

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

Université Ahmed Draia Adrar
Faculté Des Sciences et de Technologies
Département Des Sciences et Technologie



Mémoire De Fin D'étude En Vue De L'obtention Du
Diplôme :

Master En Génie Civil

Option :Structure

Présenté Par :

BEN KHOIA Amina

THEME

**Etude Statique non linéaire d'une structure R+2
en Béton Armé**

Soutenu Le 20/06/2018 Devant un membre de jury composé de :

Mr Ben Abdelftah

Univ. Adrar **Président**

Mr Hamouda

Univ. Adrar **Examineur**

Mr Ikhlef Boualem

Univ. Adrar **Encadreur**

Année Universitaire 2017-2018

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



Remerciements

En premier lieux, nous tenons à remercier, notre dieu tout puissant de nous avoir donné la foi, la force et le courage.

Nous remercions également nos parents pour sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études.

*Et aussi mon mari qui a eu un grand soutien
A Monsieur **Ikhllef Boualem**, nous lui soyons très reconnaissant pour son aide ; il nous a orienté tout le long de son élaboration et nous encourage encore plus pour terminer ce travail.*

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

Nous remercions tous ceux qui ont participé de près ou de loin à l'élaboration de ce travail dans de bonnes conditions.

A tous nous disons merci.

Am in a

Dédicaces

Je dédie ce Modeste travail à:

A mes très chers parents .

A mon très cher mari.

A ma cher Fille.

A mes très chers frères et sœurs.

A toute ma famille sans exception.

A tous mes amis.

A tous les enseignants et les étudiants du département

De Génie Civil.

Amina

ملخص

التحليل السكوني غير الخطي (Pushover) ، أصبح في السنوات الأخيرة كبديل مثير للاهتمام مقارنة مع التحليل الديناميكي غير الخطي و واقعي بالمقارنة إلى طرق حساب الزلازل الكلاسيكية ،لمباشرة وإجراء التحليل سكوني غير الخطي يمكن استعمال العديد من رموز الحساب (SAP2000, SEISMOSTRUCT, IDARC, ect...) و لكل منها مزاياها و حدوده. الهدف من هذا البحث هو دراسة ردة فعل بعض هياكل الخرسانة المسلحة باستعمال الرموز المذكورة أعلاه

مفاتيح الكلمات: ساب 2000- التحليل الساكن اللا خطي بالدفع التدريجي – منحنى القدرة – طيف التطبيق – نقطة التحمل.

RÉSUMÉ

L'analyse pushover c'est composée ses dernier années comme étant une alternative attrayante par rapport à l'analyse dynamique non linéaire et réaliste par rapport aux technique de calcul sismique classique. Pour entreprendre une analyse pushover, l'analyse dispose de plusieurs codes de calcul (SPA2000, SEISMOSTRUCT, IDARC, ect...) ayant chacun ses avantages et ses limitations. Le bute de ce travail de recherche est d'étudier la repense pushover de certaines structures en B.A en utilisant les codes cites plus haut

Mots clés : SAP2000, analyse push over, Portique , performance sismique, courbe de capacité, spectre de demande, point de performance.

ABSTRACT

The pushover analysis was composed his last years as an attractive alternative to nonlinear dynamic analysis and realistic compared to conventional seismic calculation technique. To enter take a pushover analysis, the analysis has several computer code (SPA2000, SEISMOSTRUCT, IDARC, ect...) each having its advantages and limitations. The stumbles of this research is to study the pushover rethinking of some structures in BA using the codes cited above

Keywords: SAP2000, push-over analysis, Gantry, seismic performance, curve capacity, spectrum of demand, point of performance.

Sommaire

Remerciement

Dédicaces

Résumé

Introduction Générale

CHAPITRE I : Méthodes des calculs sismique des structures

I-1. Introduction	1
I.2. Méthode statique équivalente.....	1
I.3. Méthode statique non-linéaire pushover.....	2
I.4. Les méthodes d'analyse dynamique	7
I.5. Prescriptions communes aux méthodes « statique » et « dynamique ».....	9
I.6. Conclusion.....	9

CHAPITRE II : présentation de la structure de l'étude (R+2)

II.1. Introduction.....	10
II.1.1. Présentation de l'ouvrage	10
II.2. Règles du calcul.....	13
II.3. Caractéristiques des matériaux de construction	14
II.4. Conclusion.....	22

CHAPITRE III : Pré dimensionnement et Descente de charge

III.1. Introduction.....	23
III.2. Evaluation des charges	28
III.3. Descente de charge.....	30
III.4. Conclusion	33

CHAPITRE IV : Etude sismique

IV.1. Introduction.....	34
IV.2. Objectifs de l'étude sismique.....	34
IV .3. Modélisation mathématique.....	34
IV .4. Choix de la méthode de calcul.....	34
IV.5. Classification de l'ouvrage selon les rpa99/v2003.....	35
IV.6. Méthode statique équivalente	37
IV.7. Présentation du logiciel SAP2000	43
IV.8. Conclusion	48

 **CHAPITRE V : Etude sismique avec la méthode statique non-linéaire**

<i>V.1. Introduction.....</i>	<i>49</i>
<i>V.2 . L'Analyse Non -Linéaire (Pushover)</i>	<i>50</i>
<i>V.3. Résultats de l'Analyse statique non linéaire.....</i>	<i>55</i>
<i>V.4. Conclusion.....</i>	<i>59</i>
<i>Conclusion Générale</i>	
<i>Référence</i>	

Introduction générale

Les séismes constituent l'un des aléas les plus destructifs en Algérie, dont le nord se trouve dans une zone de forte sismicité. Aujourd'hui, si le mécanisme du séisme est mieux connu, tant du point de vue de son origine que de sa propagation, il reste encore un phénomène imprévisible. L'analyse du comportement sismique des structures dans ces zones constitue un meilleur outil de prévention du risque sismique.

Depuis plusieurs années, la nouvelle génération des codes et règlements parasismiques que le dimensionnement des structures et/ou la vérification des constructions existantes contre l'action des séismes doit s'appuyer nécessairement sur des analyses non-linéaires (dimensionnement en capacité et comportement dissipatif des structures). Ce qui conduit d'une part à maîtriser la ductilité des éléments structuraux et la position des zones critiques et d'autre part de hiérarchiser les modes de rupture.

Les codes de calcul parasismiques (RPA99/2003, Eurocode 8) valorisaient les structures dissipatives en permettant de réduire par un facteur de comportement l'action de calcul qui sert à les dimensionner à l'aide d'une analyse élastique. Surtout s'il s'agit de la conception d'une structure neuve. Cette approche est cependant inadéquate pour la réévaluation de structures existantes et de la conception de structures irrégulières dont le comportement dynamique est trop complexe pour être traité par une méthode simplifiée. Par conséquent, l'utilisation de l'analyse linéaire devient insuffisante (voire non économique). En présence de non-linéarités, certaines méthodes ne sont plus applicables ou alors leur adaptation aux cas particuliers exige une très bonne connaissance de leur fondement théorique.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment composé d'un RDC + 02étages (R+2), dont le système de contreventement est assuré par des portiques auto-stable. Notre étude sera basée sur l'application de la méthode statique non linéaire pour bien comprendre le comportement de la structure dans le domaine non linéaire et bien déterminer les zones critiques qui sont fragiles et susceptible de subir des dommages par la détermination de l'indice de dommages de cette structure .

Chapitre I

Méthodes des calculs sismique des structures

I.1- Introduction

I.2. méthode statique équivalente

I.3.méthode statique non-linéaire pushover

I.4. les méthodes d'analyse dynamique

I.5. prescriptions communes aux méthodes « statique » et « dynamique »

V.6.Conclusion

I-1- Introduction :

L'étude du comportement des structures vis-à-vis des actions sismiques est nécessaire car les risques de subir un séisme à tout moment n'est pas à écartement et pour cette étude deux méthodes peuvent être appliquée :

- ✚ méthodes d'analyse statiques
 - méthode statique équivalente
 - Méthode statique Non-Linéaire (Méthode de Pushover)
- ✚ méthodes d'analyse dynamique
 - Méthode de Spectre de Réponse

I.2. Méthode statique équivalente [1]**I.2.1. Principe de la méthode (selon Art 4.2.1)**

- Les forces sismique sont remplacées par un système de forces statiques horizontales équivalentes.
- Les forces statique sont appliquées successivement suivant deux directions principaux du plan horizontal de la structure.

I.2.2. Hypothèse de la méthode (selon Art 4.2.2)

- Le modèle du bâtiment dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau.
- Seul le premier mode de vibration de la structure est considérée dans le calcul de la force sismique totale.

✓ **Calcul de la force sismique totale (Art 4.2.3)**

$$V = \frac{A.D.Q.W}{R}$$

A: coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1)

D: facteur d'amplification dynamique (figure 4.1)

Q: facteur de qualité

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$$

P_q : coefficient de pénalité (tableau 4.4)

R: Coefficient de comportement globale de la structure (tableau 4.3)

W: Poids total de la structure **W_i = W_{Gi} + * W_{Qi}**

W_{Gi} : Poids des charges permanentes

WQi: Poids des charges d'exploitations

β : Coefficient de pondération (tableau 4.5)

✓ **Distribution verticale de la force sismique totale (Art 4.2.5)**

La force sismiques à la base V est distribuée sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$V = F_t + \sum F_i$$

tel que:

$$\begin{cases} F_t = 0,07 \cdot T \cdot V \leq 0.25 \cdot V & T \geq 0.7s \\ F_t = 0 & 0 \leq T \leq 0.7s \end{cases}$$

$$f_i = \frac{(V - f_t)W_i h_i}{\sum W_j h_j}$$

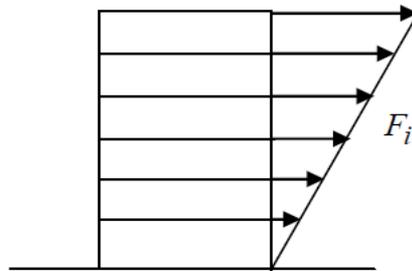


fig I.1 .Distribution verticale de la force sismique totale

✓ **Distribution horizontale de la force sismique totale (Art 4.2.6)**

L'effort tranchant au niveau de l'étage k :

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

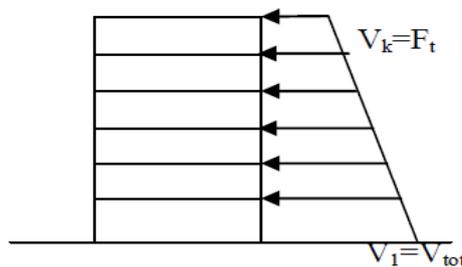


fig I.2.Distribution horizontale de la force sismique totale

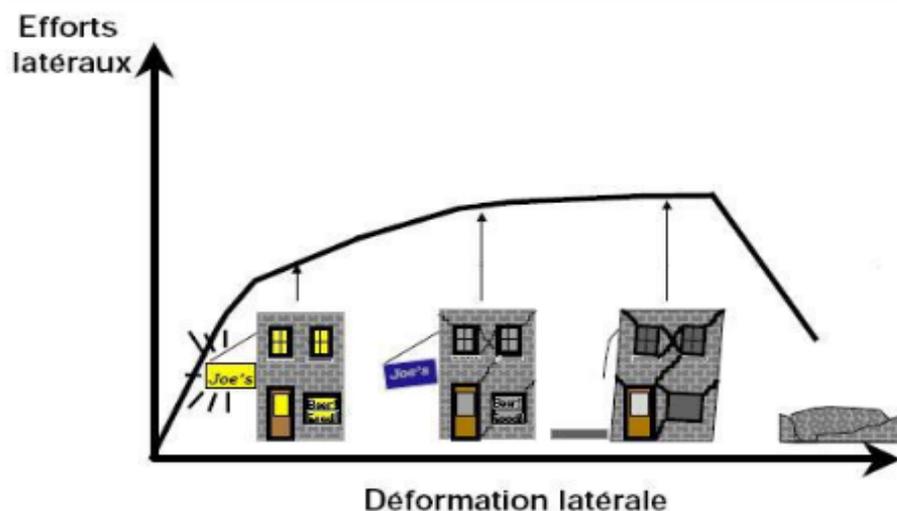
I.3. Méthode statique Non-Linéaire Pushover

I.3.1. Définition :

La méthode d'analyse de type push over , basée sur les courbes de capacité ,représente une nouvelle approche d'estimation de dommages. Les techniques d'analyse de structures

consistent essentiellement à comparer un paramètre de demande de déplacement avec un paramètre de capacité.

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 sa rupture, cela permet d'appréhender le comportement non linéaire de la structure



(FigI .3) : Endommagement correspondant [4]

- Le premier niveau : comportement élastique (un état de non endommagement).
- Le deuxième niveau: un endommagement mineur est susceptible de se développer.
- Le troisième niveau : un état d'endommagement avancé (sa stabilité étant en danger).
- Le quatrième niveau : effondrement de la structure (aucune capacité de résistance) .

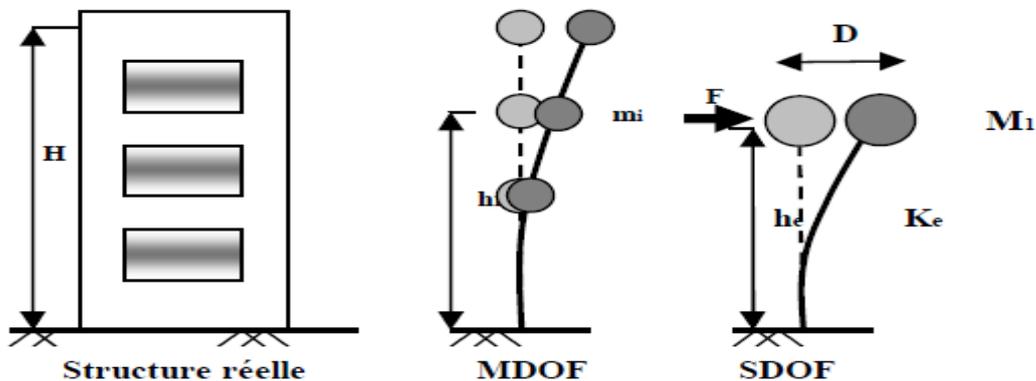
Origine de l'analyse Push over

L'analyse push over se base sur une théorie qui se traduit à convertir la réponse de notre structure à un système à un seul degré de liberté, ce qui implique que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et la forme de ce mode demeure constante durant la durée du séisme .

I.3.2. Hypothèses d'élaboration de la méthode (Pushover) :

L'analyse statique non-linéaire **PUSHOVER** 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) (single degree of freedom) (Fig.I.2.), ce qui implique que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et la forme de ce mode

demeure constant durant le séisme, les expériences ont montré que le premier mode de vibration qui domine le mouvement de la structure.



(Fig I.4) : système équivalent d'une structure à plusieurs degrés de libertés[4]

I.3.3. But de l'analyse « PUSHOVER » : [4]

Le but de l'analyse **PUSHOVER** est de décrire le comportement réel de la structure et d'évaluer ces différents paramètres en termes de sollicitations et déplacements dans les éléments de la structure.

L'analyse **PUSHOVER** est supposée fournir des informations sur plusieurs caractéristiques de la réponse qui ne peuvent être obtenues par une simple analyse élastique :

- ✚ L'estimation des déformations inélastiques dans les éléments destinés à dissiper de l'énergie communiquée à la structure par le mouvement du sol.
- ✚ La détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles, telles que les sollicitations sur les assemblages de contreventements, les sollicitations axiales sur les poteaux, les moments sur les jonctions poteau-poutre, et les sollicitations de cisaillement.
- ✚ Les conséquences de la détérioration de la résistance des éléments sur le comportement global de la structure ce qui permet de déterminer les points forts et les points faibles de notre structure.
- ✚ L'identification des zones critiques dans lesquelles les déformations sont supposées être grandes.
- ✚ L'identification des discontinuités de résistance en plan et en élévation qui entraînent des variations dans les caractéristiques dynamiques dans le domaine inélastique.

- ✚ L'estimation des déplacements inter-étage qui tiennent compte des discontinuités, de la rigidité, et de la résistance qui peuvent être utilisés dans le contrôle de l'endommagement des structures.

I.3.4 Étapes de l'analyse pushover :

Etape 1 : la structure est supposée soumise aux charges gravitaires constantes, selon la réglementation marocaine ces charges incluent les charges permanentes et une portion des charges d'exploitations ils sont données par : $G+0,2Q$

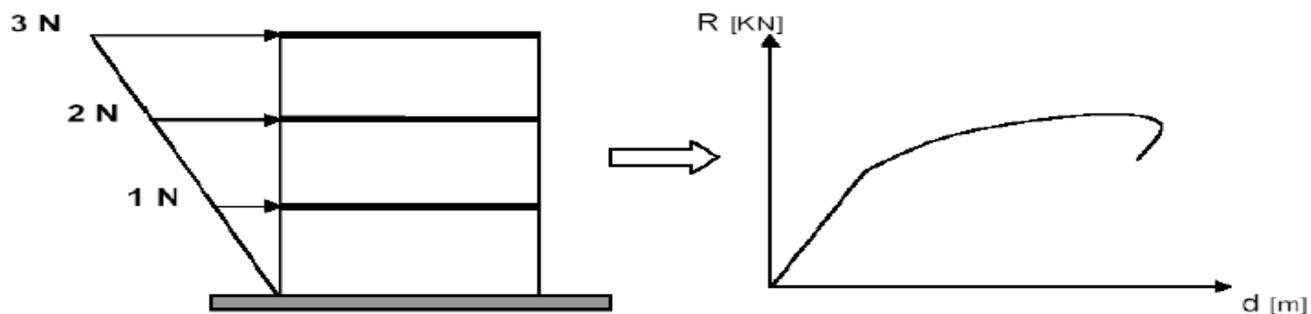
Etape2 : elle subit un autre chargement latéral triangulaire déterminé en calculant les charges latérales équivalentes qui représentent les forces d'inerties dues à la composante horizontale des sollicitations sismiques.

Etape3 : On détermine un déplacement cible, déplacement est choisi arbitrairement, à condition qu'il soit représentatif de la déformation de la structure.

