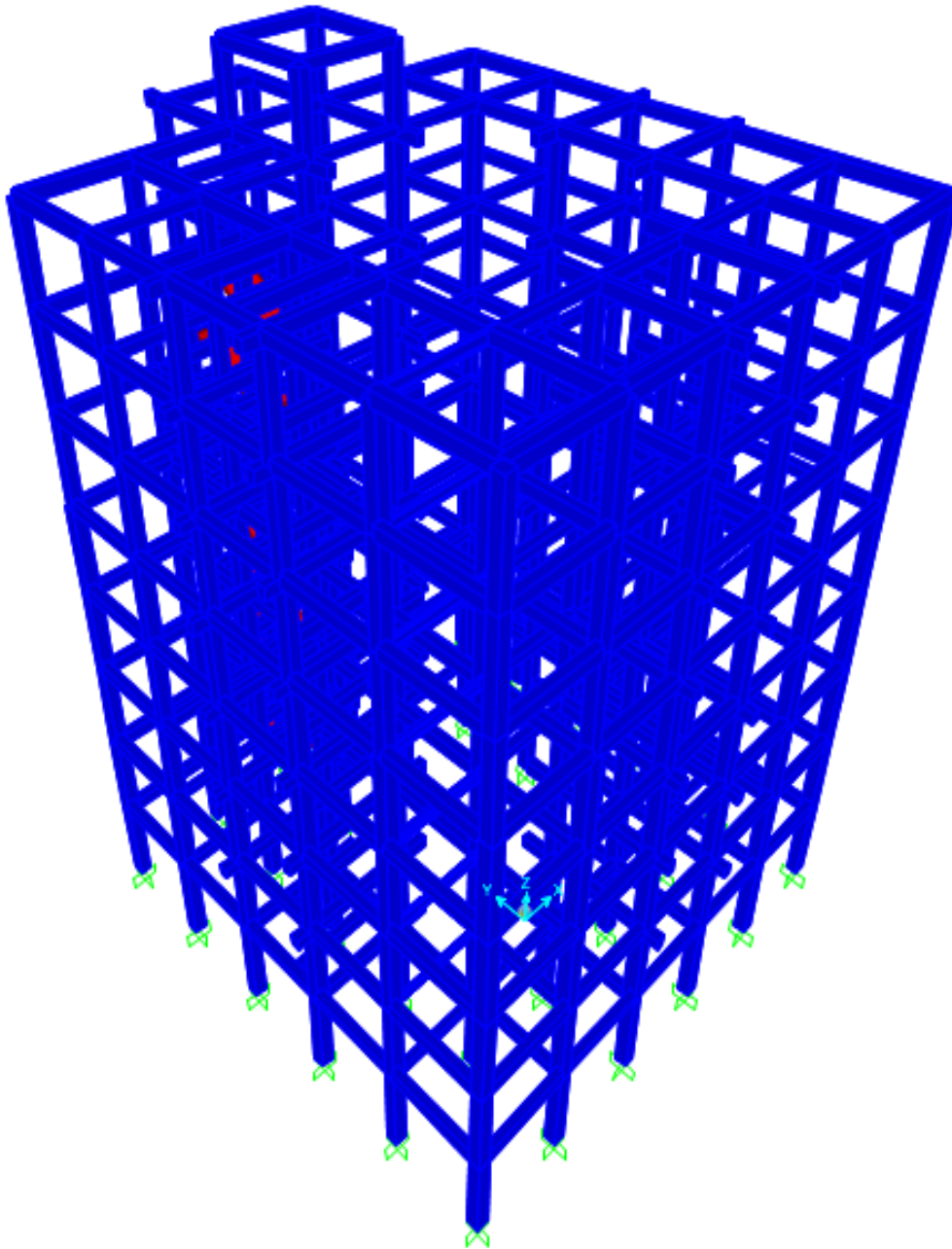
Annexe 4 : Choix des coefficients C_a et C_vTable 4-7. Seismic Coefficient, C_a

Soil Profile Type	Shaking Intensity, ZEN ^{1,2}					
	= 0.075	= 0.15	= 0.20	= 0.30	= 0.40	> 0.40
S _B	0.08	0.15	0.20	0.30	0.40	1.0(ZEN)
S _C	0.09	0.18	0.24	0.33	0.40	1.0(ZEN)
S _D	0.12	0.22	0.28	0.36	0.44	1.1(ZEN)
S _E	0.19	0.30	0.34	0.36	0.36	0.9(ZEN)
S _F	Site-specific geotechnical investigation required to determine C _a					

