

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République algérienne démocratique et populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
جامعة عين تموشنت بلحاج بوشعيب
Université –Ain Temouchent- Belhadj Bouchaib
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil et Travaux Publics



Projet de Fin d'Etudes
Pour l'obtention du diplôme de Master en : Génie civil
Filière : Génie civil
Spécialité : structure
Thème

ANALYSE PLASTIQUE D'UNE STRUCTURE ENDOMMAGÉE

Présenté Par :

- 1) Melle : Gacem manel
- 2) Melle: chems Daoud gherib

Devant le jury composé de :

Mme Manaa UAT.B.B (Ain Temouchent) Président
Mr Djellil UAT.B.B (Ain Temouchent) Examinateur
Mme Moussi M C A UAT.B.B (Ain Temouchent) Encadrant
Mme Tahar berrabah M C B UAT.B.B (Ain Temouchent) Co-Encadrant

Année Universitaire 2023/2024

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciement

*Nous remercions avant tout **Allah** de nous avoir gardés en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude. Nous remercions également notre famille pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études.*

Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à notre encadreur, qui nous a témoigné de sa confiance et de son aide scientifique et qui par son expérience et sa compétence.

*Nous adressons de chaleureux remerciements aux membres de jury; pour l'effort qu'ils feront dans le but d'examiner ce modeste travail, et tous les enseignants de
l'Université –Ain Temouchent- Belhadj Bouchaib*

Dédicace

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labour qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce travail à :

- *Mes chers parents, qui ont sacrifiés leurs vies pour notre bien.*
- *Mon époux Agoudjil Haroun grâce à leur aide morale et leur soutien qui m'ont permis d'atteindre mon objectif.*
- *Mes frères et mes sœurs. Manel chahinaz aya chems addine hilal mohamed*
- *Ma binôme Gacem Manel.*
- *Tous les amis de la promotion degénie civil 2024.*
- *Et en dernier, un grand merci à toutes celles et tous ceux qui d'une manière ou d'une autre m'ont aidé et soutenu.*

Daoud gherib Chems

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

- *Mes chers parents, qui je ne remercierai jamais assez pour tous ce qu'ils ont fait pour moi et sans eux je ne serai pas arrivé là où j'en suis aujourd'hui.*
- *Mes chères sœurs et à mon cher frère. Amina et sidahmed abed latif , oussama*
- *Ma binôme Daoud gherib Vhems, avec qui j'ai partagé de merveilleux moments.*
- *Tous mes connaissances et tous ceux qui ont partagé ma joie en ce jour ci.*

Tous mes enseignants de l'université de –Ain Temouchent- Belhadj Bouchaïb

Gacem Manel

Résumé

Le but de ce travail est d'abord effectuer un calcul dynamique d'une structure R+3 utilisant le code SAP 2000 tout en passant par les étapes de pré dimensionnements et de calcul de charges, puis d'étudier l'effet d'endommagement des poteaux sur le comportement dynamique linéaire et non linéaire de la structure. L'endommagement dans ce travail est défini comme la perte de fonctionnement du poteau. Trois poteaux ont supposé être endommager, le poteau de rive, poteau de coin et poteau centrale. La méthode pushover est choisie comme méthode de calcul plastique, les résultats trouvés sont comparés et les conclusions sont tirées.

المخلص

الهدف من هذا العمل هو أولاً إجراء حساب ديناميكي لمنشأة R+3 باستخدام كود SAP 2000 أثناء المرور بمراحل التحجيم المسبق وحساب الأحمال، ثم دراسة تأثير تلف الأعمدة على الخطي والسلوك الديناميكي غير الخطي للهيكل. يتم تعريف الضرر في هذا العمل على أنه فقدان وظائف العمود. يُعتقد أن ثلاث أعمدة قد تعرضت للتلف، وهي عمود الحافة، وعمود الزاوية، والعمود الأوسط. يتم اختيار طريقة الدفع كطريقة لحساب البلاستيك، وتتم مقارنة النتائج التي تم العثور عليها واستخلاص النتائج.

Summary

The aim of this work is first to make a dynamic calculation of the R + 3 facility using the SAP 2000 code while going through the stages of pre-sizing and load calculation, then to study the effect of column damage on linear and non-linear dynamic behavior of the structure. Damage in this work is defined as loss of column function. Three columns are thought to have been damaged, namely the edge column, the corner column and the middle column. The method of payment is chosen as the method of calculating plastic, the results found are compared and the results drawn.

Table des matières

Tables des matières

Sommaire :

Introduction générale	1
-----------------------------	---

CHAPITRE I:

I.1. Introduction :	44
I.2. Caractéristique des matériaux :	44
I.2.1. Béton :	44
I.2.1.1. Composition du béton :	44
I.2.1.2. Résistance du béton :	44
I.2.1.3. limite de compression:	45
I.2.2. Acier:	45
I.2.2.1. limite d'élasticité garantie f_e :	45
I.2.3. Brique:	46
I.2.3.1. Caractéristiques :	46
I.3. Pré dimensionnement :	46
I.3.1. Introduction :	46
I.3.2. Pré dimensionnement des éléments porteurs	46
I.3.2.1. Plancher :	46
I.3.2.2. Poutre:	48
I.3.2.3. poteaux:	49
I.3.2.5. L'acrotère :	55
I.4. Descente des charges :	56
I.4.1. Introduction :	56
I.4.2. Plancher :	16
I.4.2.1. Plancher terrasse :	16
I.4.3. L'escalier :	17
I.4.3.1. Palier :	17
I.5. Conclusion:	18

CHAPITRE II:

II.1. Introduction:	20
II.2. Combinaison d'action :	20
II.3. Choix de la méthode de calcul :	20
II.3.1. Méthode statique équivalente :	20

Tables des matières

II.3.2. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :	21
II.3.3. Méthode d'analyse modale spectrale :	21
II.3.3.1. Estimation empirique de la période fondamentale :	21
II.4. Calcul linéaire de la structure:	24
II.4.1 Déplacement inter étage de la structure :	28
II.4.2. Effort tranchant à la base de la structure :	30
II.5 Calcul de ferrailage	33
II.5.1 Cas de Structure complet :	33
II.5.2 Cas de la Structure sans poteau central :	33
II.5.3 Cas de la Structure sans poteau de rive :	37
II.5.4 Cas de la Structure sans poteau de coin :	39
II.6. Conclusion :	42
CHAPITRE III:	
I.1. Introduction :	44
I.2. Les types de dommages :	44
I.3. Les causes des dommages aux poteau :	44
II.2. Méthode de la poussée progressive (Pushover)	45
II.2.1.Comportement linéaire de la structure :	45
II.3.Comportement non linéaire de la structure:	45
II.3.1.Les causes des non linéarité	46
II.3.3 Types des non linéarités	46
II.4.Les différents types d'analyse non linéaire	46
II.5.Description de la méthode d'analyse Pushover	46
II.6.Origine de l'analyse Pushover :	48
II.7.Déplacement cible	48
II.3.Point de performance	48
III.3. Conclusion :	49

CHAPITRE IV:

Tables des matières

IV.1. Introduction :	54
IV.2. Déplacement inter étage de la structure :	54
IV.3. Conclusion :	61
Conclusion générale	63
Références bibliographiques	

Tables des matières

Tables des matières

Liste des figures

Figure I.1:Plancher à corps creux.....	06
Figure I.2 :section de la poutre principale (a) et de la poutre secondaire (b).....	08
Figure I.3:dessin détaillés d'escaliers.....	13
Figure I.4: vu en plan des escaliers.....	14
Figure I.5:Détail de l'acrotère.....	15
Figure I.6:l'acrotère en béton armé.....	15
Figure II.1:SAP2000.....	23
Figure II.2:Diagramme de spectre de réponse.....	24
Figure IV.1:sap2000 structure complète.....	25
Figure IV.2: sap2000 structure sans poteau de coin	26
Figure IV.3: sap2000 structure sans poteau de rive	27
Figure IV.4: sap2000 structure sans poteau central.....	27
Figure IV.5: effet de l'endommagement des poteaux sur le comportement modale de la structure.....	28
Figure IV.6: Déplacement inter étage de la structure	29
Figure II.2.1.: Schéma d'un comportement linéaire.....	45
Figure II.5: la courbe Pushover qui représente la variation de l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement au sommet du bâtiment.....	47
Figure II.5: Endommagement correspondant à la courbe de capacité	48
Figure IV.7: courbe de capacité suivant X pour les quatres cas d'étude.....	60
Figure IV.8: courbe de capacité suivant Y pour les quatres cas d'étude.....	60

Tables des matières

Liste des tableaux

Tableau I.1: caractéristiques de l'acier des barres lisses.....	04
Tableau I.2 : caractéristiques de barres à haute adhérence.....	05
Tableau I.3 : caractéristiques de treillis soudés.....	05
Tableau I.4 : section de la poutre principale et de la poutre secondaire.....	08
Tableau I.5 : descente de charge plancher terrasse.....	16
Tableau I.6 : descente de charge plancher étage courant.....	16
Tableau I.7 : descente de charge escalier (palier).....	17
Tableau I.8 : descente de charge escalier (volée étage courant).....	17
Tableau II.1 : Valeurs de T1 et T2 (RPA99-2003)	22
Tableau II.2 : Valeurs de * (%)	23
Tableau IV. 1 : effet de l'endommagement des poteaux sur le comportement modale de la structure.....	28
Tableau IV.2 : Déplacement inter étage de la structure.....	29
Tableau IV.3 : Effort tranchant à la base de la structure.....	30
Tableau IV.4 : l'effet de l'endommagement des poteaux sur les sollicitations qui se développe sur le poteau le plus sollicité en terme d'effort normale maximum et moment correspondant).....	30
Tableau IV.5 : l'effet de l'endommagement des poteaux sur les sollicitations qui se développe sur le poteau le plus sollicité en terme de Moment maximum et effort normal correspondant.....	31
Tableau IV.6 : Effet de l'endommagement des poteaux sur les sollicitations développer dans les poutres principales en terme de Moment maximum et moment minment	31
Tableau IV.7 : Effet de l'endommagement des poteaux sur les sollicitations développer dans les poutres secondaires en terme de Moment maximum et moment miniment.....	32

***INTRODUCTION
GENERALE***

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

Cette tâche vise à effectuer un calcul dynamique d'une structure R+3 en utilisant le code SAP 2000, en passant par les étapes de pré-dimensionnement et de calcul de charges. La première partie de ce travail consiste à étudier l'influence de l'endommagement des poteaux sur le comportement linéaire de la structure, alors que la deuxième partie traite le comportement plastique des différents cas d'étude.

L'endommagement dans ce travail est défini comme la défaillance du poteau. On a supposé trois cas de défaillance de poteau : structure sans poteau de rive, structure sans poteau central et structure sans poteau de coin.

La méthode de poussée progressive dite aussi méthode pushover est choisie comme méthode de calcul de comportement non linéaire plastique de la structure

Le mémoire est structuré comme suit :

Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage, Caractéristique des matériaux, pré dimensionnement et descente des charges

Chapitre 2: Calcul linéaire de la structure Modélisation SAP

Chapitre 3 Généralités sur l'endommagement dans les structures et le calcul plastique par la méthode pushover

Chapitre 4 : Etude paramétrique d'endommagement des poteaux

CHAPITRE I:

Généralités sur l'endommagement dans les structures et le calcul plastique par la méthode pushover

I.1. Introduction :

Le dommage peut être défini comme une altération ou une détérioration qui affecte la fonctionnalité, la performance ou l'intégrité d'une structure ou d'un matériau. Cela peut inclure des fissures, des déformations permanentes, des ruptures ou d'autres types de dégradations. Le dommage peut résulter de divers facteurs tels que des charges excessives, des contraintes prolongées, des impacts ou des conditions environnementales défavorables. L'analyse des dommages permet de comprendre l'étendue des dégradations et d'évaluer la capacité de la structure à remplir sa fonction en dépit de ces dommages

Les poteaux en béton sont l'élément le plus important de la structure en béton et aucune erreur n'est autorisée dans leur mesure, leur exécution ou leur poids. En effet, il est responsable du transfert direct des charges de compression provenant des réactions des poutres ou des dalles de chargement (Les poteaux doivent être capables de transmettre les charges axiales aux fondations et la résistance causée par des facteurs externes.).

I.2. Les types de dommages

Il existe plusieurs types de dommages des poteaux. Certains types courants incluent :

1. Fissures: Cela se produit lorsque de petites fissures ou fissures apparaissent dans les poteaux à la suite de tensions excessives ou de contraintes répétées.
2. Corrosion : Cela se produit lorsque les poteaux subissent une corrosion due à l'exposition à des facteurs environnementaux tels que l'humidité, la pluie et les produits chimiques.
3. Fracture et éclatement : cela se produit lorsque les poteaux sont exposés à la rupture ou à l'éclatement à la suite de charges excessives ou de chocs violents.
4. Flexion et déflexion : cela se produit lorsque le poteau se plie ou s'écarte de sa trajectoire correcte en raison de charges mal réparties ou de faiblesse des matériaux utilisés.