Etape4 : En augmentant les forces latérales appliquées durant l'analyse, il y a apparition graduelle des rotules plastiques, l'évolution des mécanismes plastiques et l'endommagement progressif de la structure est fonction de l'intensité du chargement Latéral et des déplacements résultants.

I.3.5. Principes théoriques du calcul Push over : [4]

La méthode Push over est une méthode de calcul qui consiste à appliquer une charge statique, d'allure triangulaire, sur la structure à analyser (**fig I.5**). Cette allure triangulaire a pour objectif de représenter l'effet d'un séisme par une force de remplacement statique. A partir de cette charge, qui est appliquée par étapes, le comportement non linéaire de la structure peut être défini. La non linéarité est en effet introduite dans la structure au moyen des paramètres des rotules de flexion et de cisaillement.



(Fig I.5) : Calcul Push over et courbe de capacité. [4]

L'exécution d'un calcul Pushover a pour objectif d'éviter de se lancer dans des méthodes plus poussées comme par exemple des calculs non linéaires dynamiques temporels. Cette méthode dynamique est plus exacte, car elle permet de définir le comportement réel d'une structure face à un séisme (graphiques déplacement-temps, accélération-temps). Toutefois, dans ce type de méthode, la difficulté se situe dans le choix du séisme, et plus particulièrement de son accélérogramme. En effet, l'étude doit être basée soit sur un séisme naturel mesuré, soit sur un accélérogramme artificiel. La définition de cette donnée de base pose des problèmes non négligeables et parfois reste très approximative. Malgré ses limites, comme par exemple le fait de modéliser le séisme comme une action unidirectionnelle, le Pushover représente un moyen satisfaisant de calcul qui permet d'acquérir des connaissances utiles sur le comportement de la structure.

I.3.6. Les avantages de l'analyse Pushover :

L'avantage de l'analyse pushover est qu'il s'applique également à l'évaluation des structures existantes et à la conception des neufs. L'analyse pushover fournisse des informations sur beaucoup de caractéristiques de réponse qui ne peuvent pas être obtenues à partir d'une analyse statique ou dynamique élastique linéaire. Ce qui suit sont des exemples de telles caractéristiques de réponse :

- ❖ Les demandes en force dans les éléments potentiellement fragiles, comme les demandes axiales en force dans les poteaux, les demandes en moments dans les zones de connexion poteau-poutre etc.
- ❖ L'identification des discontinuités de force en plan ou en élévation qui mèneront aux changements des caractéristiques dynamiques dans le domaine non élastique.
- ❖ L'évaluations des déplacements inter-étages, qui expliquent les discontinuités de force ou de rigidité et peuvent être employées pour contrôler les dommages et pour évaluer les effets P-delta.
- ❖ Vérification de la complétude du chemin de chargement considérant tous les éléments de la structure, les éléments non structuraux rigides ainsi que les fondations.

Les rotules plastiques

Zones d'un élément de structure (poutres, poteaux, voiles,...) subissant des déformations irréversibles et capables de dissiper l'énergie sous sollicitations alternées, au-delà d'un seuil de sollicitation elle se comporte comme une articulation autorisant la rotation des autres parties de l'élément



Figure I. 10 : Endommagement d'un portique à 2 étages par flexion dans les zones critiques des poteaux dans une installation portuaire lors du séisme de Buhj (Inde) en 2001 [7]. [4]

I.4. Les Méthodes D'analyse Dynamique : [1]

I.4. 1.Introduction :

L'étude dynamique consiste à déterminer les réponses de la structure sous les charges sismiques.

A l'aide de cette étude nous pouvons connaître le comportement de la structure vis-à-vis l'excitation sismique

I.4. 2.Méthode dynamique modale spectrale [1]

I.4.2.1. Principe

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

I.4.2.2. Modélisation

Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont Représentées par des modèles tridimensionnels encartés à la base et à plusieurs DDL Par plancher

I.4.3. Spectre de réponse de calcul [1]

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \quad (1.12)$$

A : coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1)

η : Facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de

$$5\%) \quad \eta = \sqrt{7 / 2 + \xi} \geq 0.7 \quad (1.13)$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (tableau 4.2)

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

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

Q : facteur de qualité (tableau 4.4)

Tableau I.1 : Valeurs de T1 et T2

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T _{1(sec)}	0,15	0,15	0,15	0,15
T _{2(sec)}	0,30	0,40	0,50	0,70

I.4.4. Nombre de modes à considérer [1]

D'après les RPA99/Version2003 (Article 4.3.4.a) , pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonale, le nombre de modes de vibration a retenir dans chacune des deux directions l'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,

Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

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

I.4.5. Résultante des forces sismiques de calcul [1]

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 $0.8 V/V_t$.

I.5. Prescriptions communes aux méthodes « statique » et « dynamique »

I.5.1. Stabilité au renversement

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol fondation.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai.

I.5.2.Calcul des déplacements [1]

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit

$$\delta_k = R \delta_{ek} \quad (\text{I.-19})$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement

le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

I. 6.Conclusion :

On a présenté les principales méthodes de calcul sismique pouvant être utilisés par les ingénieurs dans le calcul des structures en zones sismiques. En fonction de la complexité de la structure, de son importance et des moyens numériques disponibles, l'ingénieur connaissant les hypothèses ainsi que les limitations de chaque méthode peut en toute confiance recourir à la méthode qu'il juge adéquate à son cas particulier. Cette présentation relativement claire où le bagage mathématique requis est accessible aux ingénieurs les aidera à mieux interpréter les résultats obtenus avec des logiciels de calcul.

Référence

[1] Règle parasismique Algérienne RPA99 version 2003 ; (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).

[4] MEDJERAB Mohammed , Modélisation Parasismique des Structures En Béton Armé Mémoire de Magistère,2012, Université Mohamed Khider – Biskra, Algérie

Chapitre II

Caractéristiques des matériaux et présentation de l'ouvrage

II.1.Introduction

II.2. présentation de l'ouvrage

II.3. Règles du calcul

II.4. caractéristiques des matériaux de construction

II.4.Conclusion

II.1. Introduction :

Le projet qui nous a été confié en vue de l'obtention du diplôme de master en « génie civil » consiste à l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation qui sera implanté à « Jijel », région correspondant à la zone (II-a), zone moyenne sismicité selon le RPA2003.

II.1.1 Présentation de l'ouvrage :

-La bâtisse est composée de « 02 » étages identiques à usage d'habitation et un rez de chaussée.

Plancher :

-Le type de plancher à adopté pour tous les niveaux est celui des planchers à corps creux. Néanmoins, il existe des zones où on a opté pour les dalles pleines, et ça dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles adaptées à ces zones.

-La terrasse est inaccessible sauf pour l'entretien avec des revêtements.

Escaliers :

-C'est un élément qui permet l'accès d'un niveau à l'autre dans cet ouvrage, notre bâtiment comprend une seule cage d'escaliers à deux paillasse et un palier intermédiaire.

Revêtement :

-Carrelage pour les planchers et les escaliers.

-Mortier de ciment pour les murs extérieurs.

-Enduit de plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.

Maçonnerie :

La maçonnerie de notre structure sera exécutée en briques creuses.

✓ Murs extérieurs : ils sont constitués en deux rangées

Brique creuse de 15 cm d'épaisseur.

L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.

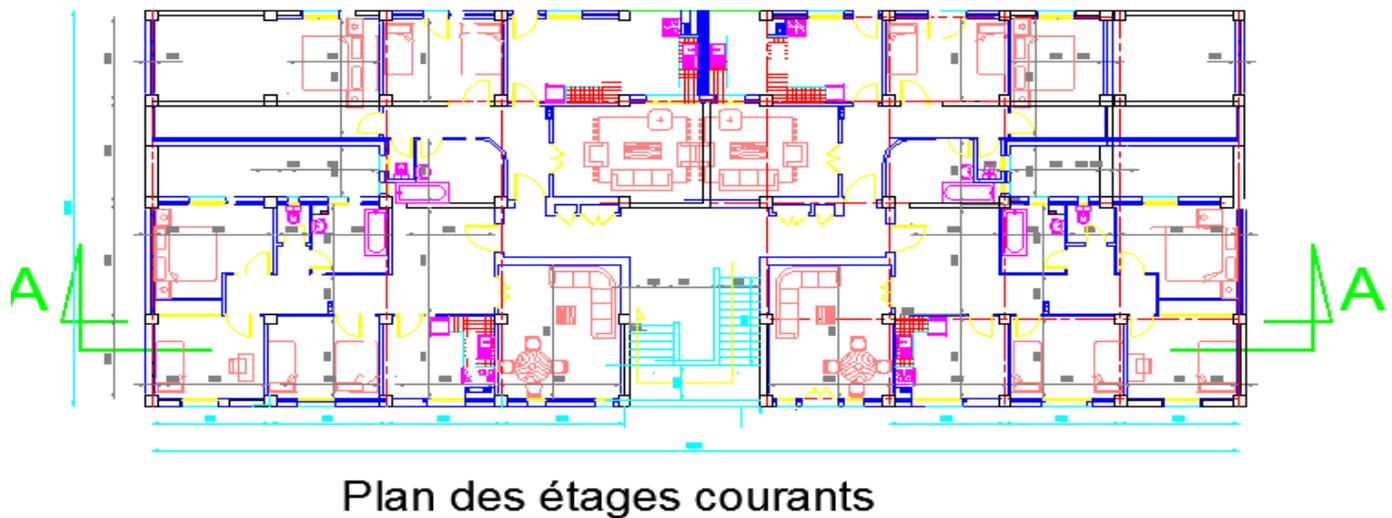
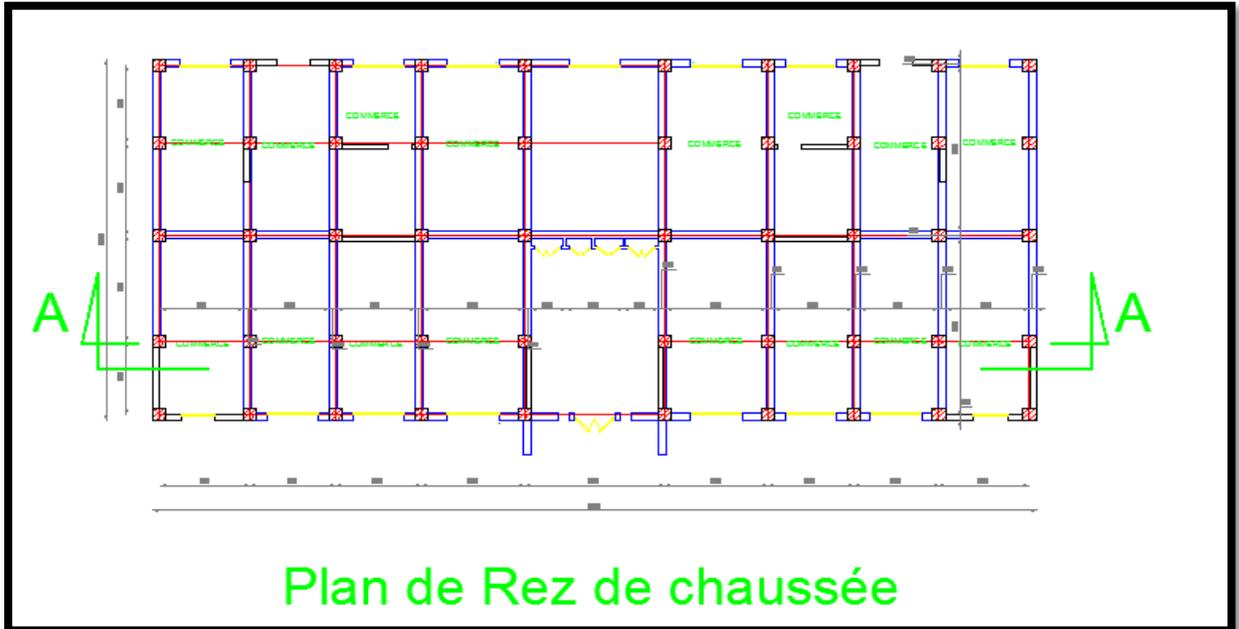
Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

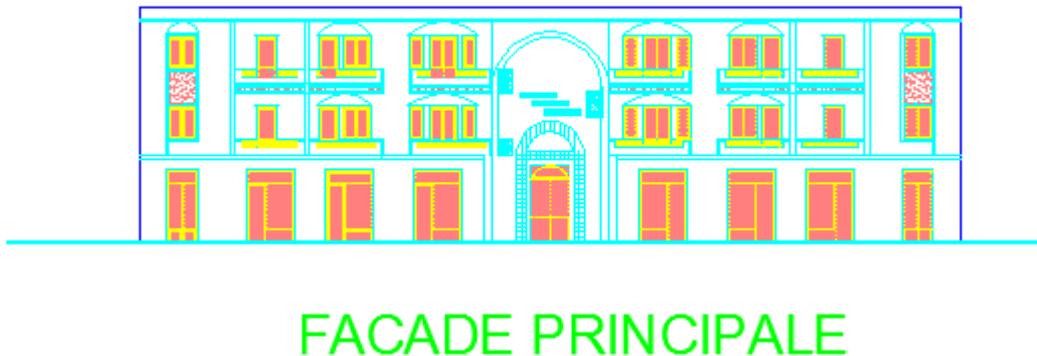
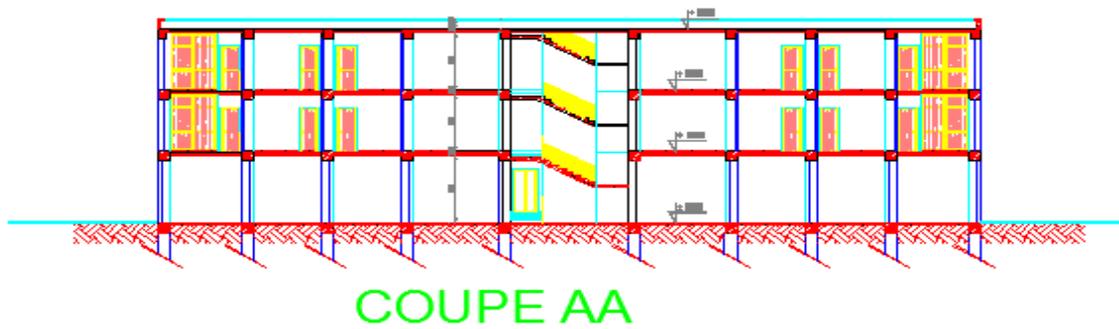
✓ Murs intérieurs (cloisons de répartition) : ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur.

II.1.2. Dimensions de l'ouvrage :

Cette étude se fera en considérant les paramètres suivants:

- ✓ Largeur en plan ----- 14,80 m
- ✓ Longueur en plan ----- 35,30 m
- ✓ Hauteur du RDC ----- 3,06m
- ✓ Hauteur étage courant ----- 3,06m
- ✓ Hauteur totale de bâtiment ----- 9.18m





✓ II.1.3. Conception structurelle:

La construction est structurée en portiques au nombre de (10) dans le sens transversal et de (05) dans le sens longitudinal.

Le contreventement de l'immeuble est constitué d'éléments verticaux assurant la stabilité sous l'action des sollicitations horizontales (vent ou forces d'origine sismiques). Ces éléments (portiques) transmettent également les charges verticales aux fondations.

. L'effet des charges verticales est généralement estimé d'une manière simple, au prorata des surfaces de plancher. Les résultats ainsi obtenus sont suffisamment proches de la réalité.

Pour les sollicitations horizontales, le problème peut se résumer à :

- La connaissance les efforts horizontaux engendrés par le séisme.
- Déterminer leur répartition entre les différents éléments de contreventement.

Système de contreventement :

Notre bâtiment ne dépasse pas cinq niveaux (12.18 mètres) et est situé en zone IIa. Le contreventement par portique (Art. 1. b du RPA99/version 2003) et le choix va se porter sur un contreventement (portiques auto stables en béton armé avec remplissage en maçonnerie).

II.2. REGLES DU CALCUL:

- 1-Les règles parasismiques algériennes (R PA 99/version 2003 DTR-BC-2-48).
- 2-Charges permanentes et surcharges d'exploitation (DTR-BC-2-2).
- 3-Les règlements de béton armé aux états limites (BAEL 91)

II.3. CARACTIRISTIQUE DES MATIRIAUX DE CONSTRUCTION :

Le béton armé se compose de béton et d'armatures. Le béton il ne représente pas une bonne résistance à la traction ou au cisaillement, l'acier offre une bonne résistance aux efforts de traction, de l'association de ces deux matériaux, il résulte un matériau composite dans lequel chacun répond au mieux aux sollicitations aux quelles il est soumis.

II.3.1. Le béton :

1) Définition :

Le béton est obtenu en mélangeant en quantité et en qualité convenable du ciment, des granulats (gravier, sable) et de l'eau selon le type d'ouvrage à réaliser.

On choisira les différentes proportions à donner pour chaque composant, l'ensemble de ces composants est basé avant tous sur l'expérience et sur les résultats obtenus après les essais des éprouvettes à la compression et à la traction.

Donc le problème posé est de définir les pourcentages des différents granulats, dont on dispose pour obtenir le béton avec un dosage approprié en ciment.

Le béton est connu par sa bonne résistance à la compression mais d'autre part à la mauvaise résistance à la traction, pour cela on introduit des armatures pour palier à cet inconvénient pour avoir un béton armé résistant à la compression et à la traction.

2) Composition du béton :

On appelle béton le matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables de ciment, de granulats (sables et pierraille) et d'eau et éventuellement des produits d'addition (adjuvants). C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics.

✚ La qualité du **ciment** et ces particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile ou de bauxite et la température de cuisson du mélange.

✚ Le béton est constitué de deux types de **granulats** :

- Sable de dimension inférieure à 5 mm.
- Gravier de dimension inférieure à 25 mm

✚ L'**eau** utilisée doit être propre, elle ne doit pas contenir des matières organiques qui influent sur le durcissement et la cohésion du béton.

3) Préparation du béton :

On appelle **dosage** le poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton.