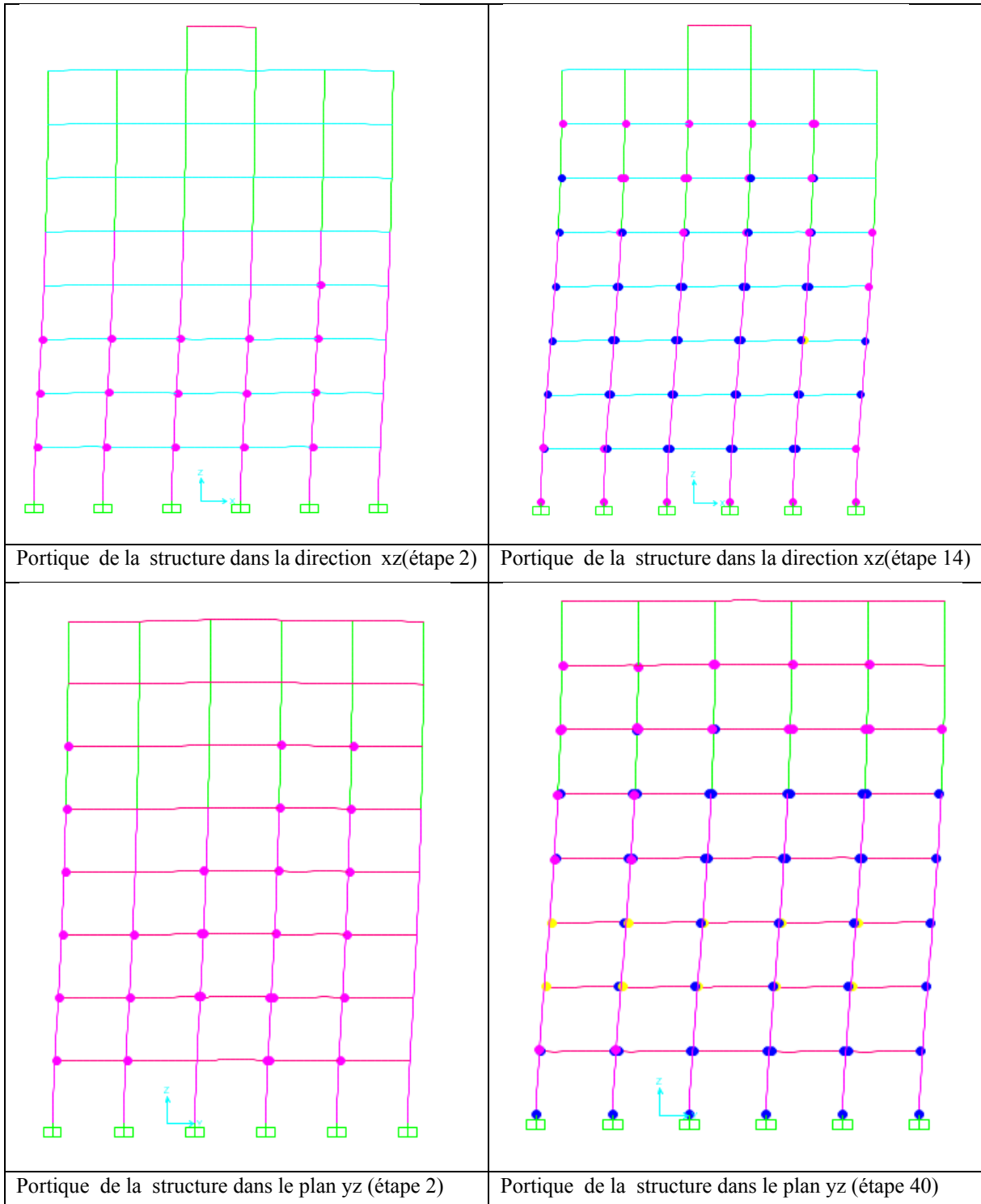
Table 4-8. Seismic Coefficient, C_v

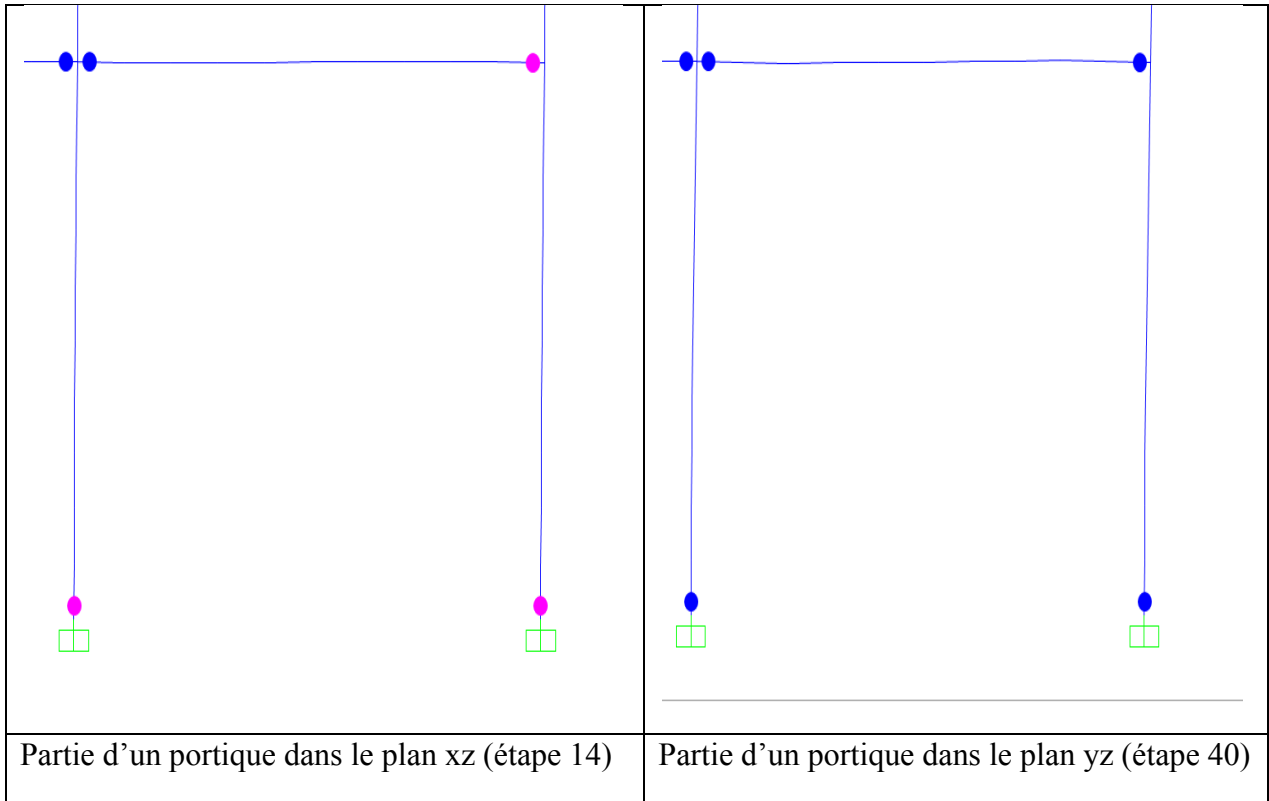
Soil Profile Type	Shaking Intensity, ZEN ^{1,2}					
	= 0.075	= 0.15	= 0.20	= 0.30	= 0.40	> 0.40
S _B	0.08	0.15	0.20	0.30	0.40	1.0(ZEN)
S _C	0.13	0.25	0.32	0.45	0.56	1.4(ZEN)
S _D	0.18	0.32	0.40	0.54	0.64	1.6(ZEN)
S _E	0.26	0.50	0.64	0.84	0.96	2.4(ZEN)
S _F	Site-specific geotechnical investigation required to determine C _v					