Voici quelques exemples courants de types de dommages des poteaux. Il est nécessaire de prêter attention à l'entretien des colonnes et de prendre les mesures nécessaires pour maintenir leur intégrité et éviter tout dommage¹

I.3. Les causes des dommages des poteaux :

1. Charges excessives : Lorsque les poteaux supportent une charge supérieure à leur capacité maximale, cela peut entraîner des déformations, des fissures ou même l'effondrement des poteaux

¹ Nelclick , <https://oneclickhomeservices.com/>

2. Défauts de conception ou de construction : Des erreurs dans la conception ou la construction des poteaux, telles qu'une mauvaise répartition des charges ou l'utilisation de matériaux de qualité inférieure, peuvent entraîner des dommages à long terme.²

3. Accidents : des accidents tels que des collisions de véhicules, des incendies, Dommages causés par le gaz ou des catastrophes naturelles peuvent causer des dommages soudains et importants aux poteaux

II.2. Méthode de la poussée progressive (Pushover)

II.2.1. Comportement linéaire de la structure :

La déformation élastique est définie comme une déformation proportionnelle à la force qui la provoque et qui disparaît une fois cette force est supprimée.

La figure II.2.1. schématise la notion d'un comportement linéaire.

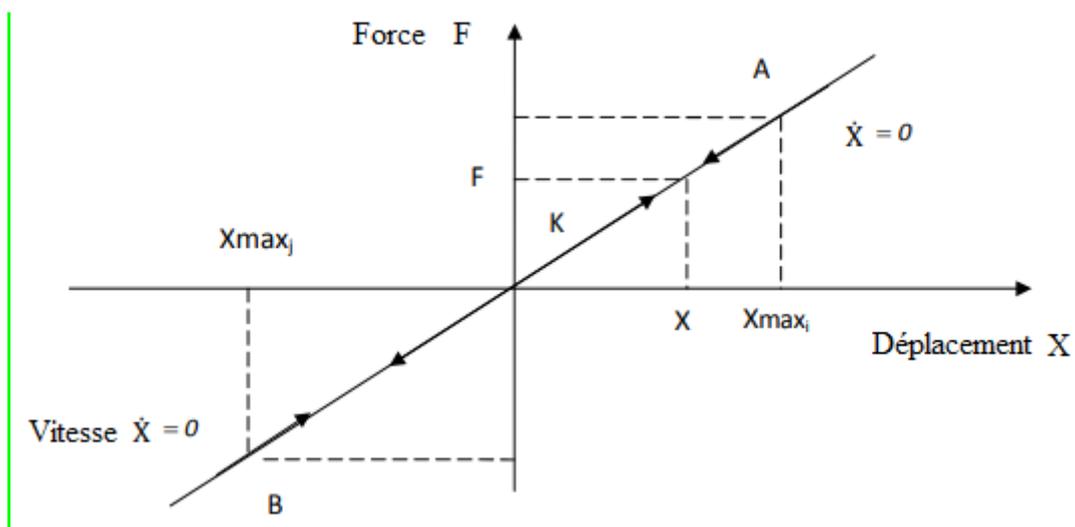


Figure II.2.1.: Schéma d'un comportement linéaire

II.3. Comportement non linéaire de la structure :

La notion de comportement élastique linéaire n'est pas toujours valable. Lors de sollicitations exceptionnelles ou accidentelles, des contraintes dépassant la limite élastique du matériau peuvent se produire et entraîner des déformations permanentes alors que la structure peut continuer à résister sans se détruire la stabilité globale de la structure sera étudiée suite à

²Stcegypt. <https://stcegypt.net/>

la première apparition de la plasticité, Cette études s'appelle « analyse non linéaire des structures »

Lors d'un séisme d'intensité importante, les structures ne se comporte pas dans le domaine élastique, par conséquent les systèmes linéaires ne représentent pas bien le comportement sismique réel des structures. La non linéarité est indispensable pour une évaluation correcte de leur réponse sismique.

II.3.1. Les causes des non linéarités

Diverses causes peuvent être à l'origine des non linéarités. La non linéarité peut être externe ou bien interne à la structure.

Parmi les causes externes à la structure, on peut citer les forces d'amortissement qui ne sont pas de type visqueux.

Les causes internes de non linéarité sont liées au comportement propre de la structure, il s'agit de la réponse des éléments de structure lorsqu'ils sont fortement sollicités. Leur comportement devient plus complexe en s'éloignant de la proportionnalité (comportement linéaire) et en entamant la non-proportionnalité (plastification). La description de tels comportements s'effectue par l'intermédiaire de modèles nommés modèles hystérétiques.

II.3.3 Types des non linéarités

Les non-linéarités peuvent se classer en deux grandes catégories : la non-linéarité géométrique et la non-linéarité matérielle. Ces deux types de non-linéarité sont considérés dans la plus part des codes éléments finis: ABAQUS, ANSYS, SAP, ROBOT, CASTEM, ...etc.

II.4. Les différents types d'analyse non linéaire

Ils existent deux types d'analyse non linéaire :

- ✓ L'analyse dynamique à l'aide des méthodes exactes sous citées comme la méthode de Newmark et la méthode de différence centrale ;
- ✓ L'analyse non linéaire statique ou bien pseudo dynamique par la méthode de la poussée progressive ou bien « pushover » (ce dernière type d'analyse est dit aussi calcul approximative).

II.5. Description de la méthode d'analyse Pushover

La méthode d'analyse Pushover est une méthode d'analyse approximative dans laquelle la structure est soumise à des forces latérales qui augmente de façon monotone avec une distribution invariante sur la hauteur jusqu'à ce qu'un déplacement prédéterminé soit atteint.

Le mode de chargement demeure sans changement pendant l'analyse Pushover, mais sa grandeur est augmentée incrémentalement jusqu'à ce que le bâtiment atteigne un *déplacement cible* spécifique. Généralement, ce *déplacement cible* est pris pour représenter le déplacement au sommet du bâtiment quand il éprouve une excitation sismique.

Les résultats de l'analyse Pushover sont employés pour estimer la capacité du bâtiment en traçant la variation du déplacement au sommet en fonction de l'effort tranchant à la base du bâtiment . Cette courbe est connue sous le nom « *Courbe Pushover* » comme illustré sur la figure II.5

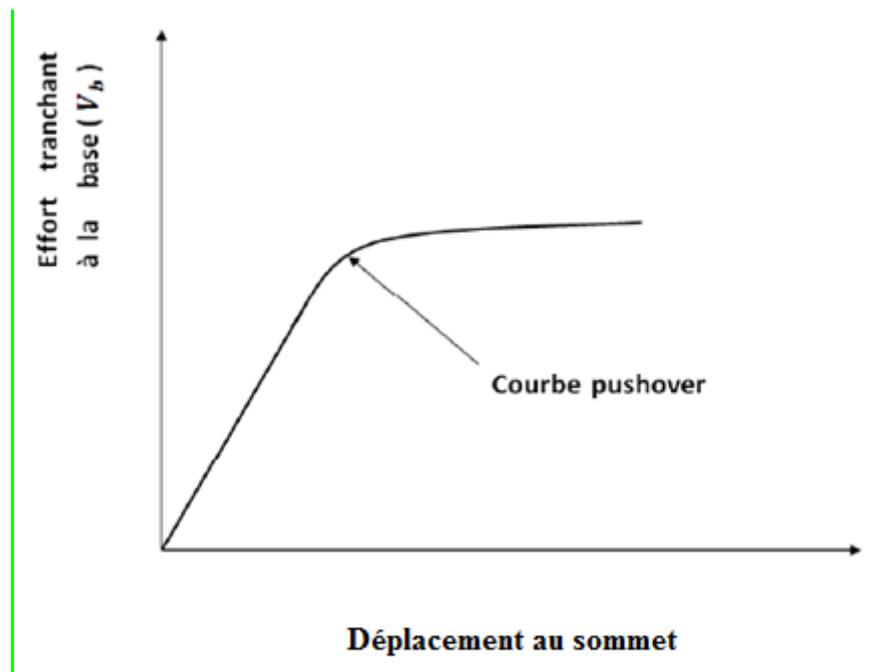


Figure II.5: la courbe Pushover qui représente la variation de l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement au sommet du bâtiment.

il en résulte de la courbe Pushover quatre niveaux de comportement (voir la figure II.5):

- Premier niveau comportement élastique (non endommagement).
- Deuxième niveau un endommagement mineur est susceptible de se développer

- Troisième niveau endommagement avancé (aucune capacité de résistance).
- Quatrième niveau effondrement de la structure.

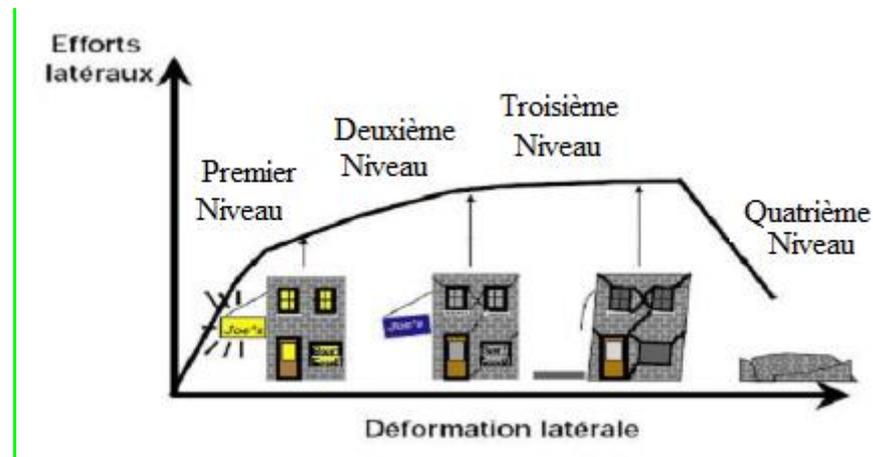


Figure II.5: Endommagement correspondant à la courbe de capacité

II.6.Origine de l'analyse Pushover :

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

II.7.Déplacement cible

La relation entre l'analyse en poussée progressive, qui est statique, et le comportement réel de l'ossature sous séisme, qui est dynamique, est établie par la définition d'un déplacement « cible », déplacement maximum attendu de la structure. Il permet d'associer les résultats de l'analyse en poussée progressive, qui caractérisent "l'offre de déformation", à la "demande de déformation" correspondant au déplacement cible.

II.8.Point de performance

A partir de la courbe de capacité, il devient alors intéressant de comparer celle-ci avec la sollicitation d'un séisme. Pour considérer la demande d'un séisme, on utilise en général des spectres de réponse en accélération ou en déplacement

Conclusion :

En parcourant ce chapitre, une généralité sur l'endommagement a été présentée ainsi qu'une introduction sur le calcul plastique des structures par la méthode pushover a été abordé, le chapitre suivant va être consacré à l'application de la méthode pushover pour notre structure.

CHAPITRE II:

Calcul linéaire de la structure

Modélisation SAP

II.1. Introduction:

Les séismes peuvent avoir un impact sur les structures et les ouvrages. Il est important de prendre en compte la période de la structure et la nature du sol lors de la conception pour assurer une résistance et une dissipation adéquates de l'énergie sismique. Le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99) offre des directives spécifiques pour la conception et l'exécution des constructions en zones sismiques en Algérie.

II.2. Combinaison d'action :

Pour effectuer le calcul, on utilise les combinaisons d'actions aux états limites suivantes : Ultime, Service et Accidentel. Ces combinaisons nous aident à déterminer les étapes à suivre pour mener à bien le calcul de manière précise.

$$\text{-ELU : } 1,35G+1,5Q$$

$$\text{- ELS : } G+Q$$

$$\text{- ELA : } G+Q\pm 1,2$$

$$\text{- ELA : } G+Q\pm E$$

$$\text{- ELA : } 0,8$$

II.3. Choix de la méthode de calcul :

Selon l'article 4.1.1 de RPA99, les forces sismiques peuvent être déterminées par ces trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Chacune de ces méthodes à ses propres avantages et limitations, et le choix de la méthode dépend du niveau de précision souhaité et des caractéristiques de la structure.³

II.3.1. Méthode statique équivalente :

- a. Principe :** Dans l'analyse sismique des structures, les forces réelles dynamiques sont représentées par des forces statiques fictives pour évaluer les effets de l'action sismique. Le mouvement du sol peut se produire dans n'importe quelle direction horizontale. Les forces sismiques horizontales équivalentes sont appliquées successivement dans deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le concepteur, généralement les axes principaux du plan horizontal de la structure.
- b. Conditions d'application de la méthode statique équivalente**

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

³ M. BELAZOUGUI Mohamed, REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA 99 / VERSION 2003

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

. La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4 (OK)

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

$$l_y / L_Y \leq 0,25 \rightarrow 490/840=0,583 \quad (\text{non vérifié})$$

Remarque :

Puisque cette condition n'est pas vérifiée pour notre cas, la méthode statique équivalente ne peut pas être utilisée, on choisit la méthode modale spectrale

II.3.2. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

Définition : La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié. Avant d'utiliser cette méthode, il est important de justifier 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. Cela garantit une approche rigoureuse et fiable dans l'analyse des effets sismiques sur la structure.