La composition ordinaire pour un mètre cube du béton est : [2]

- + 350Kg/m³ de ciment CPA 325
- + 400 L de sable Dg ≤ 5mm ;
- + 800 L de gravillon Dg ≤ 25 mm ;
- + 175 L d'eau.
- + C/E=2

4) Caractéristiques physiques et mécaniques du béton:

+ **La masse volumique :** La masse volumique des bétons est comprise entre 2200 et 2500 kg/m³. Cette masse volumique peut augmenter avec la modalité de mise en œuvre, en particulier avec la vibration.

+ **Le retrait :** C'est la diminution de longueur d'un élément de béton. On peut l'assimiler à l'effet d'un abaissement de la température qui entraîne un raccourcissement.

+ **La dilatation :** puisque le coefficient de dilatation thermique du béton est évalué à 10⁻⁵, pour une variation de ± 20°C on obtient : $\Delta L = \pm (2/1000) \times \text{longueurs}$

+ **Le fluage :** C'est le phénomène de déformation provoquée dans le temps sous une charge fixe constamment appliquée [2]

+ **La résistance :**

1. Résistance du béton à la compression : [2] (Art A.2.1.11)

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants ; un béton est défini par la valeur de la résistance à la compression mesurée en décroisant des éprouvettes cylindriques de 200.96cm² de section d=16cm ; h=32cm

La résistance est mesurée à l'âge de 28 jours

La résistance du béton à la compression peut être estimée suivant la loi :

$$\left. \begin{aligned} f_{cj} &= \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \text{ pour } \dots f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\ f_{cj} &= \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} \text{ pour } \dots f_{c28} > 40 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} j < 28 \text{ j [2]}$$

Si j = 28 jours → $f_{cj} = f_{c28}$

Si $j > 28$ jours $\rightarrow f_{cj} = 1,1f_{c28}$

La réalisation du projet en étude fait normalement l'objet d'un contrôle régulier ; la résistance caractéristique du béton à adopter sera ainsi :

$f_{c28} = 25\text{MPa}$. (Valeur adoptée pour les constructions civiles et industrielles).

2. Résistance du béton à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours notée f_{tj} ; est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \text{ pour } f_{cj} \leq 40\text{MPa}.$$

$$f_{c28} = 25\text{MPa} \rightarrow f_{t28} = 2.1\text{MPa} [2]$$

Module de déformation longitudinale du béton :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures ; on admet à défaut de mesures qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton « E_{ij} » est égale :

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} [2]$$

$$E_{ij} = 32164.2\text{MPa}$$

Le module de déformation différée « E_{vj} » à « j » jours du au fluage est donnée par la formule :

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} [2]$$

$$E_{vj} = 10819\text{MPa}$$

$$f_{cj} = f_{c28} = 25\text{MPa} \rightarrow \begin{cases} E_{ij} = 32164,20\text{MPa} \\ E_{vj} = 10818,90\text{MPa} \end{cases}$$

Et sous les mêmes actions le module de déformation transversale est donnée par la relation :

$$G = E / 2 * (1 + \nu).$$

ν : coefficient de poisson

E : Déformation relative transversale au longitudinale.

Selon les règles [BAEL91] les valeurs de ce coefficient :

$\nu = 0.20$; dans le cas des états limites de service.

$\nu = 0.00$; dans L'E.L.U.

Coefficient de poisson : [2]

Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{déformation transversal}}{\text{déformation longitudinal}}$$

Dans le calcul, le coefficient de poisson est pris égal à :

* $\nu = 0$ à l'ELU (béton fissuré)

* $\nu = 0,2$ à l'ELS (béton non fissuré)

5) Caractéristiques limites du béton :

Contrainte ultime du béton en compression :

On a : $f_{bu} = 0.85 f_{cj} / \gamma_b$; en pratique ; on aura : $f_{cj} = f_{c28}$ [2]

Avec : f_{bu} : contrainte limite ultime de compression.

γ_b : coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1.15$; pour les situations accidentelles.

$\Rightarrow f_{bu} = 18.47 \text{ MPa}$.

$\gamma_b = 1.50$; pour les situations durables.

$\Rightarrow f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$

Contrainte ultime du béton au cisaillement :

On a :

$\bar{\tau}_u = \min (0.2 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{ MAP})$; si la fissuration non préjudiciable.

$\bar{\tau}_u = \min (0.15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ MAP})$; si la fissuration préjudiciable [2]

Contrainte de service du béton en compression :

$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28}$ pour $\sigma_{bc} = 25 \text{ MPa}$

Diagramme contrainte déformation :

Pour la vérification à l'état limite ultime, on utilise pour le béton un diagramme non linéaire dit « parabole-rectangle » ou bien, dans un but de simplification le diagramme rectangulaire qui en est déduit.

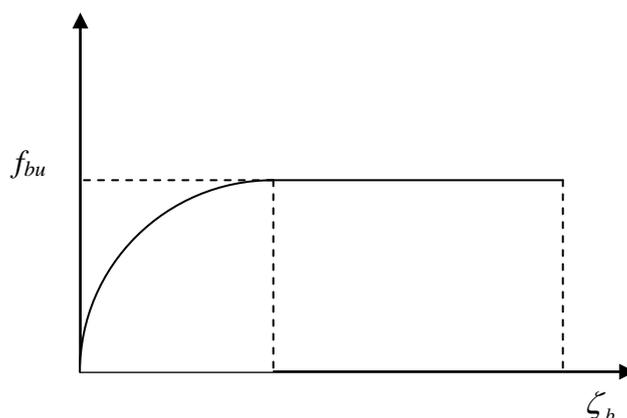


Fig. (II.1) : diagramme parabolé-rectangle

Des contraintes déformation d'un béton comprimé

II.3.2. L'acier:

a) Définition :

L'acier est un alliage fer-carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

- ✚ Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.
- ✚ Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\ 000$ MPa.

b) Types d'acier :

- ✚ Barres lisses (RL) → Fe E 235
- ✚ Barre à hautes adhérences (HA) → Fe E 40
- ✚ Treillis soudé de diamètre 6 hautes adhérences → Fe E 215

c) Caractéristiques mécaniques :

Valeur de la limite d'élasticité garantie f [2]

Type	Nuance	f_e (MPa)	Emploi
Ronds lisses	F _e E 22	215	Emploi courant
	F _e E 24	235	Epingle de levage des pièces préfabriquées

Barre HA Type 3	F_e TE 40	400	Emploi courant
	F_e TE 50	500	
Fils tréfiles HA type 3	F_e TE40	400	Emploi sous forme de Barres droites ou de treillis
	F_e TE	500	
Fil tréfiles lisses type 4	TL 50 $\phi > 6$ mm	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
	TL 52 $\phi \leq 6$ mm	520	

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de F_e E40 type 1,
 $f_e = 400$ MPa

d) Contraintes limites :

- Contraintes limites à l'ELU :

$\sigma_s f_e / \gamma_s \longrightarrow$ aciers naturels

$\sigma_s = 1.1 f_e / \gamma_s \longrightarrow$ aciers écrouis

Avec : γ_s : Coefficient de sécurité dépend de type de situation.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{en situation courante} & \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ 1 & \text{en situation accidentelle} & \sigma_s = 400 \text{ MPa} \end{cases}$$

- Contrainte limite de service :

Les contraintes limites de l'acier σ_s sont données en fonction de l'état limite d'ouverture des fissures.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Fissuration peu nuisible de la contrainte.} \\ \text{Fissuration préjudiciable} \end{array} \right\} \sigma_s = \text{Min} (2 f_e / 3 ; 150\mu)$$

$$\text{Fissuration très préjudiciable} \dots\dots\dots \sigma_s = (f_e / 2 ; 110\mu)$$

μ : Coefficient de sécurité dépend de l'adhérence

$\mu : 1$ pour les aciers (RL).

$\mu : 1,6$ pour les aciers (HA).

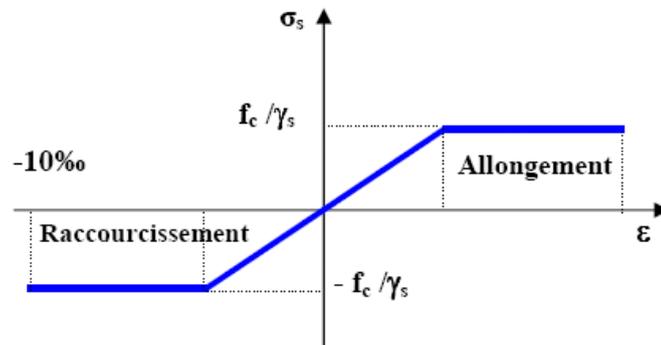
-Diagramme de (déformation– contrainte) :

Fig. (II.2) : Diagramme de (déformation– contrainte)

✚ L'allongement est donné par $\sigma_s = F_e / (\gamma_s * E_s)$

Dans notre cas, la fissuration sera considérée comme étant peut nuisible. Nous aurons donc :

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa.}$$

II.3.3. Les actions :

a) **définition** : les actions sont des forces appliquées à une construction soit :

- ✚ directement : action permanentes ; action variables d'exploitation ; action climatiques et action accidentelles.
- ✚ indirectement : effet de retrait et de fluage, variation de température et tassement.

b) **les actions permanentes (G) :**

Elles ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps, elles comprennent :

- ✚ poids propre de la structure.
- ✚ poids des éléments (remplissage en maçonnerie, cloisonnement, revêtement).
- ✚ efforts (poids, poussée des eaux et des terres).

Efforts dues à des déformations permanentes (mode de construction, tassement, retrait)

c) **les actions variables (Q) :**

Elles varient de façon importante dans le temps :

- ✚ les charges d'exploitation
- ✚ les charges climatiques
- ✚ explosion (gaz, bombes)

✚ séismes

II.3.4. Les Sollicitations :

Les sollicitations sont définies comme étant les efforts provoqués en chaque point et sur chaque section de la structure, par les actions qui s'exercent sur elles ; les sollicitations sont exprimées sous formes des forces ; d'efforts (normaux ou tranchants) de moment (de flexion, de torsionetc.)

II.3.5. Contrainte Limite De Calcul :

a) **L'E.L.U** : On a : $\sigma_s = f_e / \gamma_s$

f_e : limite d'élasticité

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier

$\gamma_s = 1.15$ cas courant ; $\gamma_s = 1.00$ cas accidentel

b) **L'E.L.S** :

On a :

✚ fissuration non préjudiciable :

$\sigma_s = \text{MIN} (2/3 f_e ; 150n)$

✚ fissuration très préjudiciable :

$\sigma_s = \text{MIN} (0.5 f_e ; 110n)$

Avec : n= coefficient de fissuration

n=1.0 : pour les ronds lisses.

n=1.6 : pour les hautes adhérences

L'allongement relatif de l'acier :

On a : $\zeta_s = (f_e / \gamma_s) / E_s$

Avec : E_s - module d'élasticité longitudinale « $E_s = 200000 \text{MPa}$ »

II.3.6. hypothèses de calcul des sections en béton armé :

a) Calcul aux états limites de services :

- ✚ Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- ✚ La résistance de traction de béton est négligée.
- ✚ Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.

- Le rapport des modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton est pris égal à $15(n = \frac{E_s}{E_b})$, n : est appelé coefficient d'équivalence.

b) calcul aux états limite ultimes de résistance :

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- Le raccourcissement relatif de l'acier est limité à : 10‰.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à :

$\epsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰}$ en flexion

$\epsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$ en compression centrée

- La règle des trois pivots qui consiste à supposer que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots A, B ou C définis par la figure -II-3

Tel que :

A : correspond à un allongement de 10×10^{-3} de l'armature la plus tendue, supposée concentrée.

B : correspond à un raccourcissement de 3.5×10^{-3} du béton de la fibre la plus comprimée.

C : correspond à un raccourcissement de 2×10^{-3} du béton de la fibre située à $3/7h$ de la fibre la plus comprimée.

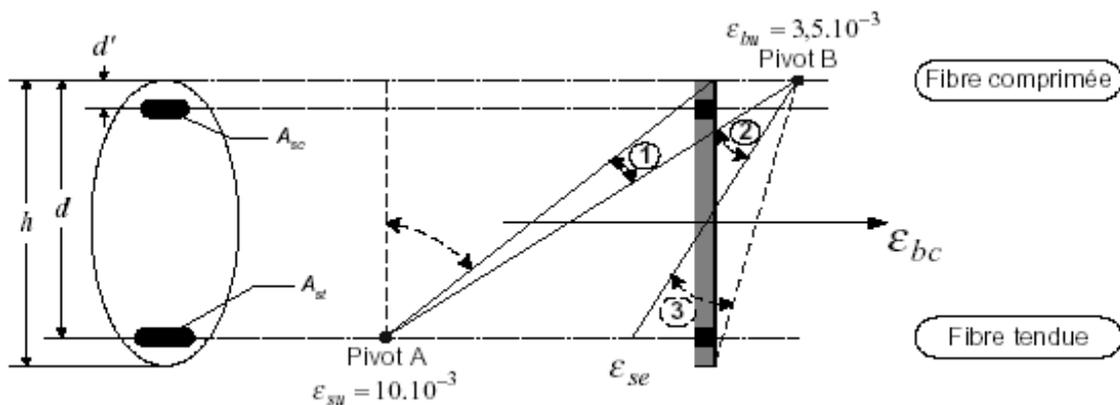


Fig. (II.3) : Règle de trois pivots

Pour des raisons pratiques (lors du dimensionnement en particulier), sont définis principalement deux pivots (pivots A et B) autour desquels on supposera que les diagrammes de déformation tourneront.

II.4.Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons présenté la description de notre projet avec toutes ses caractéristiques, nous avons aussi donné les caractéristiques des matériaux utilisés ainsi que les codes et les règlements en vigueur.

Le chapitre suivant fera l'objet du pré dimensionnement de tous les éléments de la structure de notre ouvrage.

Référence [2] Jean Pierre Mougin - BAEL 91 modifié 99, DTU associés.

Chapitre III

Pré dimensionnement et Descente De charge

III.1. Introduction

III.2. Evaluation des charges

III.3. Descente de charge

III.4. Conclusion

III.1. Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but “ le pré calcul “des sections des différents éléments résistants. Il sera fait selon les règles du BAEL 91 et le RPA 99 modifié 2003, pour arriver à déterminer une épaisseur économique afin d'éviter un sur plus d'acier et du béton... Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

III.1. Planchers (Corps creux) :

Dans notre projet on a un plancher en corps creux qui est généralement une aire plane, destinée à limiter des étages est à supporter les revêtements, Dont les deux fonctions principales sont :

- Une fonction de résistance mécanique : il doit supporter son poids propre et les surcharges.
- Une fonction d'isolation acoustique et thermique qui peut être assurée complémentaiement par un faux plafond.

III.1.2. Hauteur du plancher :

D'après les règles de BAEL 91 (Art-B-6-8-4.2.4) ; l'évaluation de l'épaisseur totale du plancher à corps creux peut s'exprimer par les formules suivantes :

$$\frac{h_t}{L_{max}} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow L_{max} = 400 \text{ m}$$

$$h_t \geq \frac{340}{22.5} \rightarrow h_t \geq 18 \text{ cm}$$

L_{max} : La plus grande portée dans le sens des nervures entre nus.

Dans notre cas : $L_{max} = 400 - 0.30 = 3.70 \text{ m} = 370 \text{ cm}$

On va choisir : $h_t = 20 \text{ cm}$ $\begin{cases} 04 \text{ cm} : \text{hauteur de la table de compression.} \\ 16 \text{ cm} : \text{hauteur du corps creux.} \end{cases}$

Remarque : La portée à prendre entre nus des appuis selon BAEL 91 (Art-B-6-1-1).

III.1.2.1. Poutrelles :

Les poutrelles forment avec la dalle de compression une section en T

Coups du plancher à corps Crous :

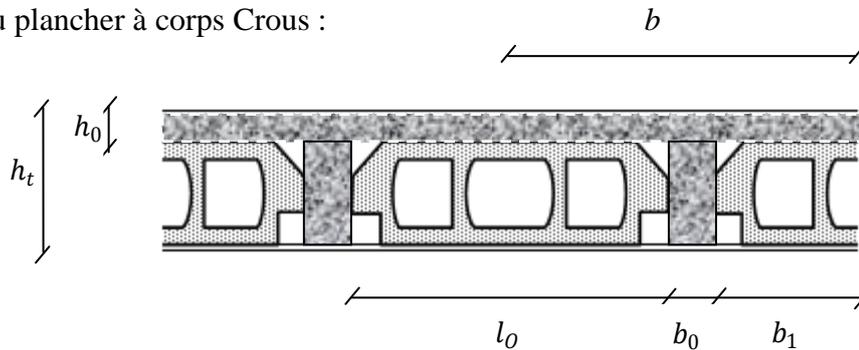


Fig.(III.1).Plancher à corps Crous

D'après les règles BAEL 91 (article A 4.1.3) la largeur de la table de compression sera calculée à partir de la plus faible des valeurs suivantes de b_1 :

$$b_1 = \min \left[\frac{L}{10}; \frac{l_0}{2} \right]$$

b : Distance entre axes des nervures.

L : 3.40 m (portées des poutrelles).

D'après les normes algériennes (DTR-B.C.22), la distance entre axes des nervures est prise égale à $b = 65 \text{ cm}$;

La hauteur de la nervure est égale à $h_0 = 4 \text{ cm}$

La largeur : $b_0 0.3h_t \leq b_0 \leq 0.5h_t$

$$0.3 \times 20 \leq b_0 \leq 0.5 \times 20$$

$$6 \text{ cm} \leq b_0 \leq 10 \text{ cm}$$

On prend : $b_0 = 10 \text{ cm}$

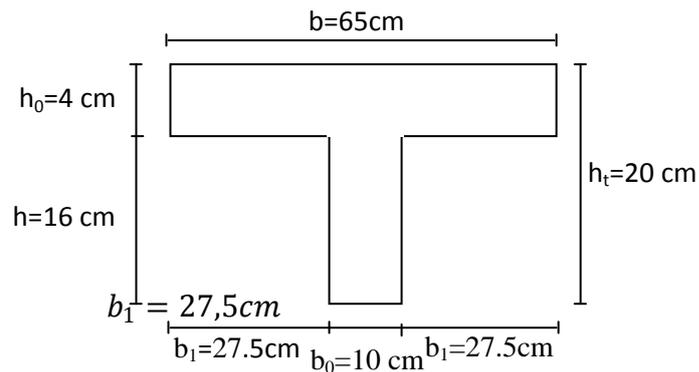
$$b_1 \leq \frac{L}{10} \Rightarrow b_1 \leq \frac{370}{10} \Rightarrow b_1 \leq 37 \text{ cm} \quad b_1 = \min \left[\frac{L}{10}; \frac{l_0}{2} \right] = \min [37; 27.5] = 27.5 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{l_0}{2} \Rightarrow b_1 \leq \frac{55}{2} \Rightarrow b_1 \leq 27.5 \text{ cm}$$

En conséquence, on adopte :

$$b = 65\text{cm}$$

$$h_t = 20\text{ cm}$$



IV.1.3. Les poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs en béton avec des armatures en acier incorporé, servant de base à transmettre les charges aux poteaux.