Annexe 5 : Modélisation de la structure et détail des rotules plastiques




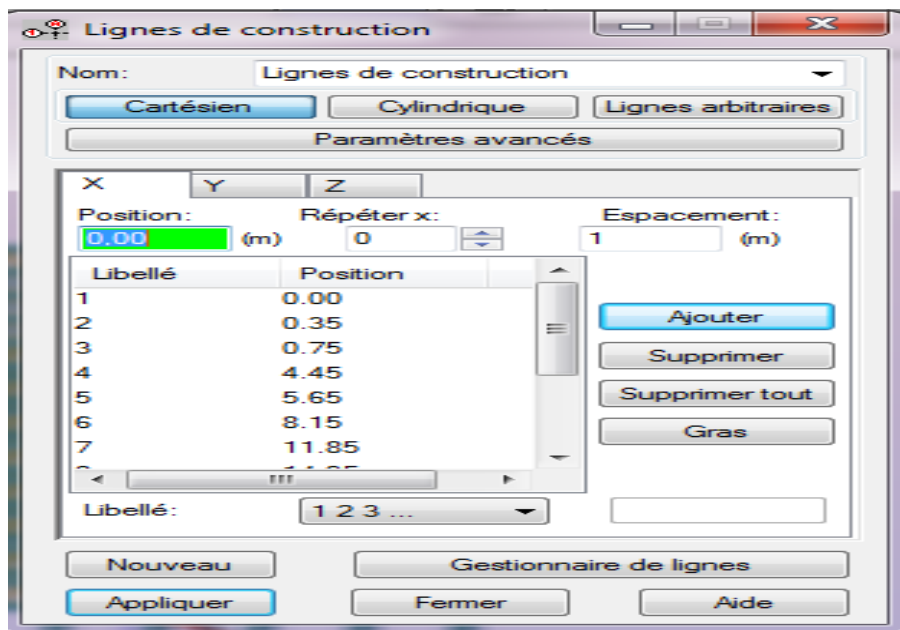
Modélisation de la structure






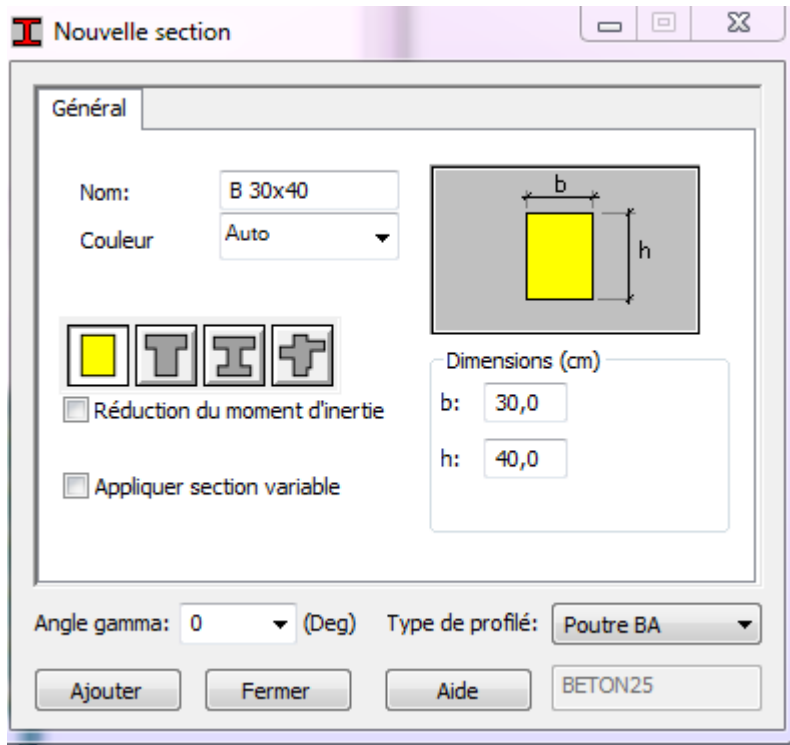
Annexe 6 : modélisation de la structure par logiciel ROBOT STRUCTUREL ANALYSE V2014

1- Définir les lignes de construction en utilisant l'icône .




Lignes de construction


2-Définir les profilés : poteaux et les poutres en utilisant l'icône .