II.3.3. Méthode d'analyse modale spectrale :

Certains cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise, on peut directement utiliser les spectres de dimensionnement. Cette approche est particulièrement intéressante car elle se concentre sur les extrémités des réponses plutôt que sur la variation temporelle. Cela permet de simplifier les calculs. On peut alors procéder à une analyse modale en étudiant plusieurs modes propres de la structure. En ce qui concerne la modélisation, on diffère les directions de mouvement et de mieux représenter la réalité de la structure.

II.3.3.1. Estimation empirique de la période fondamentale :

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} \quad \frac{0,09 h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

Avec :

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

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableaux 4-6 du **RPA99/version2003**.

Alors

$$h_N = 12,24 \text{ m}$$

$$C_T = 0,05$$

Donc : $T = \min (0,327 , 0,312 , 0,380)$

Calcul de la force sismique totale V :

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

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 dans le RPA99-2003

$$A=0.25$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen :

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

T₂ : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau suivant :

Tableau II.1 : Valeurs de T₁ et T₂ (RPA99-2003)

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

S₃ : site meuble

Dans cette étude nous choisirons l'équation suivante :

$$D = 2.5\eta \quad 0 \leq T \leq T_2$$

• η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

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

où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Quant $\xi = 7\%$

Tableau II.2 : Valeurs de ξ (%)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10

Dense	7	5
-------	---	---

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

$$\eta = 0,88 > 0.7$$

Alors :

$$D=2,5 \times 0,88$$

$$D=2,2$$

R : coefficient de comportement global de la structure

$$R=3,5$$

- **Q : facteur de qualité**

La valeur de Q est déterminée par la formule :

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

$$Q= 1,20$$

Donc

D'après le sap2000 version 14 le poids $W=4995,72$ KN

$$V = \frac{0,15 \times 2,2 \times 1,2}{3,5} W$$

$$V= 0,113 \times 4995,72$$

$$V= 564,51 \text{ KN}$$

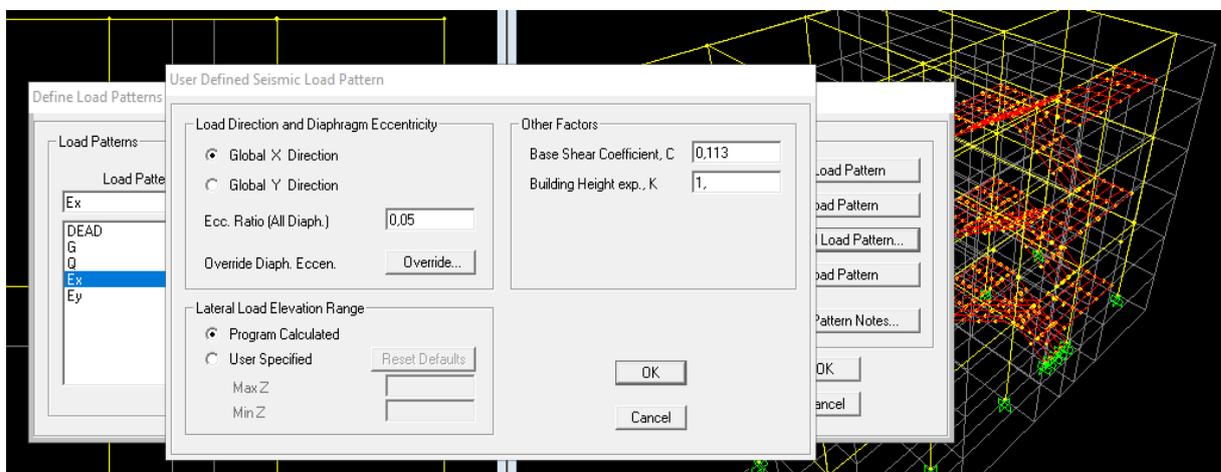


Figure II.1: SAP2000

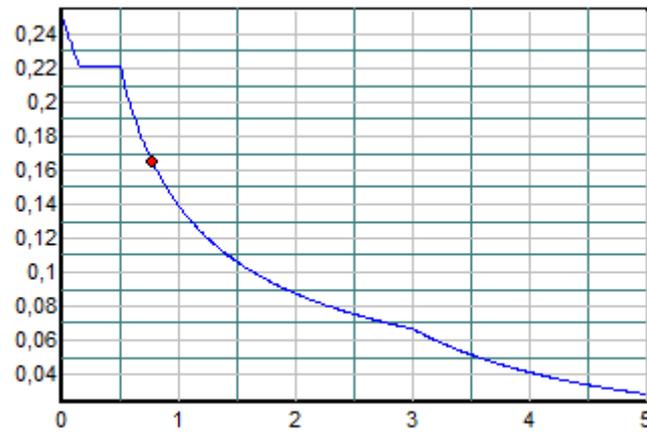


Figure II.2: Diagramme de spectre de réponse

D'après le RPA99-2003

$$T_{sap2000} < 1,3TRPA$$

$$0,318 < 1,3 \times 0,327$$

$$0,318 < 0,4251$$

Remarque :

Puisque $ap2000 < 1,3TRPA$, on a pas besoin de mur voile pour stabiliser la structure.

II.4. Calcul linéaire de la structure

Dans cette partie, le calcul linéaire de la structure utilisant la méthode modale spectrale est fait en premier lieu, puis l'effet d'endommagement des poteaux sur le comportement dynamique de la structure objet de la présente étude est abordé. Il est important de signaler que l'endommagement cité dans le présent travail, concerne la perte totale de fonctionnalité du poteau.

Trois cas d'étude en était choisis :

- 1) Structure sans poteau de rive
- 2) Structure sans poteau de coin
- 3) Structure sans poteau centrale