Le pré dimensionnement des poutres est effectué selon les formules de BAEL91 et vérifié selon le RPA99-2003.

✚ Selon BAEL91 :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

✚ Vérification d'après RPA99 version 2003 :

$$b \geq 20\text{cm}$$

$$h \geq 30\text{cm}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4$$

Avec: L : la portée de la poutre.

h : la hauteur de la poutre.

b : la largeur de la poutre.

III.1.3.1. Les poutres principales:

Nous avons : $L = L_{max} = 435\text{cm}$

✚ **Selon BAEL91 :**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 29 \leq h \leq 43.5$$

$$12 \leq b \leq 28$$

On prend : **h = 40 cm b = 30 cm**

✚ **Vérification d'après RPA99 version 2003 :**

$$b = 30\text{ cm} > 20\text{ cm} \dots\dots\dots(c.v)$$

$$h = 44\text{cm} > 30\text{ cm} \dots\dots\dots(c.v)$$

$$\frac{h}{b} = \frac{40}{30} < 4 \dots\dots\dots(c.v)$$

Donc on choisit une poutre de section ''30x40''

✚ **Condition de rigidité : [5]**

Nous devons vérifier que

$$\left(\frac{h}{L}\right) > \left(\frac{1}{16}\right)$$

$$\frac{44}{435} = 0,092 > 0,0625 \dots\dots\dots(c.v)$$

III.1.3.2 Les poutres secondaires :

Nous avons : $L = L_{max} = 400\text{cm}$

✚ **Selon BAEL91 :**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 26.66 \leq h \leq 40$$

$$8 \leq b \leq 28$$

On prend : **h = 35 cm b = 30 cm**

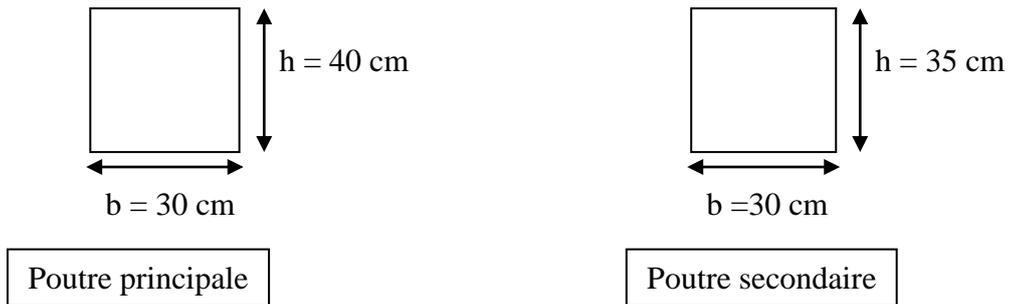
✚ Vérification d'après RPA99 version 2003 :

$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots (c.v)$

$h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots (c.v)$

$\frac{h}{b} = \frac{35}{30} < 4 \dots\dots\dots (c.v)$

Donc on choisit une poutre de section "30x35"



✚ Condition de rigidité : [5]

Nous devons vérifier que

$$\left(\frac{h}{L}\right) > \left(\frac{1}{16}\right)$$

$\frac{35}{400} = 0,0945 > 0,0625 \dots\dots\dots (c.v)$

III.1.4. Les poteaux :

III.1.4.1. Coffrage des poteaux :

D'après les règles RPA 99/ version 2003 (Art 7.4.1) selon la **zone moyenne sismique IIA**,

nous avons : $\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$

$\min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} ,$

$\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

he: hauteur d'étage, $h_e = 3.40 \text{ m}$.

Soit: $h_1 = b_1 = 30 \text{ cm}$.

$$30 > 25 \quad \dots\dots\dots(c.v)$$

$$30 > \frac{340}{20} = 17\text{cm} \quad \dots\dots\dots(c.v)$$

$$0.25 < 1 < 4 \quad \dots\dots\dots(c.v)$$

—————> Donc on choisit un poteau de section ''30x30''

III.1.4.2.condition de non flambement :

Selon les règles BAEL 91 (Art B.8.4.1)

L'élanement λ d'une pièce comprimée, de section constant, il est dépend par rapport à la longueur de flambement (l_f) et le rayon de girant i :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \dots\dots\dots \text{Elancement géométrique.}$$

$$l_f = 0.7 L_0 \dots\dots\dots \text{Longueur du flambement (BAEL Art-B.8.3.3.1)}$$

$$\sqrt{\frac{I_{\min}}{B}} \dots\dots\dots \text{Rayon de giration}$$

L_0 : hauteur d'étage.

I_{\min} : Moment d'inertie minimale de la section du poteau considéré.

B : Surface de la section transversale du poteau.

$$l_f = 0.7 \times 3.40 = 2.4 \text{ m.}$$

$$I_{\min} = \frac{0.3(0.3)^3}{12} = 6.75 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$B = 0,3 \cdot 0,3 = 0.09 \text{ m}^2$$

$$i = \sqrt{\frac{6.75 \cdot 10^{-4}}{0.09}} = 0.0866 \text{ m} \Rightarrow \lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{2.142}{0.0866} = 24.73$$

$$\lambda = 24.73 \leq 50 \dots\dots\dots (c.v)$$

III.2. EVALUATION DES CHARGES :

III.2.1. Introduction :

Pour l'obtention d'une bonne résistance et d'une bonne stabilité de l'ouvrage il est nécessaire d'uniformiser la distribution des charges au niveau de tous les éléments porteurs de charges des planchers.

✚ Les charges réglementaires :

Les charges réglementaires sont en général de :

- Les charges permanentes qui présentent le poids mort.
- Les charges d'exploitation ou surcharges.

✚ Les charges permanentes :

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur a fourni des listes de poids volumiques en fonction des matériaux utilisés.

✚ Les charges d'exploitation :

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale". On comprend aisément que le plancher d'un groupe à usage d'habitation, est à priori, moins chargé qu'un plancher d'une bibliothèque.

Evaluation des charges et surcharges (selon le **DTR**, document technique réglementaire)

III.2.2. Plancher terrasse (inaccessible) :

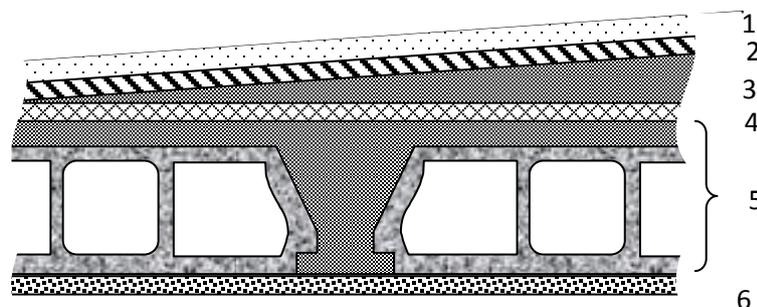
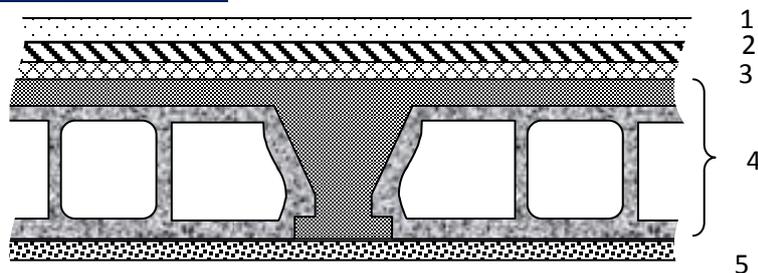


Fig.(III.2) Détail de plancher terrasse

Tableau (III.1) : Composants d'un plancher terrasse

Plancher terrasse inaccessible				
Chargement	1	Gravions de protection (5cm)	0.85	KN/m ²
	2	Etanchéité multicouche (2cm)	0.12	KN/m ²
	3	Forme de pente (10cm)	2.2	KN/m ²
	4	Isolation thermique en liège (4cm)	0.16	KN/m ²
	5	Plancher à corps creux (16+4) cm	2.85	KN/m ²
	6	Enduit en plâtre (2cm)	0.2	KN/m ²
Charge permanente totale			G=6.38	KN/m²
Surcharge d'exploitation			Q=1.00	KN/m²

III.2.3. Plancher étage courant :**Fig. (III.3). Détail de plancher étage****Tableau (III.2) : Composants d'un plancher d'étage courant**

Plancher étage courant (1^{eme} -4^{eme})				
Chargement	1	Carrelage (2cm)	0.4	KN/m ²
	2	Mortier de pose (2cm)	0.4	KN/m ²
	3	Lit de sable (2cm)	0.34	KN/m ²
	4	Plancher à corps creux (16+4) cm	2.85	KN/m ²
	5	Enduit en plâtre (2cm)	0.2	KN/m ²

	Cloisons légères	<i>l</i>	KN/m ²
Charge permanente totale		<i>G=5.19</i>	KN/m ²
Surcharge d'exploitation		<i>Q=1.50</i>	KN/m ²

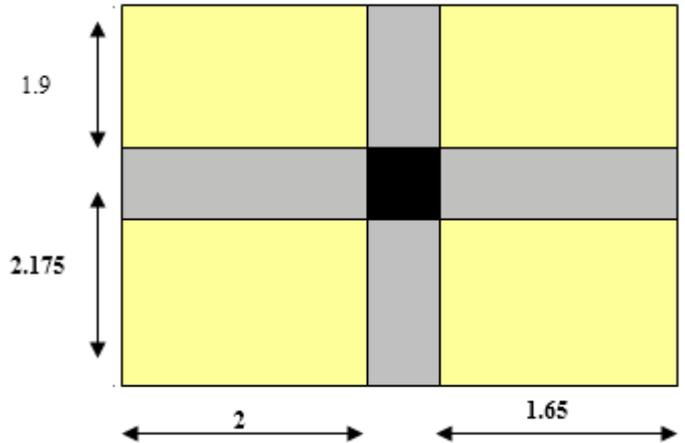
III.3.Descente de charge

III.3.1. Poteau central C-5

✓ Calcul de la surface afférente du poteau central

S = La surface de la partie du plancher que le poteau central supporte.

$S = (1.65+2) \times (2.175+1.9) = 14.87 \text{ m}^2$.



Etage	Elément	G (KN)	Q (KN)
TERRASSE	Plancher terrasse	$6.38 \times 14.87 = \mathbf{94.87}$	$1.00 \times 14.87 = 14.87$
	Poutre P	$[(2+1.65) \times (0.4 \times 0.3)] \times 25 = \mathbf{10.95}$	
	Poutre S	$[(2.175+1.9) \times (0.30 \times 0.35)] \times 25 = \mathbf{10.69}$	
	Poteau	Poteau : $0.30 \times 0.30 \times 3.06 \times 25 = \mathbf{6.89}$	
	Σ des charges	Σ G=123,41	
Etage	Plancher	$5.19 \times 14.87 = \mathbf{77,18}$	$1.50 \times 14.87 = 22,31$
	Poutre P	$[(2+1.65) \times (0.4 \times 0.3)] \times 25 = \mathbf{10.95}$	
	Poutre S	$[(2.175+1.9) \times (0.30 \times 0.35)] \times 25 = \mathbf{10,69}$	
	Poteau	Poteau : $0.30 \times 0.30 \times 3.06 \times 25 = \mathbf{6.89}$	
Courant	Σ des charges	Σ G=105,71	22,31

RDC	Plancher	$5.19 \times 14.87 = \mathbf{77,18}$	$1.50 \times 14.87 = 22,31$
	Poutre P	$[(2+1.65) \times (0.4 \times 0.3)] \times 25 = \mathbf{10,95}$	
	Poutre S	$[(2.175+1.9) \times (0.30 \times 0.35)] \times 25 = \mathbf{10,69}$	
	Poteau	Poteau : $0.30 \times 0.30 \times 3.40 \times 25 = \mathbf{7,65}$	
	Σ des charges	$\Sigma G = 106,47$	22,31
	TOTAL	335,59	59,49

$$G = 335,59 \text{ KN}$$

$$Q = 59,49 \text{ KN}$$

$$N_u = 1.35G + 1.50Q$$

$$N_u = 542,285 \text{ KN}$$

$$N_{ser} = G + Q$$

$$N_{ser} = 395,08 \text{ KN}$$

On doit vérifier que la section adoptée du poteau est suffisante pour résistance à la compression.

Suivant le BAEL 91 (Art B.8.4.1)

$$N_u \leq \alpha [(B_r f_{c28} / 0.9 \gamma_b) + (A_s f_e / \gamma_s)]$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1.15 \quad \lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50 \text{ avec } l_f = 0.7l_0 ; i = \sqrt{\frac{I}{S}}$$

$$\gamma_s = 1.5$$

$$\lambda = 24.73 \leq 50 \quad \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.772$$

La valeur de α est prise par 1.10 la moitié de charge est. Appliqué avant 90 jours

$$\alpha = 0.850$$

$$B_r = (30-2)^2 = 784 \text{ cm}^2$$

Selon le RPA 99/ version 2003 (Art 7.4.2.1)

- $A_{\min} = 0.008 B$ ----- (zone IIa)

$$B = 30 \times 30 = 900 \text{ cm}^2$$

- $A_{\min} = 0.008 \times 900 = 7.2 \text{ cm}^2$
- $0.06B = 54 \text{ cm}^2$ ----- (zone de recouvrement)

Selon BAEL 91 (Art A.8.1.2.1)

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.2 \times B / 100 = 0.2 \times 30 \times 30 / 100 = 1.8 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = \max 4(2 \times (b+h)) / 100 = 8(30+30) / 100 = 4.8 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A = \{\max A_{\min} (\text{RPA}); A_{\min}(\text{BAEL})\} = \{\max 7.2 \text{ cm}^2, 4.8 \text{ cm}^2 = 7.2 \text{ cm}^2\}$$

$$N_{\text{critique}} = 0.850 \times \left[\frac{784 \times 25 \times 10}{0.9 \times 1.5} + \frac{7.2 \times 400 \times 10}{1.15} \right]$$

$$N_{\text{critique}} = 144694,378 \text{ KN}$$

$$144694,378 \geq 395,08 \text{ KN}$$

Donc la section est suffisante, on garde la section choisie (**30×30**) cm²

III.4.Conclusion :

Les résultats obtenus dans ce chapitre seront utilisés dans les prochains chapitres comme le calcul de ferraillement des éléments et l'étude sismique donc ce chapitre est une liaison entre la conception de la structure et son analyse.

Référence [5] Henry Thonier - Conception et calcul des structures de bâtiment (tome1 ; tome2 ; tome3) - 1996.

Chapitre IV

Etude sismique

IV.1. INTRODUCTION

IV.2. objectifs de l'étude sismique

IV.3. modélisation mathématique

IV.4. choix de la méthode de calcul

IV.5. classification de l'ouvrage selon les rpa99/v2003

IV.6. Méthode statique équivalente

IV.7. Présentation du logiciel SAP2000

IV.8. Conclusion

IV.1. INTRODUCTION

Vu que l'activité sismique peut se produire à tout moment, provoquant d'importants dégâts humains et matériels, les structures doivent être conçues et construites de manière adéquate afin de résister à ses secousses sismiques, tout en respectant les recommandations des règlements parasismiques.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurité imposés par les règles parasismiques Algériennes RPA99/version 2003. La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel SAP2000 qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

IV.2. OBJECTIFS DE L'ETUDE SISMIQUE

L'étude parasismique nous permet d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants. Cette estimation peut être menée par trois méthodes qui sont les suivantes : – la méthode statique équivalente. – la méthode d'analyse modale spectrale. – la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.3. MODELISATION MATHEMATIQUE

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini, par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité et l'amortissement). En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

IV.4. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL

IV.4.1. Condition d'application de la méthode statique équivalente

1 - Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 (RPA99/V 2003) avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III

2- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en 1), les conditions complémentaires suivantes :

- **Zone I** : tous groupes

• Zone II :

- groupe d'usage 3.
- groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- 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.

IV.4.2. Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique.

La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

La structure étudiée ne répond pas aux conditions exigées par les RPA99/Version 2003 pour l'application de la méthode statique équivalente; c'est pourquoi le calcul sismique se fera par la méthode Modale Spectrale, la méthode de statique équivalente sera donnée à titre indicatif

IV.5. CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE SELON LES RPA99/V2003**IV.5.1. Classification de la zones sismique**

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

- ✓ Zone 0: sismicité négligeable
- ✓ Zone I : sismicité faible
- ✓ Zone II : sismicité moyenne
- ✓ Zone III : sismicité élevée

Notre ouvrage et implantée dans la wilaya Jijel donc en zone IIa.

IV.5.2. Classification de l'ouvrage selon son importance

Le bâtiment est à usage d'habitation et considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne, il est donc classé dans le Groupe 2.

En retrouve dans ce groupe les ouvrages non classés dans les autres groupes 1A, 1B ou 3 tel que :

- Les bâtiments d'habitation bâtiments collective ou à usage de bureaux dont la hauteur industriels et commerciaux, scolaires, universitaires, constructions sportives ne dépassent 48m .
- Autres bâtiments pouvant accueillir au plus 300 personnes simultanément tels que, bâtiments à usage de bureaux, bâtiment industriels.
- Parkings de stationnement publics.