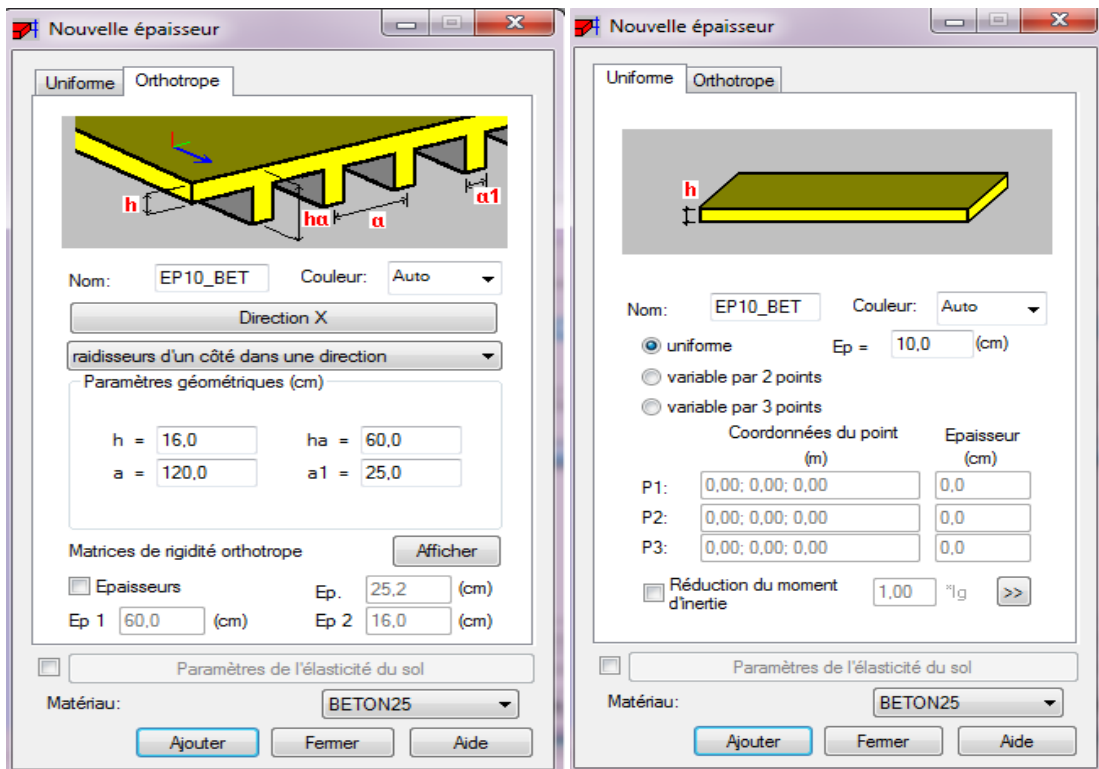
Définition d'une nouvelle section

Pour dessiner les poutres et les poteaux on utilise :

✓ L'icône des poutres .

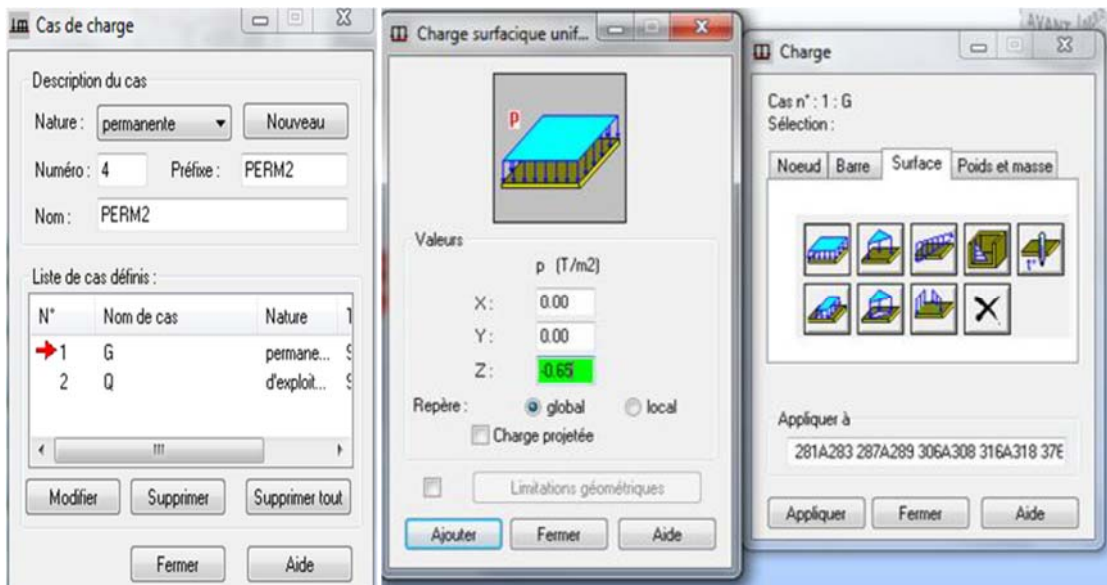
✓ L'icône des poteaux .

3-Définir les caractéristiques des deux types de plancher (plancher à corps creux et la dalle pleine) en utilisant l'icône suivante .