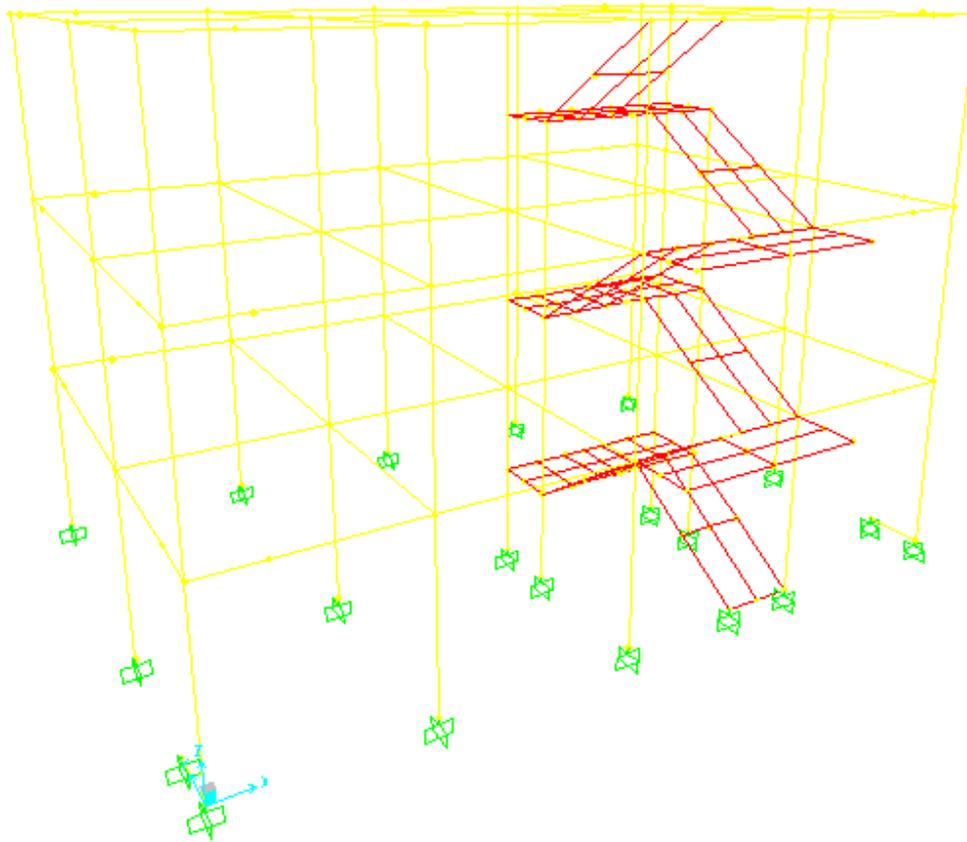


Figure IV.1:sap2000 structure complète

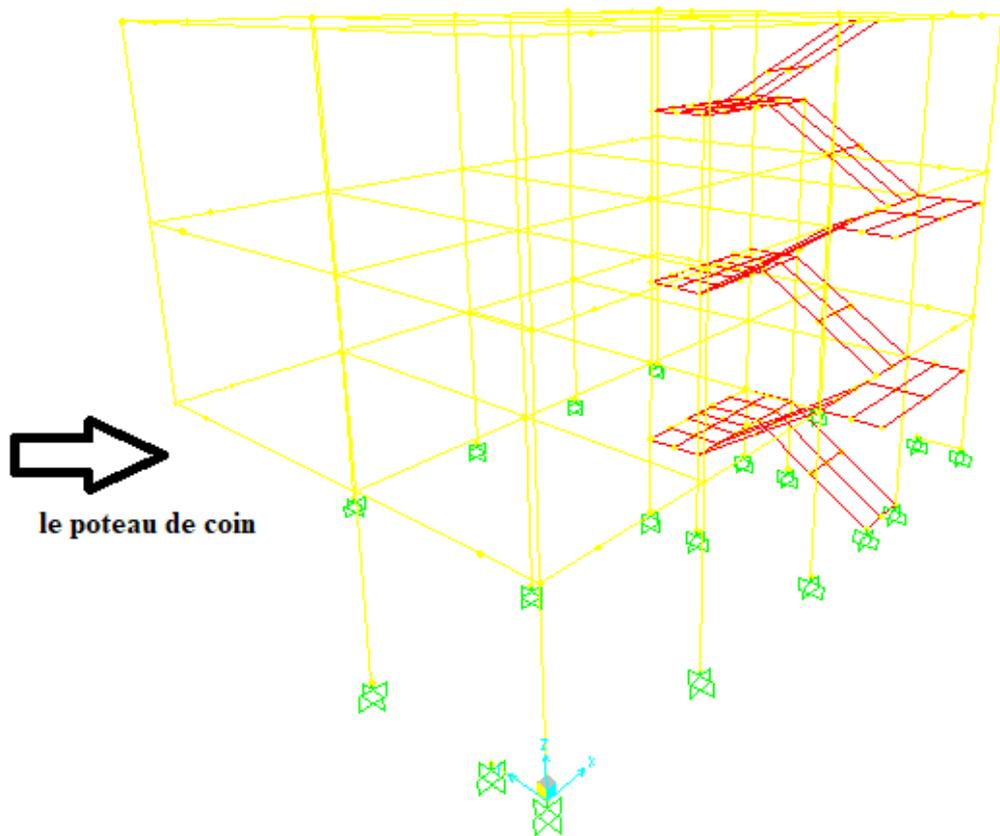


Figure IV.2: sap2000 structure sans poteau de coin

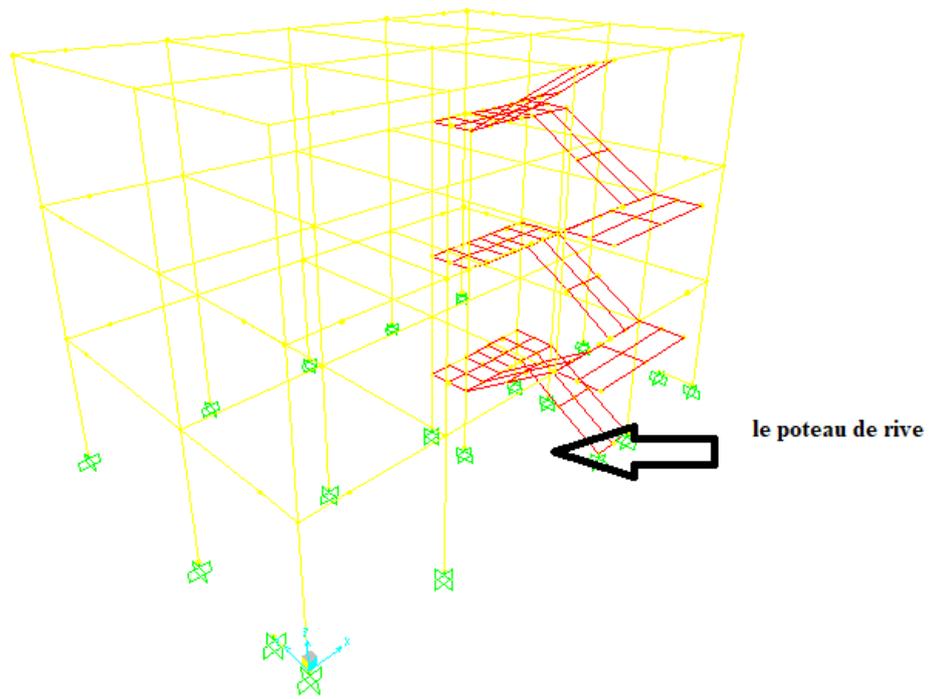


Figure IV.3: sap2000 structure sans poteau de rive

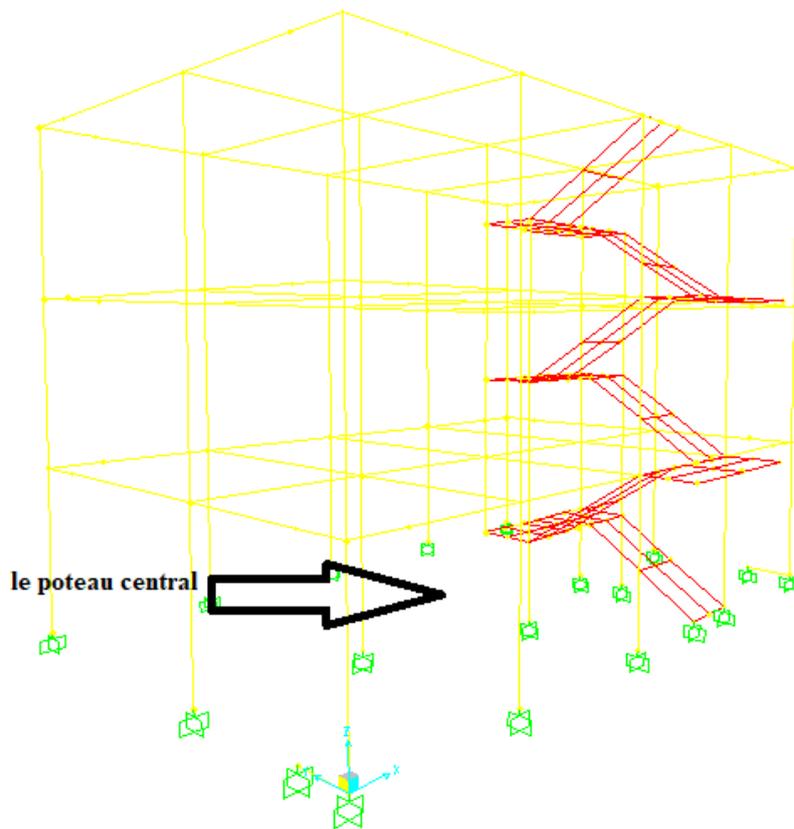


Figure IV.4: sap2000 structure sans poteau central

Le tableau IV. 1 représente effet de l'endommagement des poteaux sur le comportement modale de la structure

Numéro de la période	Période de la structure complète	Période de la structure sans poteau de coin	Période de la structure sans poteau de rive	Période de la structure sans poteau centrale
1	0,318113	0,326773	0,333347	0,319841
2	0,293168	0,30041	0,30105	0,2993
3	0,271001	0,271477	0,289036	0,274145
4	0,097296	0,10548	0,097636	0,097866
5	0,093135	0,099385	0,093901	0,094251
6	0,087216	0,092158	0,088305	0,088321
7	0,056014	0,087228	0,066646	0,077959
8	0,053768	0,056827	0,056161	0,05616
9	0,051978	0,055104	0,054112	0,054072
10	0,050893	0,052286	0,052064	0,052031
11	0,048791	0,050951	0,050933	0,05092
12	0,047828	0,048793	0,048092	0,04878

Tableau IV.1: effet de l'endommagement des poteaux sur le comportement modale de la structure

La figure IV.5 représente le diagramme de effet de l'endommagement des poteaux sur le comportement modale de la structure

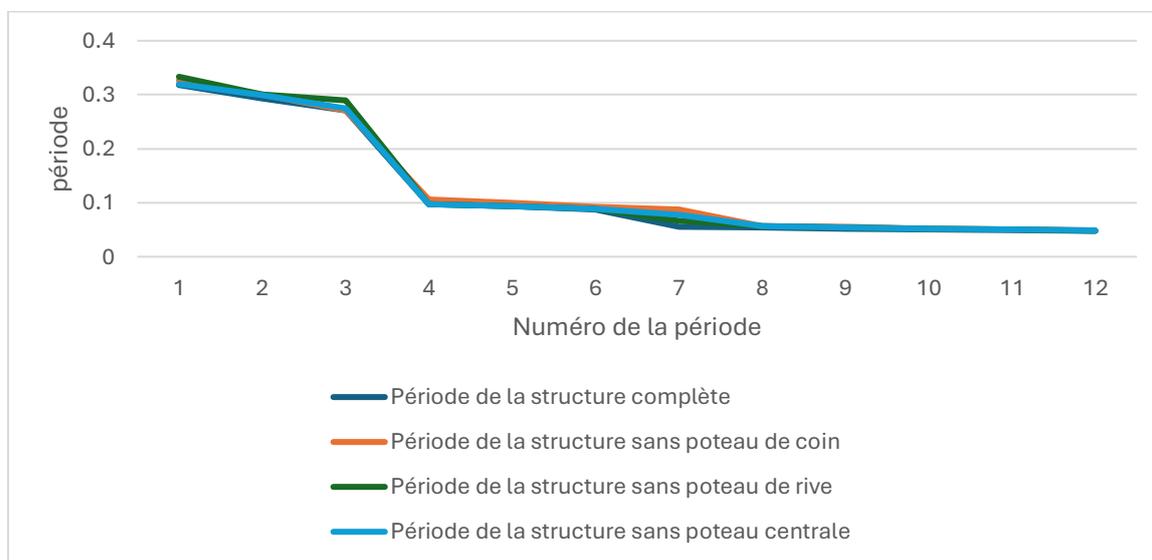


Figure IV.5: effet de l'endommagement des poteaux sur le comportement modale de la structure

On remarque que les périodes de 1 à 6 sont les même pour les différents cas de poteaux étudiés, un petit changement figure sur les périodes de 6 à 8, puis après la 8^{ème} période la différence se disparaître

II.4.1 Déplacement inter étage de la structure :

Le tableau IV.2 représente Déplacement inter sur tous les étages de la structure

Tableau IV.2 : Déplacement inter étage de la structure

Les étages	Déplacement inter étage de la structure complète	Déplacement inter étage de la structure sans poteau de coin	Déplacement inter étage de la structure sans poteau de rive	Déplacement inter étage de la structure sans poteau de centrale
1 er	0,0083	0,0327	0,0311	0,0311
2 éme	0,019	0,0727	0,0738	0,0731
3 éme	0,0261	0,0994	0,1039	0,101

La figure IV.6 représente le diagramme de déplacement inter sur tous les étages de la structure

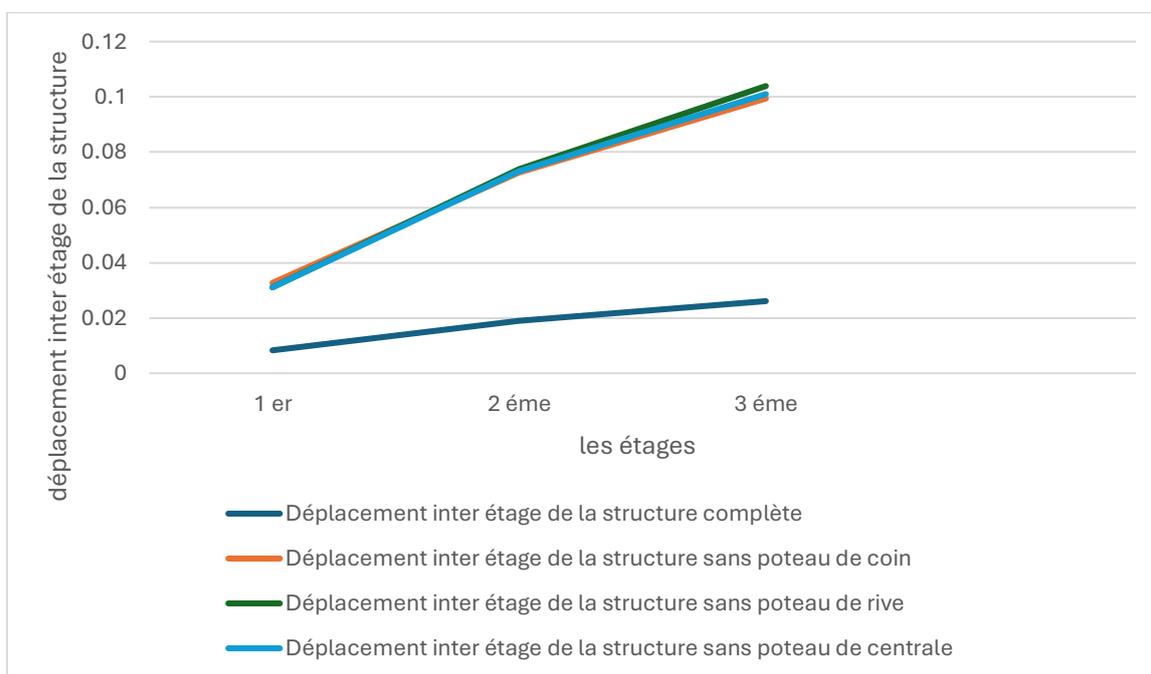


Figure IV.6: Déplacement inter étage de la structure

« On remarque d’après le tableau... et la figure que le déplacement inter étage augmente avec la disparition d’un poteau, donc l’effet d’endommagement du poteau est plus remarquable sur les déplacement inter étage »

II.4.2. Effort tranchant à la base de la structure :

Le tableau IV.3 représente l’Effort tranchant à la base de la structure en terme Fx et Fy

Tableau IV.3 : Effort tranchant à la base de la structure :

	Effort tranchant à la base de la structure complète	Effort tranchant à la base de la structure sans poteau de coin	Effort tranchant à la base de la structure sans poteau de rive	Effort tranchant à la base de la structure sans poteau de central
F _x	5607,259	19660	40413,27	40940,19
F _y	17641,26	29674,64	25517,75	19914,21

F_x: On constate dans le tableau que les efforts tranchants à la base structure sans poteaux de coin sans poteaux de rive et sans poteaux centrale sont élevés par rapport à la structure complète

F_y: On remarque dans le tableau que les efforts tranchants à la base structure sans poteaux de coin sans poteaux de rive et sans poteaux centrale sont élevés par rapport à la structure complète

- **Effet de l'endommagement des poteaux sur les sollicitations développer dans les poteaux :**

Le tableau IV.4 Représente l'effet de l'endommagement des poteaux sur les sollicitations qui se développe sur le poteau le plus sollicité en terme de N_{max} (effort normale maximum) et M_{co} (moment correspondant)

Tableau IV.4 : l'effet de l'endommagement des poteaux sur les sollicitations qui se développe sur le poteau le plus sollicité en terme d'effort normale maximum et moment correspondant)

	N _{pt}	N _{max}	M _{co}
Structure complète	47	177,932	13,904
Structure sans poteau de coin	47	178,035	14,068
Structure sans poteau de rive	47	146,203	12,653
Structure sans poteau de central	47	168,439	16,033

On voit dans le tableau le poteau le plus sollicité reste le même pour les quatre cas étudiés. On remarque aussi que lorsque N_{max} et M_{co} augmentent, ils augmentent pour la structure complète, mais pour la structure sans poteaux de rive et la structure sans poteaux centrale, les pourcentages diminuent. pour N_{max} et M_{co}

Le tableau IV.5 Représente l'effet de l'endommagement des poteaux sur les sollicitations qui se développe sur le poteau le plus sollicité en terme de M_{max} (Moment maximum) et N_{co} (effort normal correspondant)

Tableau IV.5 : l'effet de l'endommagement des poteaux sur les sollicitations qui se développe sur le poteau le plus sollicité en terme de Moment maximum et effort normal correspondant

	Npt	Mmax	Nco
Structure complète	114	115,89	-230,254
Structure sans poteau de coin	114	118,28	-237,292
Structure sans poteau de rive	121	126,008	-167,225
Structure sans poteau de central	48	150,712	35,87

On remarque dans le tableau que la valeur de structure sans poteaux de coin est égale à structure complète et il n'y a aucun effet sur les mêmes poteau, tandis que structure sans poteaux de coin est légèrement élevée pour structure complète et N co est faible, tandis que structure sans poteaux de rive n'a aucun effet sur les mêmes poteaux, ainsi que le rapport élevé au moment max et N co, ainsi qu'à la structure sans poteaux centrale, les deux max et N co sont très élevés pour la structure complète et il n'y a aucun effet sur le même poteaux

- **Effet de l'endommagement des poteaux sur les sollicitations développer dans les poutres principales :**

Le tableau IV.6 représente Effet de l'endommagement des poteaux sur les sollicitations développer dans les poutres principales

Tableau IV.6 : Effet de l'endommagement des poteaux sur les sollicitations développer dans les poutres principales en terme de Moment maximum et moment minment

	Npp	M max	Npp	M min
Structure complète	88	41,58	88	-47,56
Structure sans poteau de coin	181	61,46	180	-70,73
Structure sans poteau de rive	88	59,88	88	-72,43
Structure sans poteau de central	48	128,20	123	-120,95

On remarque dans le tableau que la structure sans poteaux de coin n'a aucun effet sur les mêmes colonnes, et aussi le moment max est élevé tandis que le moment min est faible. Quant à la structure sans poteaux de coin, le moment max est élevé pour la. structure complète, lorsque la structure sans poteaux centrale est élevée, le moment max est également élevé moment min.