IV.5.3. Classification du site

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol ferme de catégorie S2. on retrouve dans cette catégorie les dépôts de sables et de graviers très denses et/ou d'argile sur consolidée sur 10 à 20 m d'épaisseur avec $V_s \geq 400$ m/s à partir de 10 m de profondeur.

IV.5.4. Classification des systèmes de contreventement

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'une valeur numérique du coefficient de comportement R

Notre structure est contreventée par un système mixte assuré par des voiles et des portiques. Néanmoins il est nécessaire de procéder à une justification d'interaction portique-voiles. Pour ce faire on doit vérifier que :

-Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

-Les voiles et les portiques reprennent conjointement les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

-Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

IV.5.5. Classification de l'ouvrage

selon sa configuration La structure de l'ouvrage est classée selon sa configuration en plan et en élévation. Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis a vis des deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celles des

masses Ainsi on peu dire que le bâtiment est régulier en plan et en élévation et par conséquent c'est un bâtiment classé régulier.

IV.6.Méthode statique équivalente :

IV.6.1.Principe de la méthode

- 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 au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.
- Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

IV.6.2.Modélisation : (RPA Art.4.2.2) [1]

- Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.
- La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

IV.6.3. Calcul de la force sismique totale : (RPA Art.4.2.3)[1]

La force sismique totale (V) appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions orthogonales selon la formule suivante :

$$V = \frac{A.D.Q.W}{R}$$

Ou :

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement global de la structure.

W : poids total de la structure

IV.6.3.1.Détermination des coefficients de la formule :

- **Coefficient d'accélération de zone (A) : (tableau 4.1)**

Tableau(IV.1) : Coefficient d'accélération de zone (A)

Lieu	Groupe d'usage	Zone	A
Jijel	2	II-a	0.15

- **Facteur d'amplification dynamique moyen (D)**

Il est en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3)^{2/3} \cdot (3/T)^{5/3} & \dots\dots\dots T \geq 3.0s \end{cases}$$

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le RPA

(tableau 4.7 page 34). Notre site sera site meuble (S3).

Donc : $T_2 = 0.50$ sec.

T : Estimation de la période fondamentale de la structure, calculée par la formule suivante :

$$T = C_T \times (h_N)^{3/4} \dots\dots\dots (1)$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

Pour

Notre édifice $h_N = 9.18$ m.

C_t : Coefficient en fonction du système de contreventement et de type de remplissage ; donné

Par le RPA (tableau 4.6 page 31)

Notre bloc a Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie ;

Donc: $C_t = 0.075$

$$C_t = 0.075$$

$$T = 0.075 \times 9.18^{3/4} = 0.40 \text{ sec.}$$

Selon le RPA modifié version 2003, dans le cas n° 3 et 4, on peut également utiliser aussi la formule suivante (4.7 page31) :

$$T = 0.09 \cdot h_n / \sqrt{D} \dots\dots\dots (2)$$

D: est la dimension de bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée, dans ce cas de figure, il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (1) et (2).

η : Facteur de correction d'amortissement critique donné par la formule suivante :

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

Avec ξ : est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages (tableau 4.2 page 26 RPA).

$\xi = 7\%$. (remplissage dense en béton armé).

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

$$\eta = 0.88 > 0.7$$

$$\text{Donc : } 2.5 \cdot \eta = 2.5 \cdot 0.88 = 2.2$$

$$D = 2.2$$

▪ **Coefficient de comportement global de la structure (R)**

D'après le tableau (4.3 page 28 RPA) dans notre cas ; on a des portiques auto stables avec remplissage en maçonnerie rigide, donc : $R = 5$

▪ **Facteur de qualité (Q) :**

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

*La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.

*La régularité en plan et en élévation.

* La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^{n=6} p_q$$

* p_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité "q" est satisfait ou non et sa valeur

est donnée par le RPA (tableau 4.4 page 30).

Tableau(IV.2) : Facteur de qualité (Q)

Critère "q"	Sens X	Sens Y
1. Condition minimale sur les de contreventement.	0.00	0.00
2. Redondance en plan	0.05	0.05
3. Régularité en plan	0.05	0.05

4. Régularité en élévation	0.05	0.05
5. contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
6. contrôle de la qualité de l'exécution.	0.00	0.00
$\sum P_q$	0.2	0.2

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^{n=6} p_q = 1 + 0.2 = 1.2$$

Evaluation de la force sismique :

Calcul des masses des éléments

Acrotère: $G = 2.151 \text{ KN/ml}$

Plancher courant $G = 5.19 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

Plancher terrasse $G = 6.38 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$

Surface du Plancher terrasse $S = 504.79 \text{ m}^2$

Surface du Plancher courant $S = 504.79 \text{ m}^2$

Surface Terrasse $S = 504.79 \text{ m}^2$

Poutres principales : $0,3 \times 0,4 \times 25 = 3 \text{ KN/m}$

Poutres secondaires : $0,3 \times 0,35 \times 25 = 2.625 \text{ KN/m}$

Poteaux : $0,3 \times 0,3 \times 25 = 2.25 \text{ KN/m}$

➤ **Niveau terrasse : Niv=9.18m**

Plancher à corps creux (16 + 4) : $504.79 \times 6.38 \dots\dots\dots 3220.56 \text{ KN}$

Poutres principales: $3 \times 131 \dots\dots\dots 393 \text{ KN}$

Poutres secondaires: $2.625 \times 163 \dots\dots\dots 427.875 \text{ KN}$

½ poteau: $0.5 \times 3.06 \times 2.25 \times 50 \dots\dots\dots 172.125 \text{ KN}$

½ mur de façade : $0,5 \times (3,06 - 0,4) \times 2.18 \times 91.4 \times 0.3 \dots\dots\dots 79.50 \text{ KN}$

Gmur: $2.18 = 0.9 + 0.9 + 0.2 + 0.18$

$91.4 : (\text{dimensionne des poutre principal} - 0.3 \text{ de poteau}) \times 2 + (\text{dimensionne des poutre secondaire} - 0.3 \text{ de poteau}) \times 2$

0.4 hauteur de poutre principale

Acrotère: $2.151 \times 0.1 \times 0.6 \times 99.20 \dots\dots\dots 12.803 \text{ KN}$

20 % surcharge d'exploitation : $1 \times 0,2 \times 504.79 \dots\dots\dots 100.958 \text{ KN}$

Wt = 4406.821 KN

➤ **Niveau étage : Niv=6.12m**

Plancher à corps creux (16 + 4) : $504.79 \times 5.19 \dots\dots\dots 2619.86 \text{ KN}$

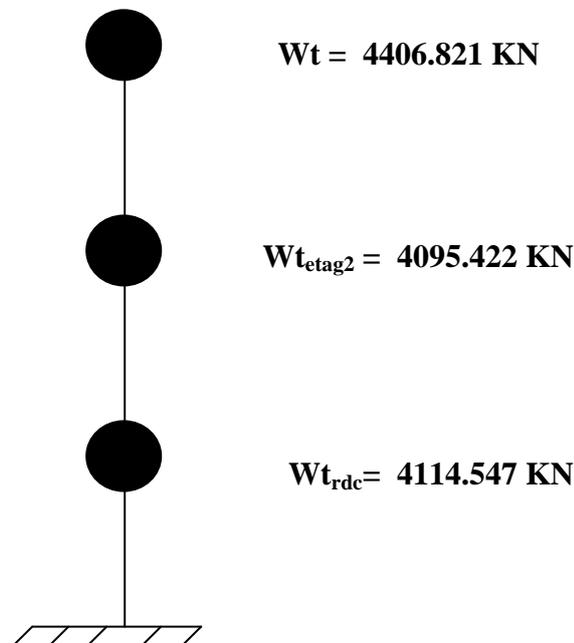
Poutres principales: $3 \times 131 \dots 393 \text{ KN}$
 Poutres secondaires: $2.625 \times 163 \dots 427.875 \text{ KN}$
 poteau: $3.06 \times 2.25 \times 50 \dots 344.25 \text{ KN}$
 mur de façade : $0,3 \times (3,06 - 0,4) \times 2.18 \times 91.4 \dots 159 \text{ KN}$
 20 % surcharge d'exploitation : $1.5 \times 0,2 \times 504.79 \dots 151.437 \text{ KN}$
 $W_{t_{\text{etag2}}} = 4095.422 \text{ KN}$

➤ **Niveau rdc : Niv=3.06m**

Plancher à corps creux (16 + 4) : $504.79 \times 5.19 \dots 2619.86 \text{ KN}$
 Poutres principales: $3 \times 131 \dots 393 \text{ KN}$
 Poutres secondaires: $2.625 \times 163 \dots 427.875 \text{ KN}$
 ½ poteau: $0.5 \times 3.06 \times 2.25 \times 50 \dots 172.125 \text{ KN}$
 ½ mur de façade : $0,5 \times 0,3 \times (3,06 - 0,4) \times 2.18 \times 91.4 \dots 79.50 \text{ KN}$
 20 % surcharge d'exploitation : $1.5 \times 0,2 \times 504.79 \dots 151.437 \text{ KN}$
 $W_{t_{\text{rdc}}} = 4114.547 \text{ KN}$

$W_{\text{total}} = W_{\text{tras}} + W_{\text{tec}} + W_{\text{trdc}} = 12616.79 \text{ KN}$

1) Modélisation



IV.6.3.2.Calcul de la force sismique :

$$V = \frac{A.D.Q.W}{R} = \frac{0.15 \times 2.2 \times 1.2 \times 12616.79}{5} = 999.249 \quad V = 999.249 \text{ KN}$$

IV.6.3.3.Distribution de la force sismique sur les niveaux :

$$f_i = \frac{(V - f_t)W_i h_i}{\sum W_j h_j}$$

- **f_i** : Effort horizontal revenant au niveau i.
- **h_i** : Niveau du plancher où s'exerce la force f_i .
- **W_j, W_i** : Poids revenant aux planchers i,j .
- **f_t** : La force concentrée au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration, elle est déterminée par la formule suivante : $F_t=0.07.T.V$ (RPA page 32)

On a : ($T_x= 0.14 \text{ sec}$; $T_y= 0.22 \text{ sec}$) < 0.7 sec.

Donc : $F_t = 0$.

Alors $\therefore f_i = \frac{V.W_i.h_i}{\sum W_j h_j}$

Tableau(IV.3) : calcul des forces séismiques aux niveaux

Niveau	W_i (KN)	h_i (m)	$W_i .h_i$ (KN.m)	$V(KN)$	f_i (KN)
+ 9.18 m	4406.821	9.18	41952.936	999.249	508.76249
+ 6.12 m	4095.422	6.12	26456.426	999.249	320.836596
+ 3.06 m	4114.547	3.06	13989.459	999.249	169.649914
			82398.821		

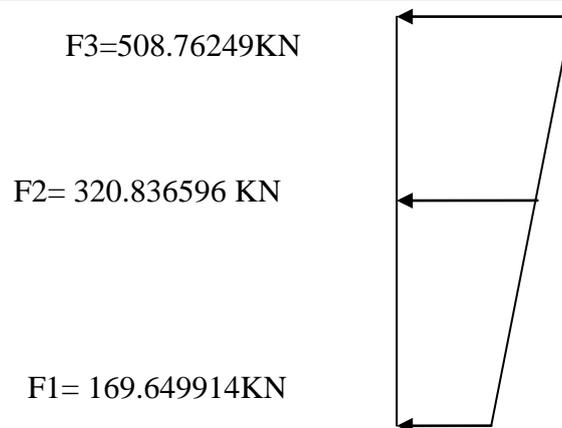
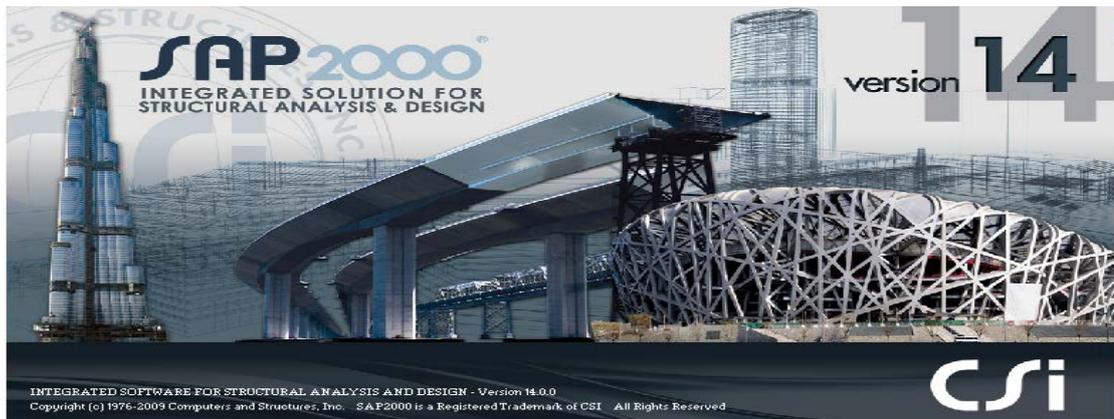


Fig. (IV.1) : Distribution des forces séismiques

IV.7. Présentation du logiciel SAP2000 :



méthode des éléments finis autonome pour l'analyse et la conception des structures civiles. Il offre une interface utilisateur intuitive, pourtant puissante avec beaucoup d'outils pour faciliter

SAP2000 : est un programme structural basé sur la a construction rapide et précise des modèles, avec les techniques analytiques sophistiquées requises pour faire les projets les plus complexes

Entreprise productrice : Computers and Structures, Inc.

Berkeley, Californie. USA.

Ce dernier est un logiciel qui permet de modéliser et d'analyser les bâtiments. Les caractéristiques principales SAP2000 sont :

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes

SAP2000 permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, ETABS et SAFE).

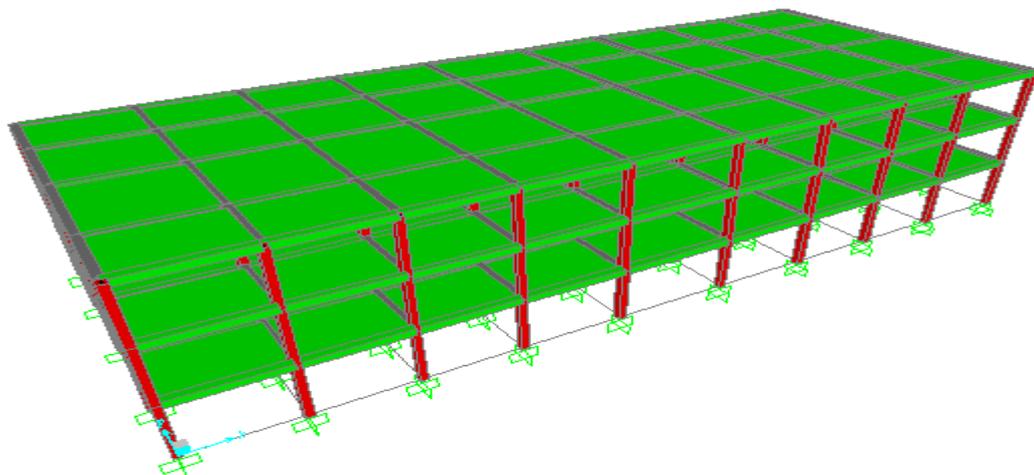


Fig. (IV.2). modèle 3D de la structure

2-Analyse et conception structurales

Les étapes générales suivantes sont exigées pour analyser et concevoir une structure en Utilisant **SAP2000** :

- Créez ou modifiez un modèle qui définit numériquement la géométrie, les propriétés, le chargement, et les paramètres d'analyse pour la structure.
- Exécutez une analyse du modèle.
- Passez en revue les résultats de l'analyse

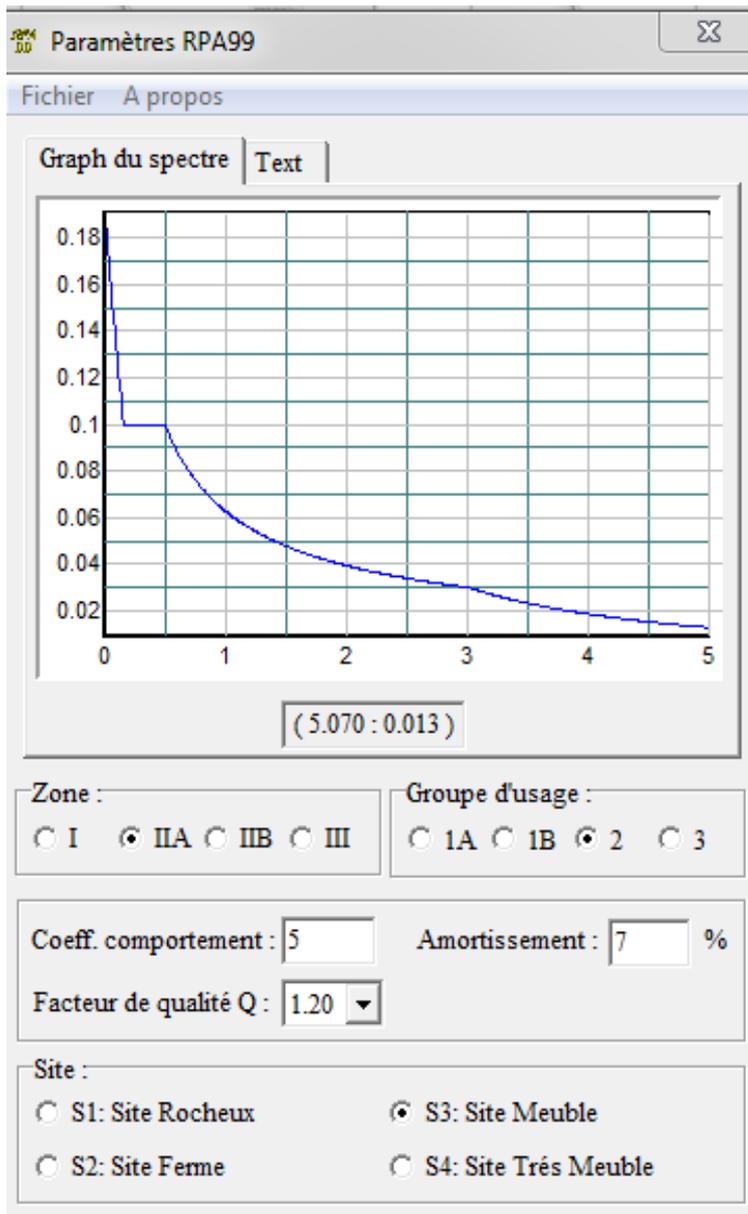


Fig. (IV.3). La forme du spectre de réponse de calcul.