Définition de caractéristiques des planchers

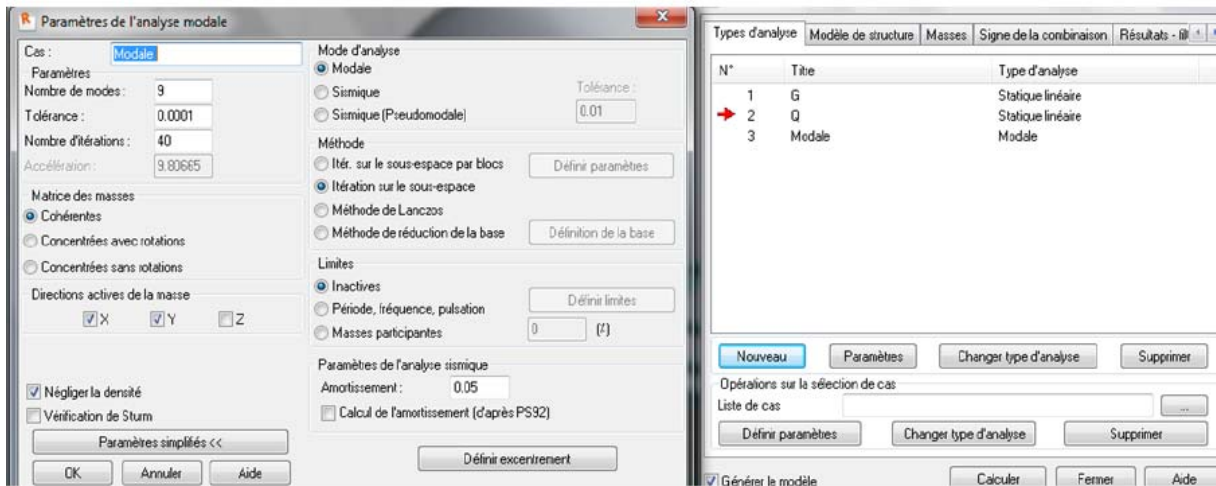
4-Définir le cas de charge G et Q



Définition du chargement

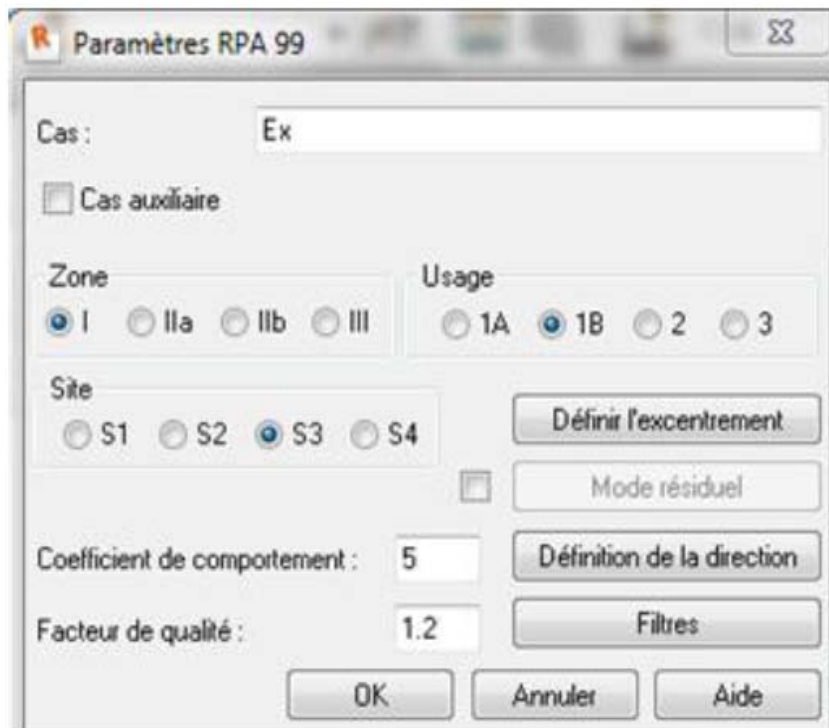
5- Maitre les appuis à la base du bâtiment en utilisant l'icône .