- **Effet de l'endommagement des poteaux sur les sollicitations développer dans les poutres secondaires :**

Le tableau IV.7 représente Effet de l'endommagement des poteaux sur les sollicitations développer dans les poutres principale.

Tableau IV.7 : Effet de l'endommagement des poteaux sur les sollicitations développer dans les poutres secondaires en terme de Moment maximum et moment miniment

	Nps	Mmax	Nps	M min
Structure complète	113	44,512	73	-61,82
Structure sans poteau de coin	162	57,55	161	-81,09
Structure sans poteau de rive	113	54,65	49	-87,90
Structure sans poteau de central	64	79,68	61	-91,80

Nous notons dans le tableau que structure sans poteau de coin, il n'y a aucun effet sur les mêmes poutres secondaires, et également le couple maximum est légèrement élevé, tandis que le couple min est faible et également à nombre égal de poutres secondaires. Quant à la structure sans poteaux de rive, le Moment max est un peu élevé pour la structure complète, mais il a un effet sur les mêmes poutres secondaire, mais pour le moment min il n'y a pas d'effet sur les mêmes poutres secondaires et aussi le moment min est faible, et quand avec la structure sans poteaux de centrale le Moment max est élevé et aussi le moment min est Low et n'a aucun effet sur les mêmes poteaux de centrale

II.5 Calcul de ferrailage

Après avoir lancer le calcul modal spectrale pour les quatre cas d'études, on a tiré les sollicitations interne es éléments résistants (poteaux, poutres principales et poutres secondaire) pour le calcul de ferrailage.

II.5.1 Cas de Structure complet :

a) Ferrailage de poteaux (30×30) :

$M_u = 13,9064 \text{ KN.m}$, $N_u = 177,934 \text{ MPA}$, $b = 30 \text{ cm}$, $h = 30 \text{ cm}$, $d = 0,9h$, $d' = 0,1h$, $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$.

$\gamma_s = 1,15$, $\gamma_b = 1,5$, $F_{bc} = 14,17 \text{ MPA}$, $\sigma_{st} = 347,82 \text{ MPA}$

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{13,9064}{177,934}$$

Donc :

$$e = 0,078 \text{ m}$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d'$$

$$e_a = 0,078 + \frac{0,3}{2} - 0,03$$

$$e_a = 0,198 \text{ m}$$

Moment fictive :

$$M_a = N_u \times e_a$$

$$M_a = 177,934 \times 0,198$$

$$M_a = 35,230 \text{ KN.m}$$

Détermination du ferrailage :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{35,230}{0,30 \times (27)^2 \times 14,6} = 0,110 \text{ m} < 0,392 \text{ m}$$

Section a simple armature

Les armatures supérieures $A_2 = 0$

Les armatures inférieures A_1 sont calculé par la formule $A_1 = \frac{M_u}{\sigma_s \times z}$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times (0,110)}) = 0,164$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$z = (1 - 0,4 \times 0,164) = 0,257 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } *A_1 = \frac{13,9064 \times 10^{-3}}{348 \times 0,257} = 1,554 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{min} = 8\% \times b \times a$$

$$A_{min} = 100\% \times 0.3 \times 0.3 = 7.2cm^2$$

Section d'armature selon BAEL91 :

$$A_{min} = 0.2 \times \frac{B}{100}$$

$$A_{min} = 0.2 \times \frac{(30 \times 30)}{100}$$

$$A_{min} = 1.8cm^2$$

Les armatures finales :

$$A_s = \max(A; A_{BAEL91}; A_{RPA})$$

$$A_s = \max(1.55; 7.2; 1.8)cm^2$$

On adapte : 4T16 avec une section $8.04 cm^2$

b) Ferrailage des poutres principales (30×40)

Travée :

$$M_a = 41.5842KN.m$$

$$\mu = \frac{41.5842 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.46)^2 \times 14.6} = 0.073m$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.073)})$$

$$\alpha = 0.095$$

$$Z = (1 - 0.4 \times 0.095)0.36$$

$$Z = 0.346m$$

$$A = \frac{41.584 \times 10^{-3}}{348 \times 0.346} = 3.454 \times 10^{-4}m^2$$

On adapte : 4T12 avec une section $4.52cm^2$

c) Ferrailage des Poutres secondaires : (30×30)

Travée :

$$M = 54.641KN.m$$

$$\mu = \frac{54.641 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.27)^2 \times 14.6} = 0.171m$$

$$\alpha = 125(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.171})$$

$$\alpha = 0.236$$

$$Z = (1 - 0.4 \times 0.236)$$

$$Z = 0.245 \text{ m}$$

$$A = \frac{54.641 \times 10^{-3}}{348 \times 0.245} = 6.409 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

On adapte : 6T12 avec une section 6.79 cm^2

II.5.2 Cas de la Structure sans poteau central :

a) Ferrailage de poteaux (30×30)

$$M = 16.033 \text{ KN.m}$$

$$N = 168.439 \text{ MPa}$$

$$e = \frac{16.033}{168.439} = 0.095 \text{ m}$$

Donc : $e = 0.095 \text{ m}$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d'$$

$$e_a = 0.095 + \frac{0.3}{2} - 0.03$$

$$e_a = 0.215 \text{ m}$$

$$M_a = N_u \times e_a$$

$$M_a = 168.439 \times 0.215$$

$$M_a = 36.21 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{36.21 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.27)^2 \times 14.6} = 0.113 \text{ m}$$

b) Ferrailage de la poutre principale (30×40) :

Travée :

$$M = 59.194 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$$

$$\mu = \frac{59.194 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.36)^2 \times 14.6} = 0.104 \text{ m}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.104)})$$

$$\alpha = 0.138$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$Z = 0.36(1 - 0.4 \times 0.138)$$

$$Z = 0.340 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z} = \frac{59.194 \times 10^{-3}}{348 \times 0.340} = 5.003 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

On adapte : 4T14 avec une section 5.50 cm^2

c) Ferrailage de la Poutre secondaire (30×30)

$$M = 54.641 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$$

$$\mu = \frac{54.641 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.27)^2 \times 14.6} = 0.171 \text{ m}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.171)})$$

$$\alpha = 0.236$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$Z = 0.36(1 - 0.4 \times 0.236)$$

$$Z = 0.245 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z} = \frac{54.641 \times 10^{-3}}{348 \times 0.245} = 6.409 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

On adapte : 6T12 avec une section 6.79 cm^2

II.5.3 Cas de la Structure sans poteau de rive :

a) Ferrailage de poteaux (30X 30)

$$M = 12.653 \text{ KN.m}$$

$$N = 164.203 \text{ MPa}$$

$$e = \frac{12.653}{164.203} = 0.077 \text{ m}$$

$$e_a = 0.077 + \frac{0.3}{2} - 0.03$$

$$e_a = 0.197 \text{ m}$$

$$M_a = 164.203 \times 0.197$$

$$M_a = 32.34 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$$

$$\mu = \frac{32.343 \times 10^{-3}}{0.30 \times (0.27)^2 \times 14.6} = 0.101 \text{ m}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.101)})$$

$$\alpha = 0.133$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$Z = 0.36(1 - 0.4 \times 0.133)$$

$$Z = 0.256 \text{ m}$$

Donc :

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z} = \frac{54.641 \times 10^{-3}}{348 \times 0.256} = 1.420 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{min} = 0.08 \times 0.3 \times 0.3$$

$$A_{min} = 7.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.2 \times \frac{30 \times 30}{10}$$

$$A_{min} = 1.8 \text{ cm}^2$$

On adapte : 4T16 avec une section 8.04 cm^2

b) Ferrailage des poutres principales (30×40)

Travée

$$\mu = \frac{59.865 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.36)^2 \times 14.6} = 0.105 \text{ m}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.105)})$$

$$\alpha = 0.139$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$Z = 0.36(1 - 0.4 \times 0.139)$$

$$Z = 0.339 \text{ m}$$

Donc :

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z} = \frac{59.865 \times 10^{-3}}{348 \times 0.339} = 5.075 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

On adapte : 5T12 avec une section 5.65 cm^2

c) Ferrailage des poutres secondaire (30×30)

Travée

$$M = 54.652 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{54.652 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.27)^2 \times 14.6} = 0.171 \text{ m}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.171)})$$

$$\alpha = 0.236$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$Z = 0.27(1 - 0.4 \times 0.236)$$

$$Z = 0.245 \text{ m}$$

Donc :

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z} = \frac{54.652 \times 10^{-3}}{348 \times 0.245} = 6.410 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

On adapte : 6T12 avec une section 6.79 cm^2

II.5.4 Cas de la Structure sans poteau de coin :

a) Ferrailage de poteaux (30X 30)

$$M = 14.06 \text{ KN.m}$$

$$N = 178.03 \text{ MPa}$$

$$e = \frac{14.06}{178.03} = 0.078 \text{ m}$$

$$e_a = 0.078 + \frac{0.3}{2} - 0.03$$

$$e_a = 0.198 \text{ m}$$

$$M_a = 178.03 \times 0.198$$

$$M_a = 35.249 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$$

$$\mu = \frac{35.249 \times 10^{-3}}{0.30 \times (0.27)^2 \times 14.6} = 0.110 \text{ m}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.110)})$$

$$\alpha = 0.146$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$Z = 0.36(1 - 0.4 \times 0.146)$$

$$Z = 0.254 \text{ m}$$

Donc :

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z} = \frac{14.06 \times 10^{-3}}{348 \times 0.254} = 1.591 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{min} = 0.08 \times 0.3 \times 0.3$$

$$A_{min} = 7.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.2 \times \frac{30 \times 30}{10}$$

$$A_{min} = 1.8 \text{ cm}^2$$

On adapte : 4T16 avec une section 8.04 cm^2

b) Ferrailage des poutres principales (30×40)

Travée

$$M = 61.462 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{61.462 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.36)^2 \times 14.6} = 0.108m$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.108)})$$

$$\alpha = 0.143$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$Z = 0.36(1 - 0.4 \times 0.143)$$

$$Z = 0.339 \text{ m}$$

Donc :

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z} = \frac{61.462 \times 10^{-3}}{348 \times 0.339} = 5.209 \times 10^{-4} m^2$$

On adapte : 4T14 avec une section 6.16 cm^2 .

c) Ferrailage des poutres secondaires (30×30)

Travée

$$M = 57.57 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{57.57 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.27)^2 \times 14.6} = 0.180m$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.180)})$$

$$\alpha = 0.25$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$Z = 0.27(1 - 0.4 \times 0.25)$$

$$Z = 0.243 \text{ m}$$

Donc :

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z} = \frac{57.57 \times 10^{-3}}{348 \times 0.243} = 6.808 \times 10^{-4} m^2$$

On adapte : 4T16 avec une section 8.04 cm^2

II.6. Conclusion :

Après avoir étudié l'effet d'endommagement des poteaux sur le comportement dynamique linéaire de la structure étudiée, la partie suivante va être consacré à étudier l'effet de la perte de fonctionnalité de l'un des poteau de la structure sur le comportement plastique de la structure.

CHAPITRE I I I:

***Présentation de l'ouvrage, Caractéristique
des matériaux, pré dimensionnement et
descente des charges***

I.1. Introduction :

Dans ce chapitre, nous avons présenté la structure objet de ce travail, ainsi que les propriétés des matériaux, le dimensionnement des éléments résistants et les descentes des charges.

La structure est un Batiment R+3 située dans le wilaya d'alger classée d'après les règles parasismiques algériennes RPA99, /Version 2003 comme une zone de sismicité élevée (zone III). Ayant une importance moyenne de groupe d'usage 2B.