➤ **Nombre de modes à considérer**

- D'après les RPA99/Version2003 (Article 4.3.4.a) , pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonale, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'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,
- Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

Tableau (VII.4) : Modal Participation Mass Ratios

StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
1	0.5548	0.8837	2.906E-08	0.8837	2.906E-08
2	0.529556	7.758E-08	0.8877	0.8837	0.8877
3	0.49607	7.034E-06	0.00148	0.88371	0.88918
4	0.185903	0.09581	1.045E-08	0.97952	0.88918
5	0.180413	2.209E-08	0.09253	0.97952	0.98172
6	0.169389	1.115E-06	0.00017	0.97952	0.98188

✚ Les modes de déformation:

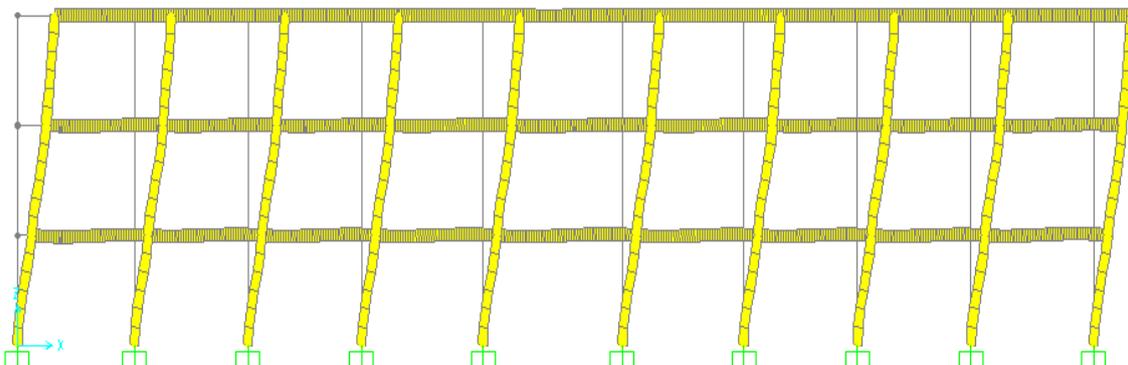


Fig. (IV.4). Les modes de déformation sur X-X

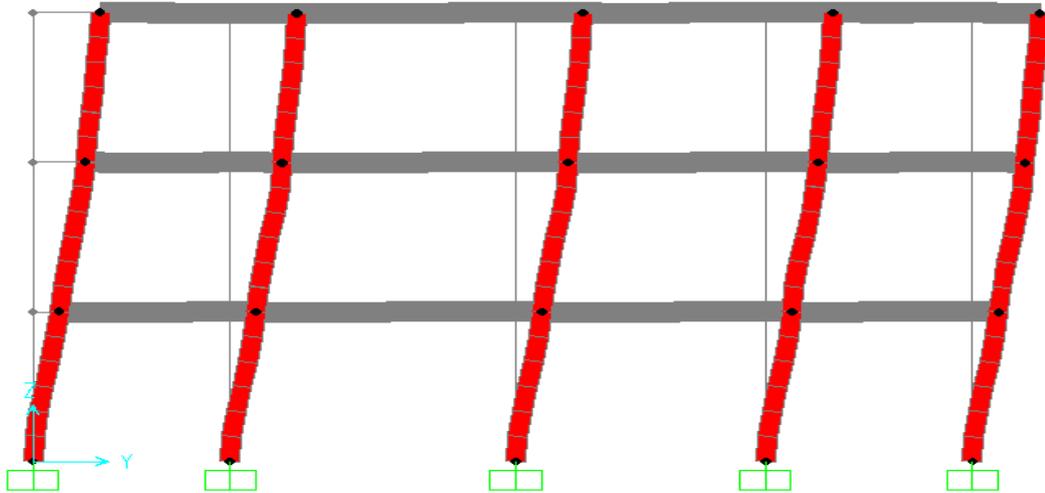


Fig. (IV.5). Les modes de déformation sur Y-Y

➤ Vérification de l'effort tranchant à la base

Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente :

Selon RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.6) :

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.

Les réactions à la base :

Tableau (IV.5) : Les réactions à la base

	V statique (KN)%	VDynamique (KN)%	0,8Vstatique (KN)%	
Suivant X	999.249	271608.3	799.399	CV
Suivant Y	999.249	271571.2	799.399	CV

c) Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes ; E_1 et E_2

par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$\text{D'après RPA99 Version2003 } \sqrt{(|E_1| + |E_2|) + \sum_{i=3}^K E_i^2} \quad (4-17)$$

➤ Résultante des forces sismiques de calcul

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.

➤ Vérification des déplacements:

Les déplacements horizontaux de chaque niveau dus aux efforts horizontaux sont aux niveaux des planchers.

D'après le RPA 99/ V 2003 le déplacement horizontal a chaque niveau "K" de la structure est calculé comme suit : $\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$ avec

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i .

R : Coefficient de comportement (R= 5).

Le déplacement relatif au niveau "K" par rapport au niveau "K-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacent, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Tableau (IV.6) : vérification des déplacements.

Niveau	Sens x-x			Sens y-y				
	$\delta_{ek}(m)$	$\delta_k(m)$	$\Delta_k(m)$	$\delta_{ek}(m)$	$\delta_k(m)$	$\Delta_k(m)$	m $\overline{\Delta_k}$	
2	0.0012	0.006	0.006	0.000049	0.00245	0.00245	0,0306	CV
1	0.0094	0.047	0.0013	0.000039	0.000195	0.002255	0,0306	CV
Rdc	0.0046	0.0023	0.00107	0.000019	0.000095	0.002155	0,034	CV

« R.P.A.99 /version 2003 » et qui est de l'ordre de 1% de la hauteur d'étage.....CV

➤ Justification vis à vis de l'effet P-Δ

L'effet du 2ème ordre (ou effet P-Δ) peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite pour chaque niveau :

$$\theta_k = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.1$$

Avec :

P_k : poids de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau k

$$\sum P_k = \sum (W_{kG} + 0.2W_{kQ})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k" :

Δ_k : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1

h_k : hauteur de l'étage k

Si : $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.

Si : $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau (IV.7) – Détail de calcul du coefficient θ

Niveau	$P_k(T)$	$\Delta_k(m)$	$V_k(T)$	h_k	θ_k	$\theta_k < 0.1$	$P_k(T)$
2ème	46.49	0.012	19.3589	15.64	0.0018425	OUI	46.49
1ème	46.49	0.0094	15.55377	12.58	0.0022333	OUI	46.49
rdc	42.0188	0.0046	8.44568	9.52	0.002404	OUI	42.019

On remarque que $\theta < 0.1$ pour tous les niveaux, on peut conclure donc que l'effet P- Δ peut être négligé

IV.8. Conclusion

Les étapes de vérification suivies pour définir le modèle final étaient de:

Déterminer les modes propres de telle sorte que le 1er et 2ème translation, le 3ème torsion pour avoir plus de sécurité.

- ✓ Vérifier l'effort tranchant à la base obtenu par l'approche statique équivalente est spécifié comme l'effort tranchant minimal à la base ($=0,8.V_{ST}$), avec l'amplification de ce obtenu par l'analyse dynamique qui est ajustée par rapport à la valeur obtenue par le calcul statique équivalent s'il été inférieur.
- ✓ Vérifier le déplacement inter-étage qui est un indice de dommage de l'étage.
- ✓ Vérifier l'effet P- Δ pour la stabilité de structure vis-à-vis de moment de 2ème ordre.
- ✓ Vérifier le pourcentage donné par le RPA99 version2003 pour justifier le choix de coefficient de comportement.

On peut dire que suivant les règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003 notre Structure est stable dans le cas de présence d'action sismique.

Référence

[1] Règle parasismique Algérienne RPA99 version 2003 ; (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).

Chapitre V

Etude sismique avec la méthode statique non-linéaire

V.1. Introduction

V.2 .l'Analyse Non -Linéaire (Pushover)

V.3.Résultats de l'Analyse statique non linéaire

V.4.Conclusion

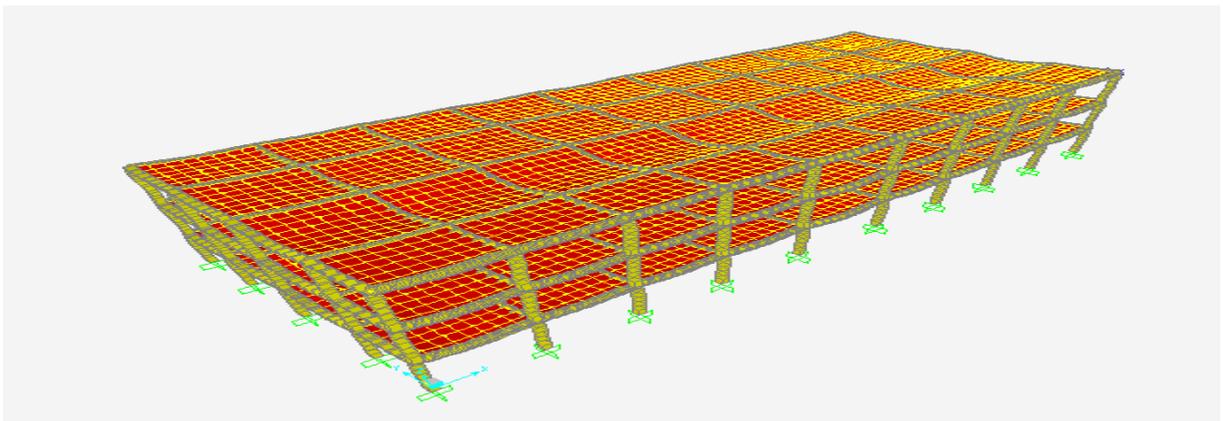
V.1. Introduction

Dans ce chapitre nous allons étudier la vulnérabilité sismique du bâtiment contreventé par portiques auto-stables, présenté au chapitre II, par la méthode de pushover (analyse non-linéaire) L'étude se fait en utilisant logiciel sap2000 version 14.

Pushover est une méthode d'analyse de structures qui permet d'établir la courbe de capacité d'une structure soumise à un chargement statique croissant.

L'allure du chargement appliqué lors de l'analyse a pour objectif de représenter l'effet d'un séisme par une force de remplacement statique appelée force statique équivalente . A partir de cette charge appliquée par étape, le comportement non linéaire de la structure peut être défini. La non linéarité est en effet introduite dans la structure au moyen des paramètres des rotules plastiques. Le but essentiel de l'analyse Pushover est de décrire le comportement réel de la structure et d'évaluer les différents paramètres en terme de sollicitations et déplacements dans les éléments de la structure à savoir:

- l'estimation des déformations inélastiques dans les éléments destinés à dissiper l'énergie communiquée à la structure par le mouvement du sol.
- l'identification des zones critiques dans lesquelles les déformations sont supposées être grandes.
- la détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles tels que la zone nodale.



Fig(V.1). modèle 3D de la structure

V.2 .l'Analyse Non -Linéaire (Pushover) [3]

Le comportement non- linéaire des élément est traduit par l'introduction des rotules plastiques «**Plastic Hinge** » aux niveaux des sections susceptibles à se plastifier.

V.2.1. Définition du comportement non-linéaire des éléments structuraux

Poteaux-poutres

Pour notre modèle, nous allons introduire aux niveaux des poteaux et poutres des rotules plastiques avec des lois de comportement définies d'une façon automatique par le SAP2000 comme suit :

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

Les rotules de flexion « Auto P-M2-M3 » sont introduites aux niveaux des zones nodales des poteaux comme suit : Sélection des poteaux, ensuite passer par le chemin : **Assign> Frame > Hinges**. On introduit dans la case "**Relative Distance**" les valeurs **0** et **1** qui correspondent aux extrémités de chaque poteau (**Fig VI. 4**).

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 de chaque poutre (**Fig V. 5**).

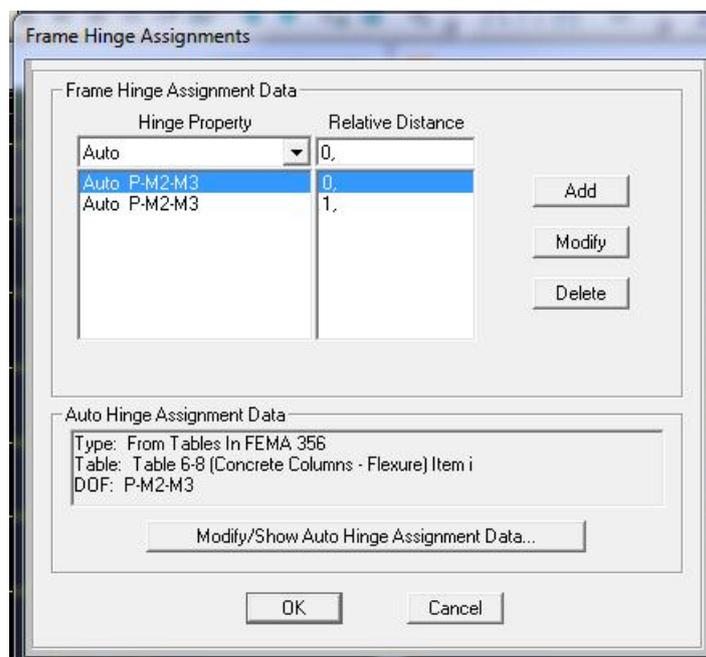


Fig (V. 2). Introduction des rotules plastiques des poteaux

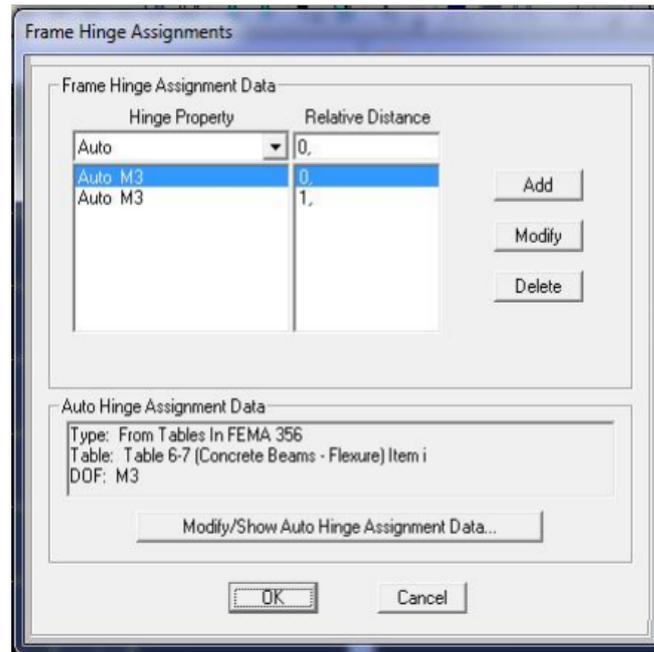


Fig (V. 3). Introduction des rotules plastiques des poutres.

Lis niveaux de dommage qui contrôle la loi comportement des routes plastiques , définits précédemment sont illustré par les figure