6-Définir les paramètres de l'analyse modale



Analyse modale

7- Définir les paramètres de l'analyse sismique



Analyse sismique

ملخص

العنوان: تقييم الأداء الزلزالي للهياكل ذات رواق بأعمدة باستخدام الطريقة الساكنة غير الخطية: حالة هيكل (R + 7) للجناح أ للفندق المالي في الأغواط

يتم إجراء التحليل الزلزالي للهياكل حتى الآن في بلدنا باستخدام طريقتين للتحليل الزلزالي، وهما الطريقة الساكنة المكافئة وطريقة النمطية الطيفية، تعتمد هاتان الطريقتان على السلوك المرن للهياكل، غير ان طبيعة القوة الزلزالية هي تحميل غير خطي ومتغير في نفس الوقت. هاتان الطريقتان للتحليل المنصوص عليهما في قانون الزلازل الجزائري المعدل RPA99 2003 بدرج السلوك البلاستيكي في حساب القوة عن طريق إدخال معامل R يأخذ بعين الاعتبار ليونة الهياكل. يقدر هذا المعامل بطريقة تقريبية مما يؤثر على نتائج تصميم عناصر الهيكل، مما سبق فإن الهدف الرئيسي من دراستنا هو تعويض هذا القصور عن طريق استخدام طريقة جديدة تسمى طريقة الدفع وهي طريقة تحليل ثابتة غير خطية نطبقها على مبنى مشيد مسبقا يقع في الأغواط. أظهرت النتائج التي تم الحصول عليها من هذه الدراسة أن المبنى المعني يستطيع مقاومة زلزال بشدة منخفضة لكن من الأفضل إضافة جدار الاسمنت المسلح في الجهة y لضمان سلامة المنشأ في حالة زلزال بشدة أكبر.

الكلمات المفتاحية: هياكل ذات رواق بأعمدة، طريقة التحليل الزلزالي، الطريقة الساكنة المكافئة، طريقة التحليل النمطي الطيفي، RPA99 المعدل 2003، التحليل الساكن الغير خطي، الجدار الاسمنت المسلح.

Title: Evaluation of the seismic performance of frame structures using the non-linear static method: case of the building structure A (R + 7) of the finance hotel in Laghouat

Abstract

Seismic analysis of frame structures has been carried out to date in our countries using two methods of seismic analysis, namely equivalent static method and the spectral modal analysis method, these two methods are based on elastic behaviour of structures however seismic action is a nonlinear loading and variable in time. These two methods of analysis provided for in the modified Algerian seismic regulation RPA99 2003 provides for plastic behaviour by introducing a coefficient R which takes account of the ductility of the structures. This coefficient is estimated in an approximate manner which influences the design results elements of the structure, the main objective of our study is to make up for this regulatory insufficiency by the use of a new method called pushover method which is a non-linear static analysis method that we apply to an existing structure located in Laghouat. The results obtained from this study show that the stable building against an earthquake of low seismicity but it is better to add shear wall in the y direction in case of a more intense earthquake.

Keywords: frame structures, seismic analysis methods, equivalent static method, Spectral modal analysis method, RPA99 modified 2003, pushover method, non-linear static analysis, shear wall.

Titre : Evaluation de la performance sismique des structures en portiques en utilisation la méthode statique non linéaire : cas de la structure (R+7) du bloc A de l'hôtel de finances à Laghouat

Résumé

L'analyse sismique des structures en portiques est effectuée jusqu'à ce jour dans notre pays en utilisant deux méthodes d'analyse sismique à savoir méthode statique équivalente et la méthode modale spectrale, ces deux méthodes sont basées sur le comportement élastique des structures or que l'action sismique est un chargement non linéaire et variable dans le temps. Ces deux méthodes d'analyse prévus dans le règlement parasismique Algérien RPA99 modifié 2003 prévoit un comportement plastique en introduisant un coefficient R qui tient compte de la ductilité des structures. Ce coefficient est estimé d'une manière approximative ce qui influe sur les résultats de dimensionnement des éléments de la structure, de ce fait l'objectif principale de notre étude est de palier à cette insuffisance réglementaire par l'utilisation d'une nouvelle méthode appelée méthode push over qui est une méthode d'analyse statique non linéaire qu'on a appliqué sur une structure existante implanté à Laghouat.

Les résultats obtenus de cette étude montrent que le bâtiment est stable vis-à-vis d'un séisme de faible intensité, mais il est préférable d'ajouter des voiles dans le sens y en cas d'un séisme majeur.

Mots clés : structures en portique, méthode d'analyse sismique, méthode statique équivalente, méthode d'analyse modale spectrale, RPA99 modifié 2003, méthode push over, analyse statique non linéaire, voile en béton armé.