I.2. Caractéristique des matériaux :

I.2.1. Béton :

Le béton est principalement utilisé pour sa résistance à la compression. Cependant, pour compenser sa faible résistance à la traction ou au cisaillement, on utilise souvent des éléments structuraux supplémentaires, comme des armatures en acier. Ces éléments aident à soutenir les charges permanentes et concentrées sur un plancher. [1]

I.2.1.1. Composition du béton :

Le béton utilisé est un béton courant dosé à 350Kg /m³ de ciment. Sa composition courante pour 1m³ est comme suit :

Ciment : 350Kg de CPA325.

Gravier : 800 litres de 15 /25 mm

Sable : 400 litre de 0 /5mm

Eau : 175 litre d'eau de gâchage

I.2.1.2. Résistance du béton :

- à la compression:

Un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours f_{c28} exprimée en MPa La résistance caractéristique à la compression f_{cj} à l'âge de $j \leq 60$ jours, est :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \cdot f_{c28} ; \text{pour : } f_{c28} \leq 40\text{MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} \cdot f_{c28}; \text{pour : } f_{c28} > 40\text{MPa}$$

Pour : $j \geq 60$ jours $f_{cj} = 1,1f_{c28}$

Il est important de savoir que le béton peut atteindre une résistance de 25MPa en seulement 28 jours, les contrôles réguliers sur les chantiers sont vraiment importants

$$f_{c28} = 25MPa$$

• **à la traction:**

La résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge de j jours est généralement définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \text{ en (MPa)}$$

Cette formule est valable pour les valeurs de résistance du béton (f_{cj}) inférieures ou égales à 60MPa. C'est important de respecter cette limite pour que la formule soit valide

On aura donc pour : $f_{c28} = 25MPa \Rightarrow f_{t28} = 2.1MPa$

Pour : $f_{cj} \geq 60MPa \quad f_{tj} = f_{cj}^{2/3}$

I.2.1.3. limite de compression:

La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime (ELU) est donnée par une formule spécifique. C'est une valeur importante à prendre en compte lors de la conception de structures en béton.

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Avec : $\gamma_b = 1.5$ pour les cas courants

$\gamma_b = 1.15$ pour les situations accidentelles

La contrainte admissible de compression à l'état limite de service (ELS) est donnée par :

$$\sigma' = 0.6f_{c28}$$

$$\text{pour: } f_{c28} = 25MPa \Rightarrow \bar{\sigma} = 15MPa$$

I.2.2. Acier:

I.2.2.1. limite d'élasticité garantie f_e :

Les désignations conventionnelles des matériaux sont basées sur leur limite d'élasticité, qui est la contrainte maximale qu'un matériau peut supporter avant de subir une déformation permanente ou une rupture données par les tableaux suivant :

Tableau I.1: caractéristiques de l'acier des barres lisses

Caractéristiques mécaniques	Barres lisses	\emptyset
Nuance Fe E	215	235
Limite d'élasticité MPa	215	235
Résistance à la traction MPa	330 / 410	410/490
Allongement à la rupture %	22	25

Tableau I.2 : caractéristiques de barres à haute adhérence

Caractéristiques mécaniques	Barres HA	∅	
Nuance Fe E	400		500
Limite d'élasticité <i>MPa</i>	400		500
Résistance à la traction <i>MPa</i>	480		550
Allongement à la rupture %	14		12

Tableau I.3 : caractéristiques de treillis soudés

Caractéristiques mécaniques	T.S
Nuance Fe E	500
Limite d'élasticité <i>MPa</i>	500
Résistance à la traction <i>MPa</i>	550
Allongement à la rupture %	8

I.2.3. Brique:

La brique est un matériau de construction très courant, utilisé depuis des siècles. Elle peut être fabriquée à partir d'argile crue ou cuite au four. On l'utilise souvent pour construire des murs et des structures solides[2]

I.2.3.1. Caractéristiques :

Masse volumique apparente: 800 à 1300 kg/m

Résistance en compression : 50 à 200 kg/cm*

L'absorption d'eau : 10 à 15 %

I.3. Pré dimensionnement :

I.3.1. Introduction :

Le pré-dimensionnement des éléments de structure est une étape importante dans la conception d'une structure. Il consiste à utiliser des formules empiriques pour estimer les dimensions des coffrages et des organes de structure. Ces dimensions sont ensuite ajustées afin de garantir que les sections respectent les normes de résistance tout en restant économiques. C'est une étape nécessaire pour entrer les informations de la structure dans un programme de calcul.

I.3.2. Pré dimensionnement des éléments porteurs

I.3.2.1. Plancher :

Les planchers sont véritablement la colonne vertébrale d'une construction, offrant une plateforme horizontale au rez-de-chaussée et séparant harmonieusement les différents niveaux. Leur importance ne se limite pas à leur aspect structurel, car ils assument également plusieurs rôles clés :

1. Support des charges et surcharges

2. Isolation thermique et phonique

3. Résistance aux forces

4. Étanchéité

Plancher à corps creux :

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux avec une dalle de compression mince en béton armé (treillis soudé). Pour le Pré dimensionnement de la hauteur des poutrelles la condition de la flèche:

$$ht \geq \frac{L_{max}}{22,5}$$

Avec :

L_{max} : Travée maximale entre nu d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles

ht : Hauteur totale du plancher

Alors:

$$L_{max} = 490 - 30 = 460 \text{ cm}$$

$$ht \geq \frac{460}{22,5} = 20,22 \text{ (cm)}$$

. Donc on adopte une épaisseur de : 21 (cm). On prend : $ht = (16+5)$ (cm).

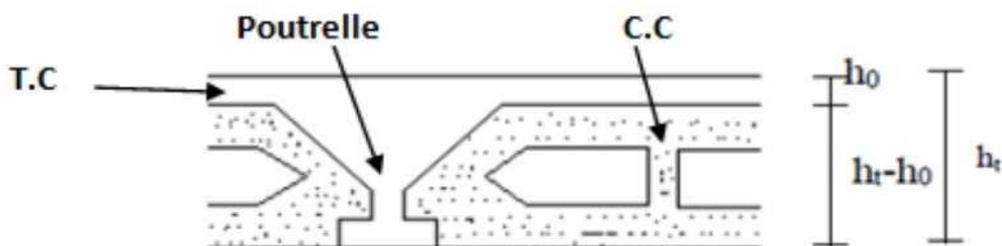


Figure I.1: Plancher à corps creux

Plancher dalle pleine : Plancher dalle pleine est un plancher en béton armé de 15 à 20cm d'épaisseur coulé sur un coffrage plat. Le diamètre des armatures incorporées et leurs nombres varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte.

L'épaisseur de la dalle pleine dépend des trois conditions suivantes :

Sécurité en matière d'incendie :

-e= 7 cm pour une heure de coupe feux.

-e= 11 cm pour deux heures de coupe feux.

-e= 17,5 cm pour quatre heures de coupe feux.

Isolation phonique :

Selon les règles du CBA93 en vigueur en Algérie, l'épaisseur de la dalle doit être supérieure égale 15 cm.

Résistance à la flexion :

Les conditions qui doivent être vérifiées selon le nombre des appuis sont les suivantes :

-Pour dalle reposant sur 2 appuis $\Rightarrow Lx / 35 \leq e \leq Lx / 30$

-Pour dalle reposant sur 3 et 4 appuis $\Rightarrow Lx / 50 \leq e \leq Lx / 40$

Avec : Lx = la petite portée du panneau le plus sollicité

Dalle reposant sur quatre appuis : $Lx = 290(\text{cm}) \quad \frac{290}{50} \leq e \leq \frac{290}{40}$

D'après les conditions précédentes, l'épaisseur des dalles pleines : $e=15\text{cm}$

I.3.2.2. Poutre:

Les poutres peuvent avoir des formes différentes, comme des sections rectangulaires ou carrées, en fonction des conditions spécifiques requises. Cela permet de s'assurer que les poutres répondent aux exigences de charge et de résistance. [3]

- Critère de rigidité.
- Conditions du R.P.A 99 V2003

a. poutres principales [P.P]

a.1.Critère de rigidité : d'après BAEL91 :

$$\begin{cases} \frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.4h \end{cases}$$

Avec :

H : hauteur de la poutre principale

b : largeur de la poutre

Lmax : portée maximale entre nus d'appui, $L_{max} = 490 - 30 = 460\text{cm}$

Alor : $\frac{490}{15} \leq h \leq \frac{490}{10} \Rightarrow 32.66\text{cm} \leq h_{pp} \leq 49\text{cm} \Rightarrow \text{soit : } h_{pp} = 40\text{cm}$

Pour la largeur, nous pouvons prendre 30 cm, ce qui correspond à l'épaisseur des murs périphériques en double paroi

Donc, pour les poutres principales, nous pouvons adopter une section de **30x40 cm²**. Cela devrait satisfaire les conditions requises.

b. Les poutres secondaires ou chainages [P.S]

Les poutres secondaires sont disposées parallèlement aux poutrelles dans le sens X. La hauteur des poutres secondaires est déterminée en vérifiant la condition de flèche :

Si $L_{max} = 320 - 30 = 290 \text{ cm}$, alors :

$$\frac{290}{15} \leq hps \leq \frac{290}{10} \Rightarrow hps = 30 \text{ cm}$$

La largeur de PS on prend **b=30cm**

Pour les poutres secondaires, on peut choisir une section de **30 cm** de largeur et **30 cm** de hauteur. Cela devrait être suffisant pour répondre aux besoins.

Voici un résumé des sections des poutres dans le tableau :

Tableau I.4 : section de la poutre principale et de la poutre secondaire

Sens	Poutres	Section (cm ²)
Parallèle à (YY)	Principales	30 × 40
Parallèle à (XX)	Secondaires	30 × 30



Figure I.2 :section de la poutre principale (a) et de la poutre secondaire (b)

I.3.2.3. poteaux:

Un poteau est comme un pilier solide qui soutient les charges de la structure. Il agit comme un point de concentration pour les charges de la superstructure et les transmet aux infrastructures, [4]

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$:Nu \leq \alpha \left[\frac{Br \times fc28}{0,9 \times \gamma b} + A \frac{fe}{\gamma s} \right] \quad (1)$$

C'est un élément essentiel pour assurer la stabilité et la résistance de la structure

* Nu : effort normal ultime (compression) = 1,35G + 1,5Q ;

* α : coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$)

λ = élancement d'EULER ($\lambda = \frac{lf}{i}$)

lf : longueur de flambement

i : rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{B}}$)

I : moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement ($I = \frac{bh^3}{12}$)

B : surface de la section du béton

* γb : coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma b = 1,50$)situation durable.

* γs : coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma s = 1,15$)situation durable.

* fe : limite élastique de l'acier ($fe = 400MPa$).

* $fc28$: contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($fc28=30MPa$).

* As : section d'acier comprimée

Br : section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur tout son périmètre tel que :

• Poteau carré $Br = (a - 0,02) (b - 0,02) [cm^2]$

Selon le « **BAEL 91 modifié 99** »

prendre $\lambda = 35$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{si } \lambda = 50 \quad \alpha = \frac{0,85}{\beta}$$

$$\beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \quad \Rightarrow \quad \beta = 1,2$$

On tire de l'équation (1) la valeur de Br :

$$Br \geq \frac{0,85Nu}{\left(\frac{fbc}{0,9} + 0,85\left(\frac{A}{B}\right) \times \frac{fe}{\gamma_s}\right)}$$

Pour une zone sismique III : $\frac{A}{B}=0,9\% = 0,009$ (RPA99 version 2003)

$$fbc = \frac{0,85fc28}{\gamma_b}$$

$$Br \geq \frac{0,85Nu}{\left(\frac{14,2}{0,9} + 0,85(0,009) \times \frac{400}{1,15}\right) \cdot 10} = 0,0065Nu$$

$$Nu = Q \times F \times N$$

$$Q=1$$

$$N= 3$$

$$F=2,9 \times \left(\frac{4,6}{2} + \frac{3,2}{2}\right) = 11,31$$

Alors

$$Nu=33,93KN$$

$$Br \geq 0,220 \text{ cm}$$

$$Br = (a - 0,02) (b - 0,02)$$

$$=(a - 0,02)^2 \geq 0,220$$

$$a - 0,002 \geq 0,469$$

$$a = 0,489$$

On prend 50 *50

vérifications : - Les conditions de RPA 99 versions 2003 :

- Poteau 50x50 :

$$- \min (b1, h1) = 50 \text{ cm} \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$- \min (b1, h1) = 50 \text{ cm} \geq \frac{he}{20} = \frac{360}{20} = 18,0\text{cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$- 1/4 < b1/h1 < 4 \Rightarrow 1/4 < 1 < 4 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\text{Condition de flambement : } \lambda = \frac{Lf}{i} < 35$$

- Longueur de flambement : l_f

C'est la longueur du poteau, supposé articuler aux deux extrémités, qui aurait même section et même charge critique d'Euler que le poteau considéré.