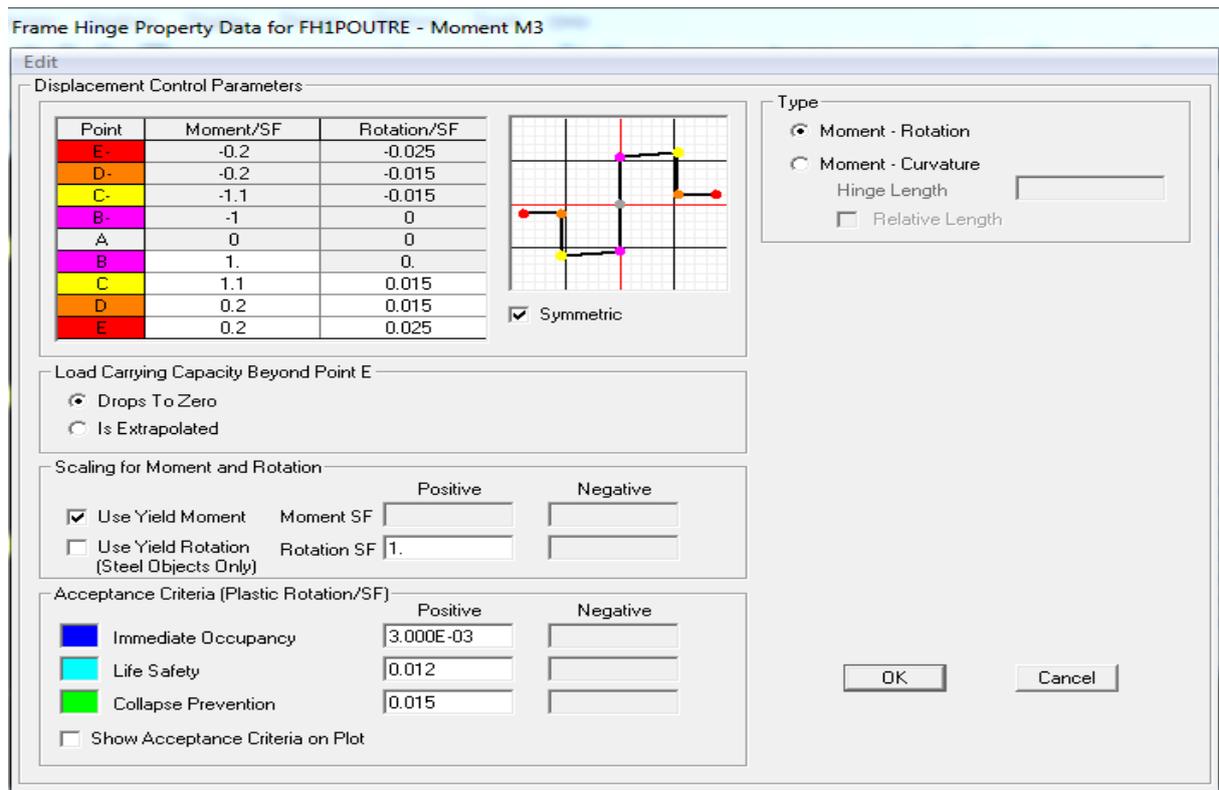


Fig (V. 4). loi comportement des rotules plastiques

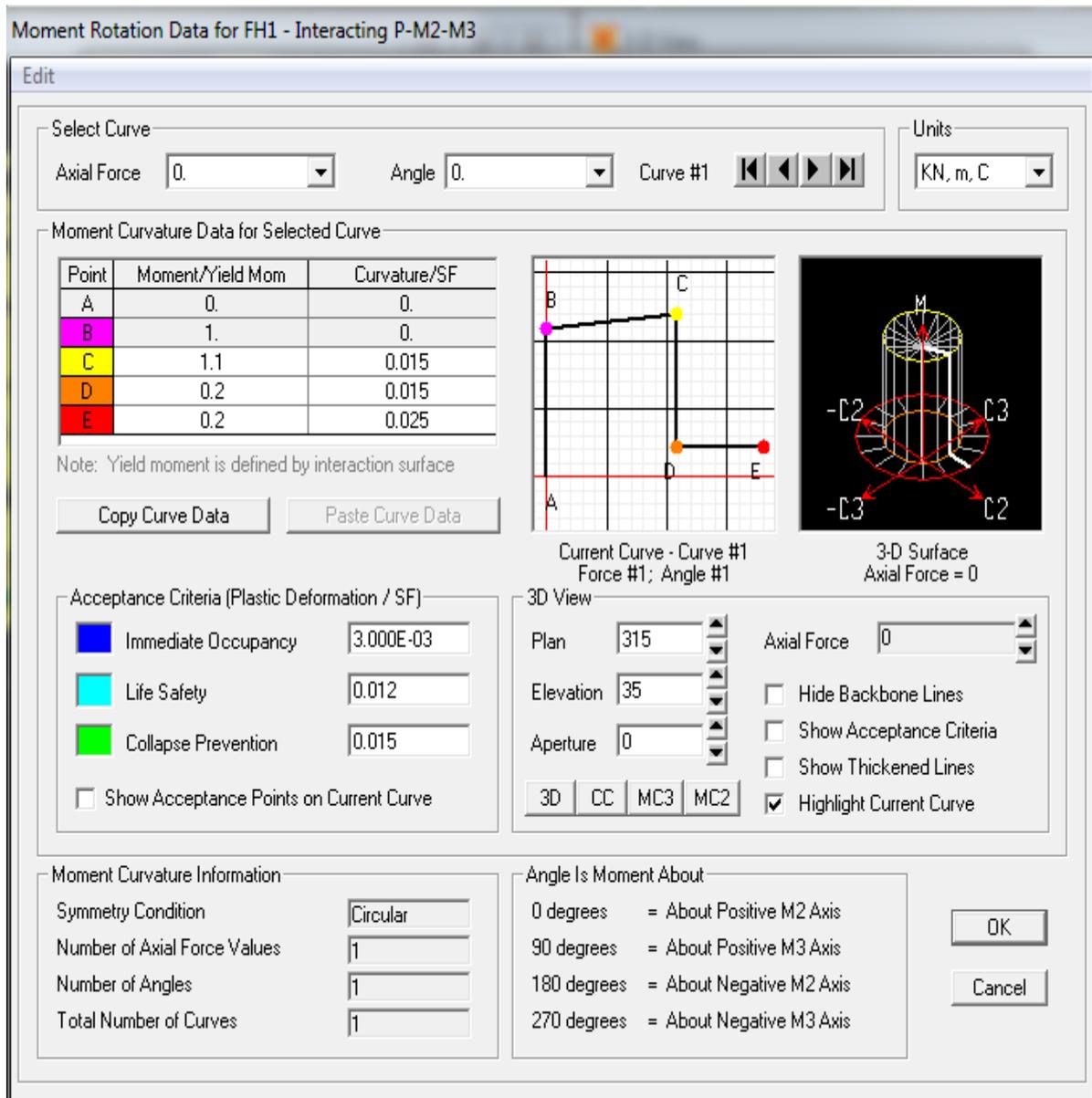


Fig (V. 5). loi comportement des rotules plastiques

V.2.2 Définition du Chargement de l'Analyse Pushover

Après la définition du comportement non-linéaire l'introduction des rotules plastiques aux niveaux des éléments, on passe à la définition du chargement de l'analyse pushover.

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

a. Définition de l'Analyse sous charges gravitaires

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**

Le chargement introduit correspond à la combinaison proposée par le RPA99V2003 pour la détermination des charges sismiques (**G+0,2Q**).

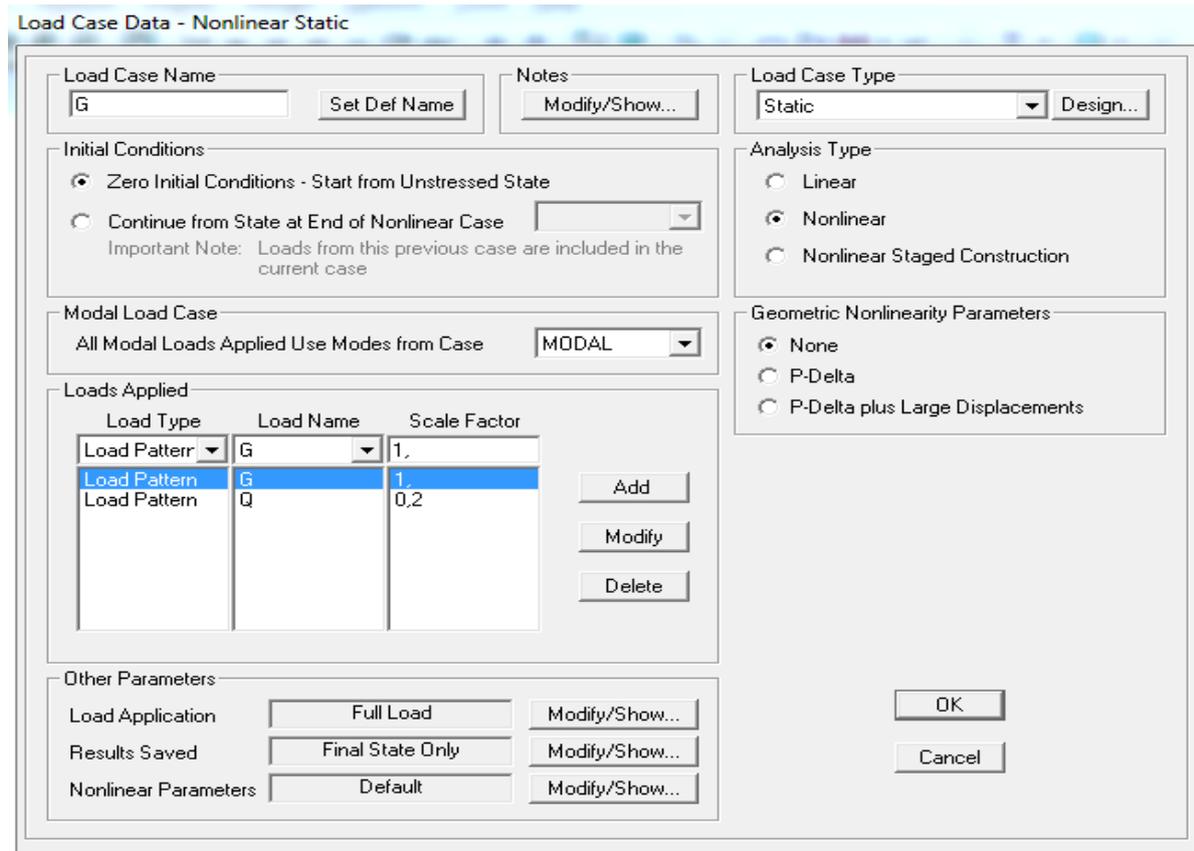


Fig (V. 6). Définition du chargement de l'analyse Push over sous charges verticales

b. Définition de l'analyse push over sous charges horizontales

La prochaine étape consiste à l'analyse pushover sous charge horizontales dans les deux sens XX et YY .Dans cette partie ,nous allons présenter l'exemple du sens XX. le chemin emprunté est : **Define > Load Cases > Add new load case > PUSHXX (Static Nonlinear)**

Quand au chargement push over, il sera déterminé à partir des charges définies dans la boîte de dialogue **"Load Applied"** en choisissant le mode de vibration qui mobilise la plus grande masse sismique dans la direction XX.

On choisit dans la case **"Load Application "** la commande **"Déplacement contrôlé"**

(Fig V. 7) .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

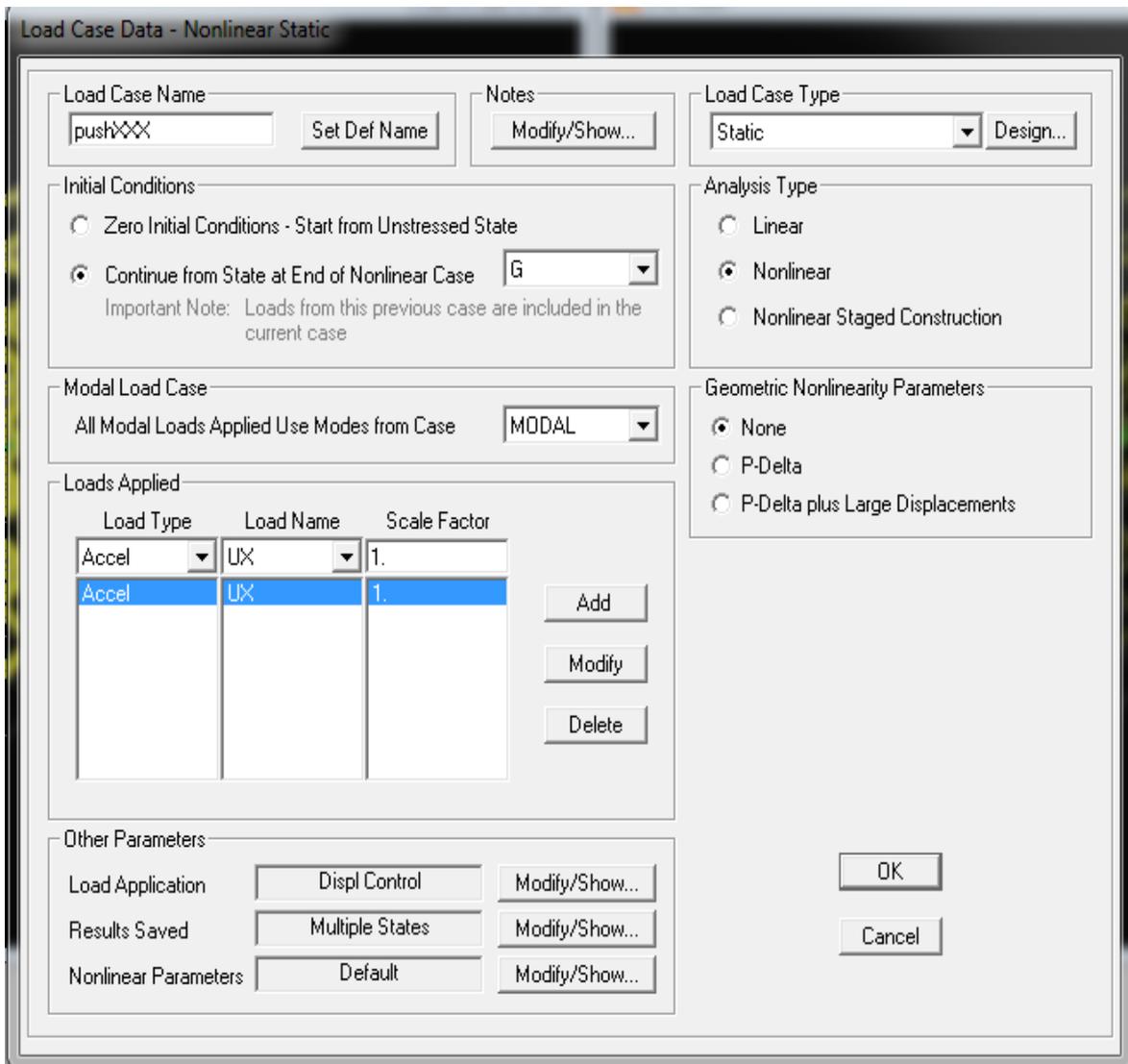
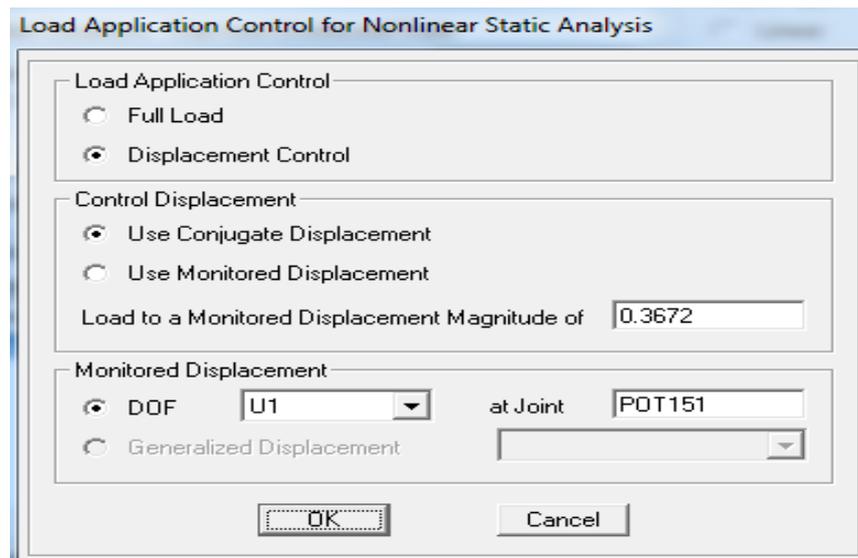


Fig (V. 7). Définition du chargement de l’analyse Push over sous charge horizontale sens XX

la valeur le déplacement cible est définie par défaut par le logiciel en fonction de la hauteur de l’ouvrage.. $D_{cible} = h/25$ [3]

$$D_{cible} = h/25 = 9.18/25 \quad D_{cible} = 0.3672m$$



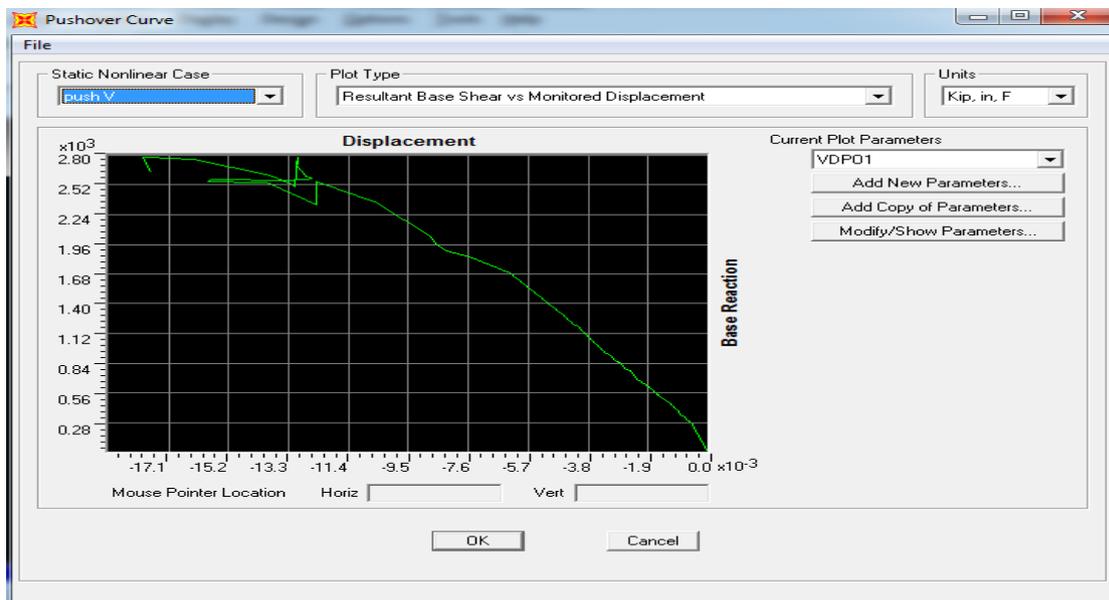
(Fig V. 8). Détermination du nœud de contrôle

Exécution de l' analyse Analyze > RunAnalysis

V.3.Résultats de l'Analyse statique non linéaire

a. Détermination de la courbe de capacité :

La courbe de capacité traduit le comportement de la structure, cette courbe comportée abscisse le déplacement au sommet D, et en ordonnée l'effort tranchant à la base V.



(Fig (V. 9) .Courbe pushover donnant l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement du toit du bâtiment (PUSH V)

b. Détermination du point de performance du système équivalent (Sa-Sd) : [4]

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.

Ce point est déterminé en superposant deux courbes une représente la capacité résistance d'une structure et l'autre représente la sollicitation apportée par le séisme qui est le spectre de réponse

Dans notre étude, nous utiliserons l'approche qui est déterminée par la norme américaine ATC40, cette approche est basée sur l'utilisation de plusieurs spectres représentant différents coefficients d'amortissement visqueux.