Pour un bâtiment à étages multiples, on a : $l_f = 0.7 l_0$

- Elancement λ :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{avec} \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$\begin{cases} I = \frac{bh^3}{12} \\ B = b \times a \end{cases}$$

$$I = \frac{50 \times 50^3}{12} = 520833,33$$

$$B = 2500$$

$$i = \sqrt{\frac{520833,33}{2500}} = 14,43$$

$$\lambda = \frac{0,7 \times 306}{14,43} = 14,84 < 35 \dots \dots \dots \text{C. V}$$

I.3.2.4. Escalier:

les escaliers du bâtiment sont conçus avec des volées droites et des dalles palières. Pour passer du sous-sol au rez-de-chaussée, il y a trois volées et deux dalles palières. Et pour les autres étages, il y a deux volées et une dalle palière entre chaque étage. Les marches ont une largeur de 30 cm et une hauteur de 18 cm, ce qui correspond à un angle d'inclinaison de 3 degrés. C'est important de bien concevoir les escaliers pour assurer la sécurité et la facilité de déplacement dans le bâtiment. [5]

Étage à monter de plancher à plancher : 3,06

à partir de la formule de BLONDEL :

$$59 < (g+2h) < 66$$

h : Hauteur de la contre marche.

g : Largeur de la marche.

L : Longueur horizontale de la paillasse.

H : Hauteur verticale de la paillasse.

Avec :- (n-1) : Le nombre des marches.

- n : Le nombre des contre- marches

Pour une réalisation idéale et confortable on doit avoir :

$$\begin{cases} 2h + g = 64 \\ H = n \times h \rightarrow h = \frac{H}{n} \\ L = (n - 1) \times g \rightarrow g = \frac{L}{(n-1)} \end{cases}$$

En remplaçant (2) et (3) dans (1) , on obtient :

$$64n - n(64 + 2H + L) + 2H = 0$$

Avec :

$$H : 153\text{cm}$$

$$L : 240\text{cm}$$

$$64n^2 - 610n + 306 = 0$$

La solution :

$$\begin{cases} n_1 = 0,53(\text{refusé}) \\ n_2 = 9 \end{cases}$$

Donc on prend :

- Le nombre de contremarche $n = 9$

- Le nombre des marches $(n-1) = 8$

$$\text{Alors } \begin{cases} h = \frac{H}{N} = \frac{153}{9} = 17\text{cm} \\ g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30\text{cm} \end{cases}$$

Vérification de l'équation de BLONDEL :

$$14 \leq h \leq 17\text{ cm} \quad \text{vérifie}$$

$$24 \leq g \leq 30\text{cm} \quad \text{vérifie}$$

Donc on prend

$$h = 17\text{cm}$$

$$g = 30\text{cm}$$

L'inclinaison de la volée :

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,566$$

$$\alpha = 29,54^\circ$$

Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

L'épaisseur de la paillasse sera déterminée par la condition de résistance :

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20}$$

La longueur de la paillasse est : $l = \frac{L}{\cos \alpha} \rightarrow l = 276 \text{ cm}$

On adopte alors une épaisseur de 12cm

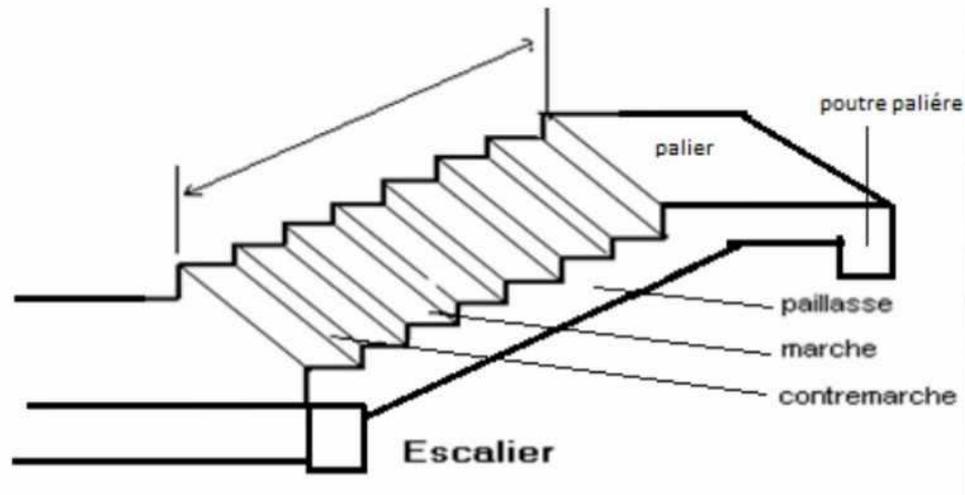


Figure 1.3: dessin détaillé d'escaliers

L'embranchement : largeur utile de l'escalier, mesurée entre murs ou entre limons.

La hauteur de marche : distance verticale qui sépare le dessus d'une marche du dessus de la marche suivante. Les hauteurs des marches des escaliers intérieurs varient de 17 à 20 cm environ. Dans les calculs de dimensionnement d'escalier, la hauteur est souvent désignée par la lettre H

Le giron : distance horizontale mesurée entre les nez de deux marches consécutives. Les giron des marches des escaliers intérieurs varient de 27 à 32 cm environ. Dans les calculs de dimensionnement d'escaliers, le giron est souvent désigné par la lettre G.

Le nez de marche : bord avant de la marche, en saillie par rapport à la contremarche inférieure.

Largeur des escaliers : Pour assurer une circulation fluide et confortable des personnes, la largeur des escaliers doit être d'au moins 0,60 m. Dans cette étude, la largeur des escaliers est de 1,20 m, ce qui dépasse largement le minimum requis. Cela permettra aux personnes de se déplacer facilement et en toute sécurité à travers les escaliers.

Paillasse : Dans le cas des escaliers en béton, c'est la dalle en pente intégrant les marches d'une volée.

Palier : Plate-forme ménagée à chaque étage et accédant aux portes palières. La plate-forme intermédiaire qui ne donne pas accès à des locaux est appelée repos ou palier de repos.

volée : Désigne une suite ininterrompue de marches sans virage ni tournant. Un escalier droit comporte une seule volée, tandis qu'un escalier quart tournant comporte deux volées

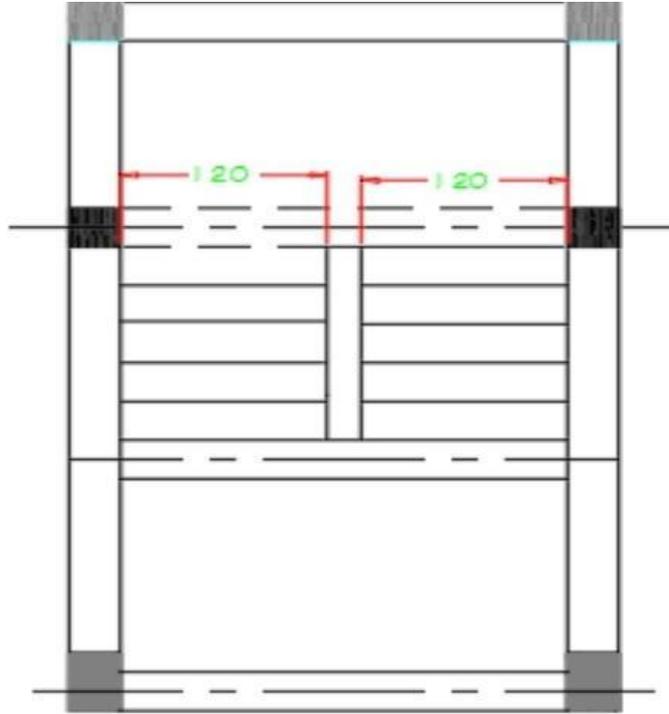


Figure I.4: vue en plan des escaliers

I.3.2.5. L'acrotère :

L'acrotère est un élément structurel qui entoure le bâtiment et qui est conçu pour protéger la jonction entre lui-même et la forme de la pente contre l'infiltration des eaux de pluie. Il joue un rôle important dans la préservation de l'intégrité du bâtiment en empêchant les infiltrations d'eau.

$$s = (0,6 \times 0,1) + \frac{(0,05 \times 0,1)}{2} + (0,1 \times 0,05) = 0,675m^2$$

$$P = (0,675 \times 2500) = 165,75Kg/ml$$

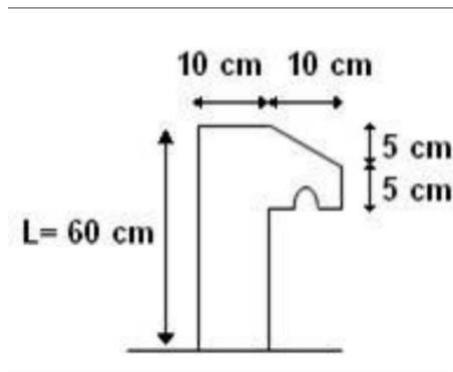


Figure I.5: Détail de l'acrotère



Figure I.6: l'acrotère en béton armé

I.4. Descente des charges :

I.4.1. Introduction :

Pour assurer la résistance et la stabilité de la structure, il est nécessaire de répartir les charges et les surcharges sur chaque élément. La descente des charges permet d'évaluer la répartition des charges sur chaque élément de la structure. Cela nous permet de prendre en compte toutes les charges qui reviennent à chaque élément et de garantir la solidité de l'ouvrage, on aura à considérer:

- Le poids propre de l'élément.
- La charge de plancher qu'il supporte.
- La part de cloison répartie qui lui revient.
- Les éléments secondaires (escalier, acrotère.....)

I.4.2. Plancher :**I.4.2.1. Plancher terrasse :**

La terrasse est conçue de manière à être inaccessible et elle est réalisée en dalles en corps creux. Ces dalles sont recouvertes de plusieurs couches de protection en forme de pente qui facilitent l'évacuation des eaux pluviales. Cela permet d'éviter les problèmes d'infiltration d'eau et de maintenir la terrasse en bon état.

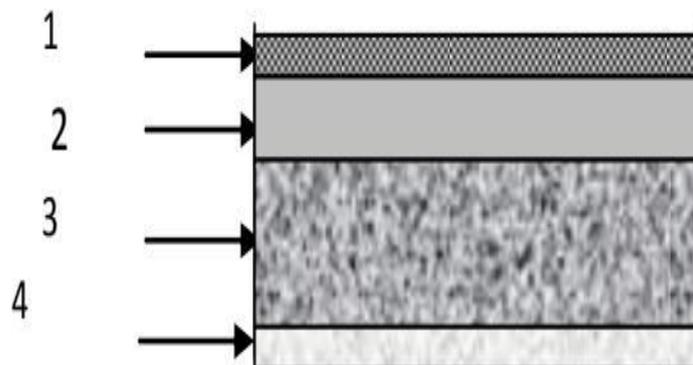
Tableau I.5 : descente de charge plancher terrasse

Matériaux	Epaisseur (cm)	Q (Kg/m ³)	G (Kg /m ²)
Protection en gravillon	5	1700	85
Etanchéité multicouche	/	/	12
Forme de pente	10	2200	220
Isolation thermique	4	400	16
Dalle en corps-creux	16+5	/	280
Enduit plâtre	2	1000	20

G = 633 kg/m² , Q = 100kg/m²

I.4.2.2. Plancher étage courant :

1. Carrelage.
2. La Chappe.
3. Dalle en corps creux.
4. Enduit plâtre.

**Figure I.7:**plancher étage courant.**Tableau I.6 :** descente de charge plancher étage courant.

Matériaux	Epaisseur (cm)	Q (Kg/m ³)	G (Kg /m ²)
Carrelage	2	2200	44
Mortier de pose	2	2000	40

Chape de correction	2	1800	36
Dalle en corps-creux	16+5	/	280
Enduit platre	2	1000	20
Cloison	/	/	100

$G = 533 \text{ kg/m}^2$. $Q = 150 \text{ kg/m}^2$ pour un étage à usage d'habitation

$G = 520 \text{ kg/m}^2$, $Q = 250 \text{ kg/m}^2$ pour un étage à usage commerciale

I.4.3. L'escalier :

I.4.3.1. Palier :

Tableau I.7 : descente de charge escalier (palier).

Matériaux	Epaisseur (cm)	Q (Kg/m^3)	G (Kg /m^2)
Carrelage	2	2200	44
Mortier de pose	2	2000	40
Chape de correction	2	1800	36
Dalle en béton armé	12	2500	375
Enduit platre	2	1000	20

$G = 515 \text{ kg/m}^2$ $Q = 250 \text{ kg/m}^2$

I.4.3.2. Volée (paillasse):

Tableau I.8 : descente de charge escalier (volée étage courant).