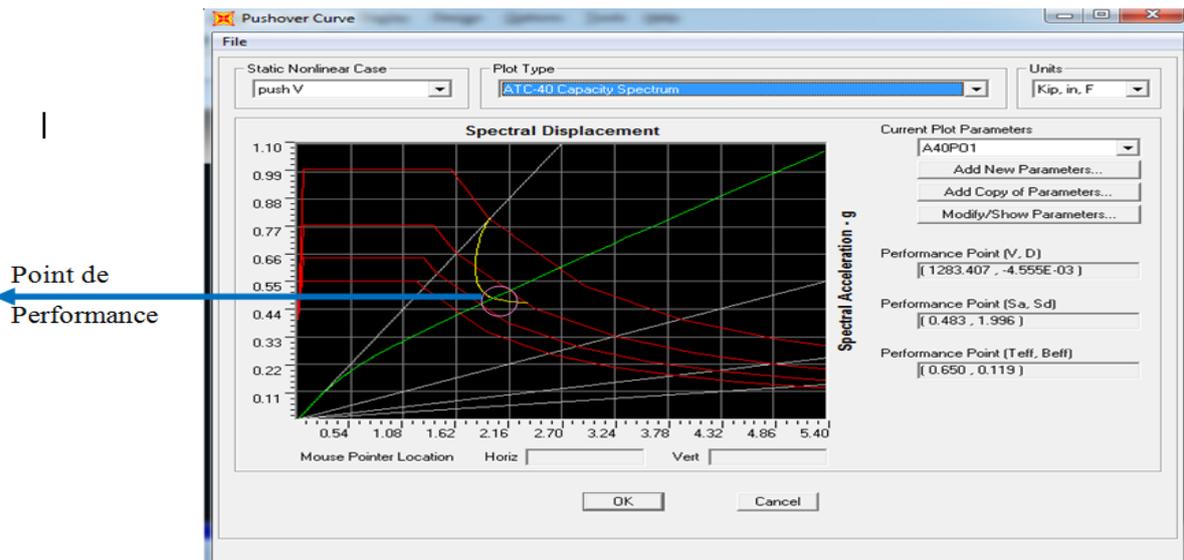


Fig (V. 10). Détermination du point de performance selon le logiciel (PUSH V)

$$Di = \frac{\delta m - \delta y}{\delta u - \delta y}$$

$$Di = \frac{0.059 - 0.0303}{0.0928 - 0.030} \quad Di = 0.4592$$

Où

δm : est le déplacement maximum dans la zone non linéaire(point de performance)

δu :est le déplacement ultime (ruine totale)

δy :est le déplacement correspondant au seuil de plastification

En se basant sur les degrés de dommage structurel, une équivalence entre l'indice de dommage précédemment défini « Di» et l'état de dégradation est donnée au tableau III.1.Pour procéder au calibrage des paramètres des fonctions de fragilité, il est nécessaire d'établir une corrélation entre l'indice de dommage précédemment défini Di et les déplacement inter-étage

Δi

Tableau V.1. Equivalence entre l'Indice de dommages et l'état de dommages

Index de dommages	Etat de dommages
$DI \leq 0,1$	Aucun dégat
$0,1 < Di \leq 0,25$	Léger
$0,25 < Di \leq 0,40$	Modéré
$0,40 < Di \leq 1,00$	Important
$Di > 1,00$	Ruine

Interprétation: Etat de dommage de votre structure c'est une **Modéré**.

La méthode de portique équivalent sou estime l'indice de dommage dans le cas des structures ayant des périodes plus courts, mais elle surestime l'indice de dommage dans le cas des structures ou la période est élevée.

c. Rotules Plastiques: [3]

L'application de la méthode Pushover nous a permet de suivre le comportement de la structure au-delà du domaine élastique et cela en suivant l'histoire de formation des rotules plastiques dès son apparition à n'importe quel élément structurel.

Une analyse statique non linéaire, qui est basée sur le code FEMA 273 est utilisée par le logiciel SAP 2000, qui définit la notion du mode de ruine et de la performance de la structure , selon la figure suivante, on peut définir les points suivants :

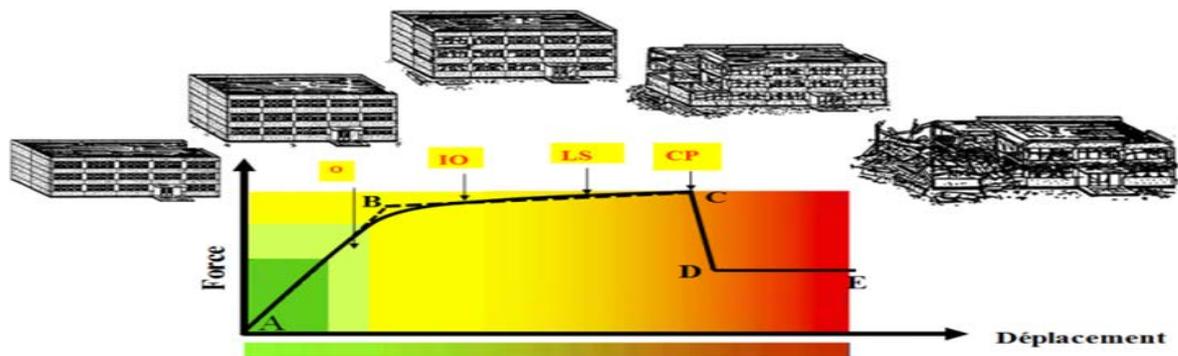


Fig (V. 11). Représentation de niveau de performance sur courbe de la capacité [6]

A : Le point d'origine

B : Représente la plastification, aucune déformation au niveau des rotules, toutes les déformations élastiques sont ignorées.

C : Représente la capacité ultime de l'analyse pushover.

D : Représente la résistance résiduelle de l'analyse.

E : Représente la rupture totale des éléments.

D'autres points additionnels qui n'ont aucun effet sur le comportement de la structure, et qui sont adoptées par les codes de calcul, pour l'appréciation de l'analyse non linéaire statique, et qui sont :

O:Le bâtiment reste opérationnel et les dommages sont négligable.

IO : Occupation immédiate: le bâtiment reste sur dans ses fonctions et les dommages enregistrés sont non structurels.

LS(life safety) : durée de service,présence de quelques dommages structurels localisés dans le bâtiment,la structure reste stable et possède une réserve de capacité, mais nécessite un renforcement.

CP (Collapse Prévention):Un état du dommage très étendu, mais le bâtiment ne s'effondre pas.

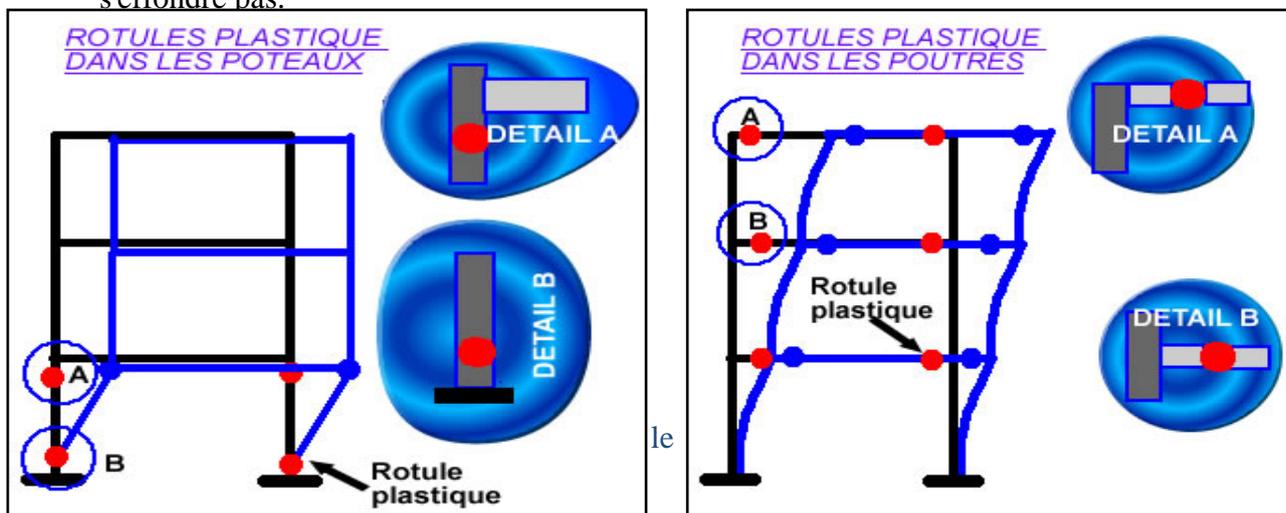
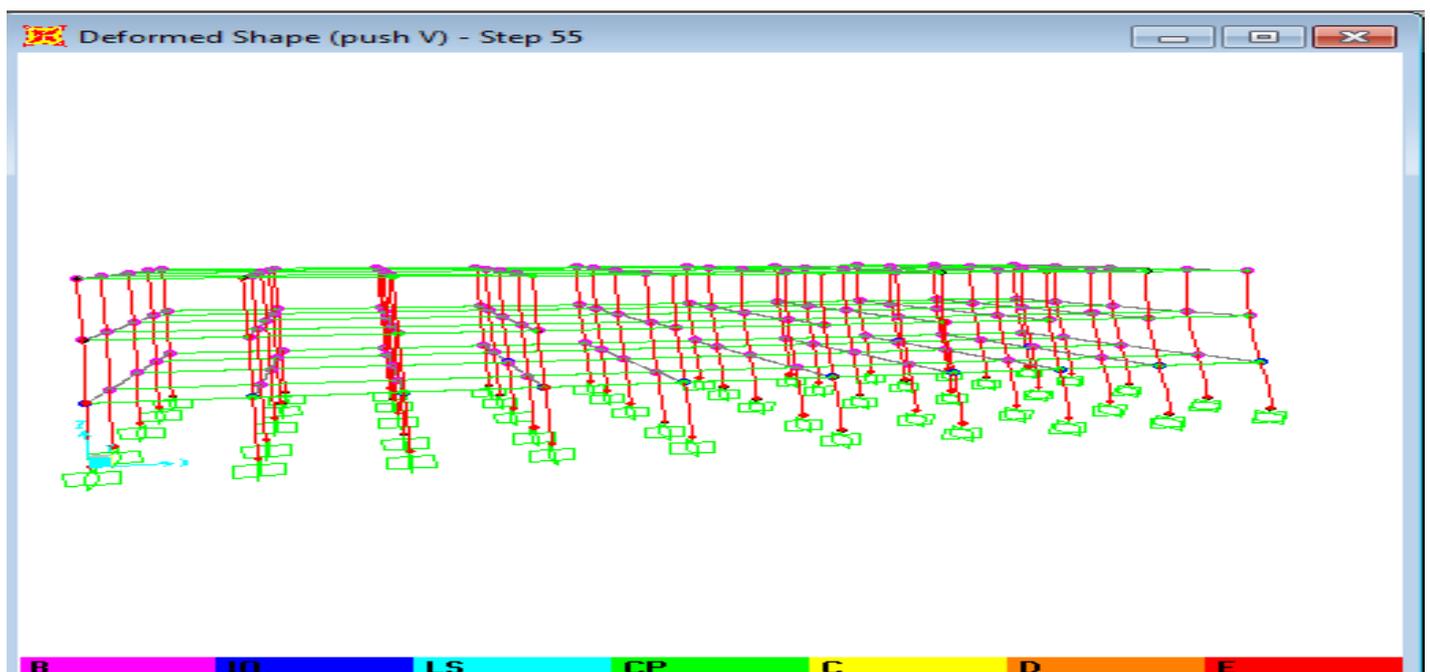


Fig (V. 12). Rotules Plastiques dans Poteau et Poutre [7]



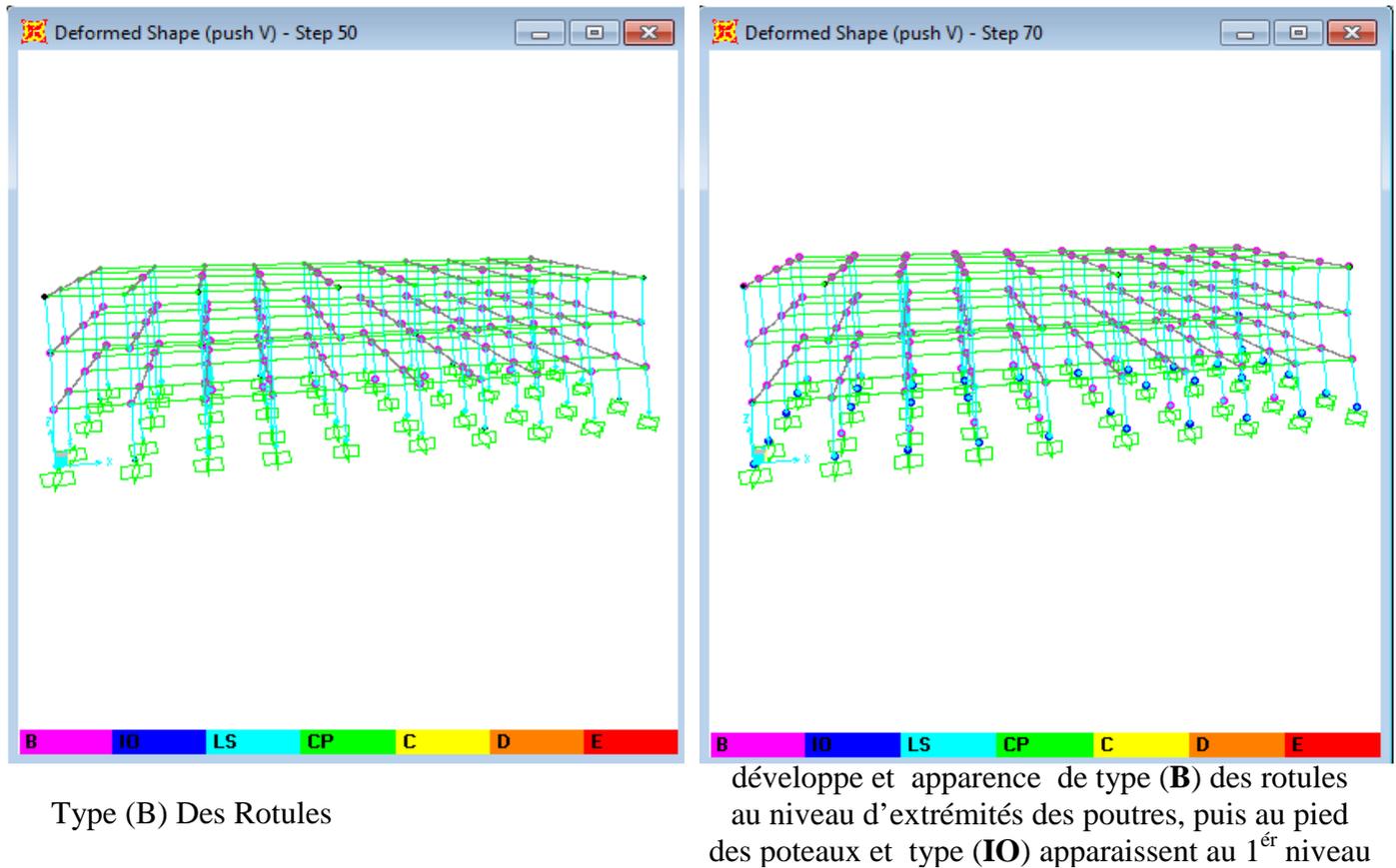


Fig V. 13: Distribution des rotules plastiques dans le bâtiment

V.4.Conclusion

D'après l'étude qu'on a fait, il convient de conclure qu'il est recommandé, pour le calcul et le dimensionnement des structures, de réaliser une analyse Pushover pour évaluer la capacité portante d'une structure en générale, et connaître le positionnement des rotules plastiques, ou il est conseillé que les rotules apparaissent dans les poutres afin de faciliter la réparation en cas des dommages partiels de la structure au lieu des poteaux. Pour les structures existantes, il est impératif de réaliser une analyse non linéaire comme l'analyse Pushover 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.

Référence

- [3] Nassima SOUADJI (2016). " analyse statique non-linéaire des portiques auto stables et mixtes en béton armé"- Mémoire présenté en vue de l'obtention du diplôme de Magister en génie civil Université de Tlemcen.
- [6] BOUSS A Leila- Effet de Confortement sur les Structures en Béton Armé Université M'Hamed BOUGRA- BOUMREDES Mémoire de Magistère,2012.
- [7] photo à Internet.

Conclusion générale

L'analyse pushover est une analyse statique non linéaire conçue pour étudier la vulnérabilité des structures existantes vis-à-vis du séisme, elle est basée sur le suivi chronologique de la formation des rotules plastiques dans une structure soumise à un chargement vertical et un chargement latéral (séisme) croissant jusqu'à effondrement. Les différents résultats obtenus permettent d'apprécier la vulnérabilité des structures.

Dans le but d'étudier en pratique la méthode d'analyse statique non linéaire et d'étudier leur performance, une étude d'une structure en R+2 a été faite. Une étude d'analyse sismique spectrale a été réalisée en début pour étudier le comportement de la structure dans le domaine linéaire, après une étude dans le domaine non-linéaire a été procédé pour étudier le comportement de la structure lorsque en augment le chargement sismique. Les résultats obtenue nous donnent une appréciation sur les dommages prévus et nous montrent les zones critiques qu'en doit renforcées lorsque la construction de cette structure.

Enfin, ce travail m'a permis de mettre en pratique les connaissances sur les différentes méthodes de calcul sismiques des bâtiments, En plus les méthodes de calculs sismique linéaire classique, la méthode statique non linéaire décrire le comportement réel de la structure et d'évaluer ces différents paramètres en termes de sollicitations et déplacements dans les éléments de la structure. La méthode Push-over est une méthode d'analyse non linéaire simple et efficace qui peut remplacer les méthodes complexes.

Référence

[1] Règle parasismique Algérienne RPA99 version 2003 ; (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2.48).

[2] Jean Pierre Mouglin - BAEL 91modifié 99, DTU associés.

[3] Nassima SOUADJI (2016). " analyse statique non-linéaire des portiques auto stables et mixtes en béton arme"- Mémoire présenté en vue de l'obtention du diplôme de Magister en génie civil Université de Tlemcen

[4] MEDJERAB Mohammed , Modélisation Parasismique des Structures
En Béton Armé Mémoire de Magistère,2012, Université Mohamed Khider – Biskra, Algérie

[5] **Henry Thonier** - Conception et calcul des structures de bâtiment (tome1 ; tome2 ; tome3)
- 1996.

[6] **BOUSS A Leila**- Effet de Confortement sur les Structures en Béton Arme Université
M'Hamed BOUGRA- BOUMREDES Mémoire de Magistère,2012

[7] photo à Internet