Matériaux	Epaisseur (cm)	Q (Kg/m^3)	G (Kg /m^2)
Carrelage	2	2200	44
Mortier de pose	2	2000	40
Chape de correction	2	1800	36
Marche	$h=17$	2200	$2200 \times 0,17/2 = 187$
Paillasse	12	2000	345
Enduit platre	2	1000	20

Gardes corps	/	/	100
--------------	---	---	-----

$G = 772 \text{ kg/m}^2$ $Q = 250 \text{ kg/m}^2$

I.5. Conclusion:

Afin de déduire les propriétés des matériaux, il est important de prendre en compte les propriétés mécaniques des matériaux utilisés dans la conception structurelle. Ils sont nécessaires pour assurer la performance et la durabilité de la structure. Lorsqu'il s'agit de prédimensionner et de réduire les charges, il est nécessaire de procéder à une analyse complète pour s'assurer que la structure est conçue pour supporter efficacement toutes les charges qui lui sont appliquées

CHAPITRE IV:

***Calcul plastique de la structure
endommagée utilisant la méthode pushover***

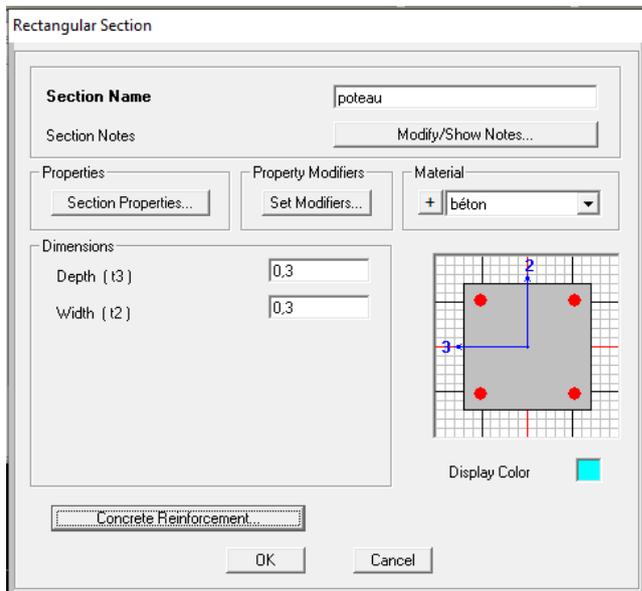
IV. 1 Introduction

Le but de ce chapitre est d'étudier le comportement de la structure objet du présent mémoire au-delà de la limite élastique utilisant la méthode push over. L'effet de perte de fonctionnalité des poteaux est aussi pris en compte. Trois cas d'étude ont été étudié : structure sans poteau de coin, structure sans poteau de rive et structure sans poteau central.

IV.2 Applications de l'analyse Pushover :

Les étapes à suivre pour aborder le calcul plastique d'une structure appliquant la méthode pushover utilisant le code élément finis SAP 2000 sont les suivant :

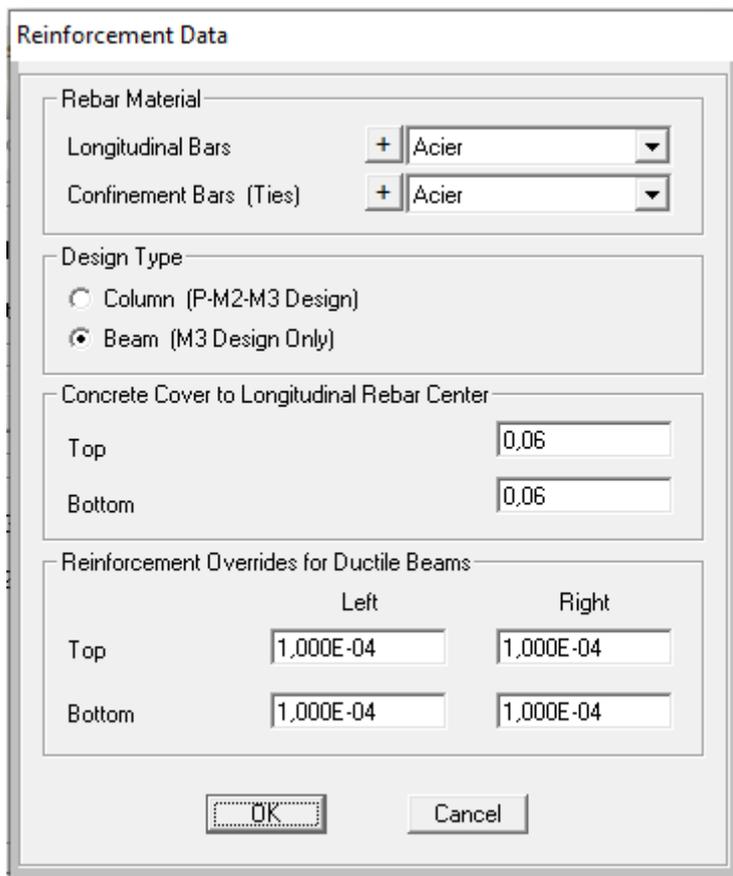
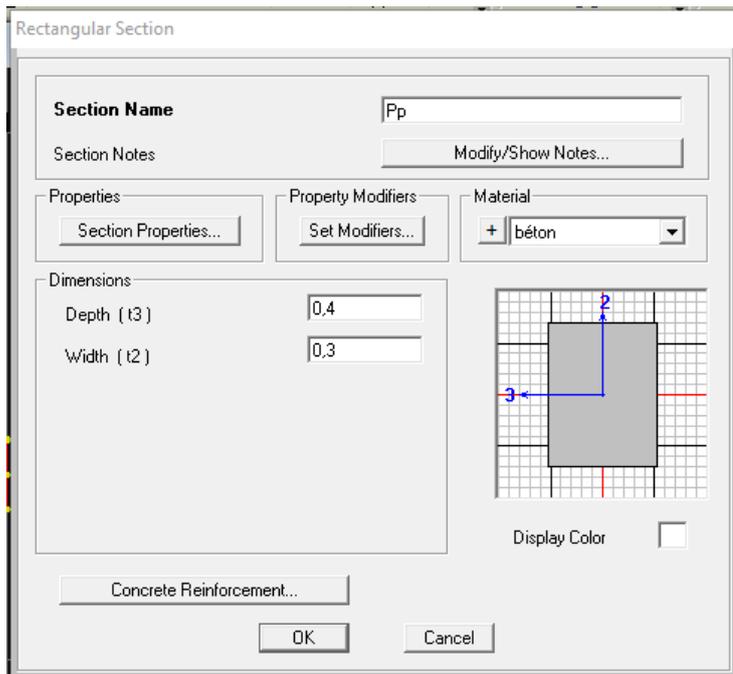
1) Définir la section d'acier pour les poteaux



Reinforcement Data

Rebar Material	
Longitudinal Bars	+ Acier
Confinement Bars (Ties)	+ Acier
Design Type	
<input checked="" type="radio"/> Column (P-M2-M3 Design)	
<input type="radio"/> Beam (M3 Design Only)	
Reinforcement Configuration	Confinement Bars
<input checked="" type="radio"/> Rectangular	<input checked="" type="radio"/> Ties
<input type="radio"/> Circular	<input type="radio"/> Spiral
Longitudinal Bars - Rectangular Configuration	
Clear Cover for Confinement Bars	0,04
Number of Longit Bars Along 3-dir Face	2
Number of Longit Bars Along 2-dir Face	2
Longitudinal Bar Size	+ 16d
Confinement Bars	
Confinement Bar Size	+ 10d
Longitudinal Spacing of Confinement Bars	0,15
Number of Confinement Bars in 3-dir	3
Number of Confinement Bars in 2-dir	3
Check/Design	OK
<input checked="" type="radio"/> Reinforcement to be Checked	

2) Définir la section d'acier pour les poutres (principales et secondaire)



Le comportement non-linéaire des éléments est traduit par l'introduction des rotules plastiques aux niveaux des sections susceptibles à se Plastifier.

4.1) Définition de l'analyse sous charges gravitaires

L'objectif de cette analyse est d'introduire les charges gravitaires dans le domaine non linéaire, la voie d'accès est la suivante :

Define → Load Cases → glnl (modify/ show load Case) → static nonlinear

Le modèle de charge présenté correspond à la méthode recommandée par le RPA99V2003 : (G+0,2Q).

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: Gnl [Set Def Name] Notes: [Modify/Show...]

Load Case Type: Static [Design...]

Initial Conditions:
 Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
 Continue from State at End of Nonlinear Case []
Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Analysis Type:
 Linear
 Nonlinear
 Nonlinear Staged Construction

Modal Load Case:
All Modal Loads Applied Use Modes from Case: MODAL []

Geometric Nonlinearity Parameters:
 None
 P-Delta
 P-Delta plus Large Displacements

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	G	1.
Load Pattern	G	1.
Load Pattern	Q	0,2

[Add] [Modify] [Delete]

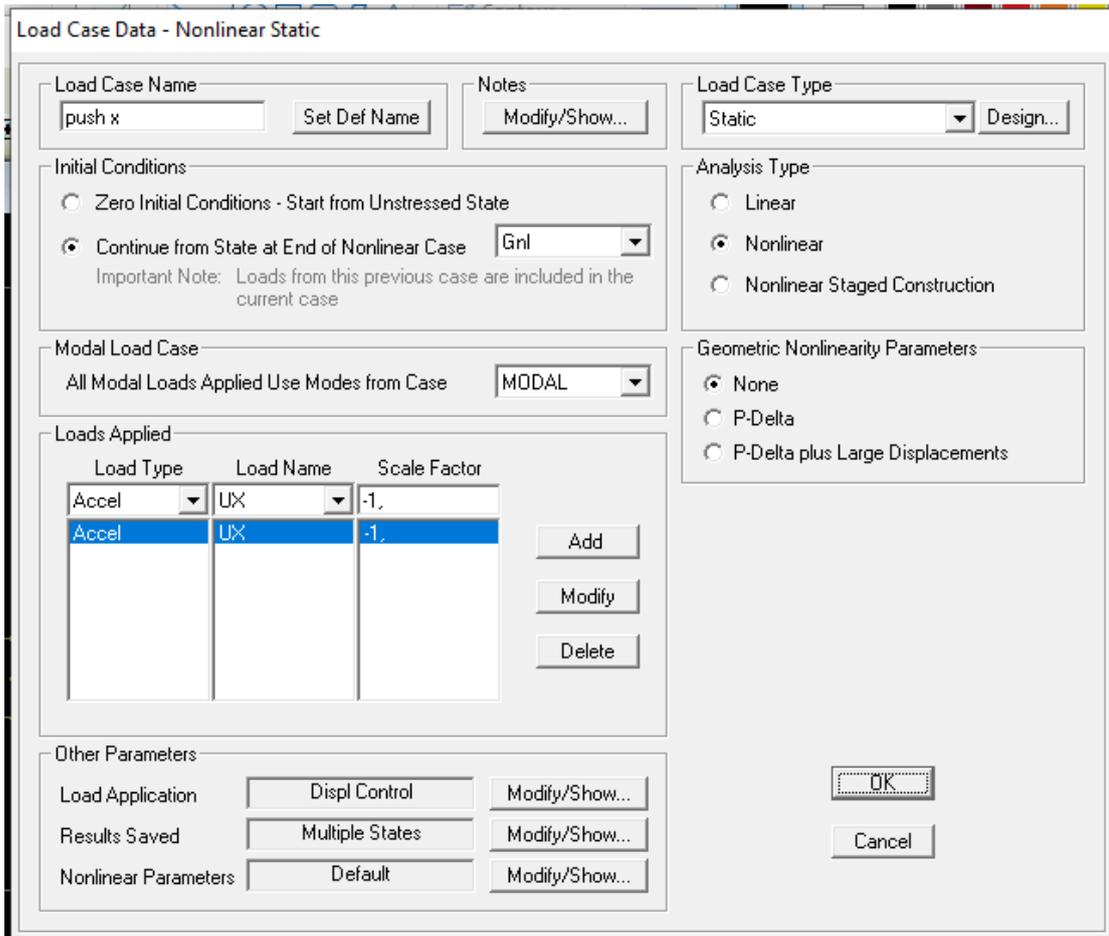
Other Parameters:
Load Application: Full Load [Modify/Show...]
Results Saved: Final State Only [Modify/Show...]
Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

4.2) Définition de l'analyse sous charges horizontales :

Cette étape consiste à définir l'analyse Pushover en utilisant des charges horizontales dans le sens x (push x) puis dans le sens Y (push y), Les trajets suivis sont :

Define → Load Cases → pushx (modify/ show load Case) → static nonlinear.



Define → Load Cases → pushy (modify/ show load Case) → static nonlinear.

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: Notes:

Load Case Type:

Initial Conditions:

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case: All Modal Loads Applied Use Modes from Case

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Accel	UY	-1.
Accel	UY	-1.

Analysis Type:

Linear

Nonlinear

Nonlinear Staged Construction

Geometric Nonlinearity Parameters:

None

P-Delta

P-Delta plus Large Displacements

Other Parameters:

Load Application:

Results Saved:

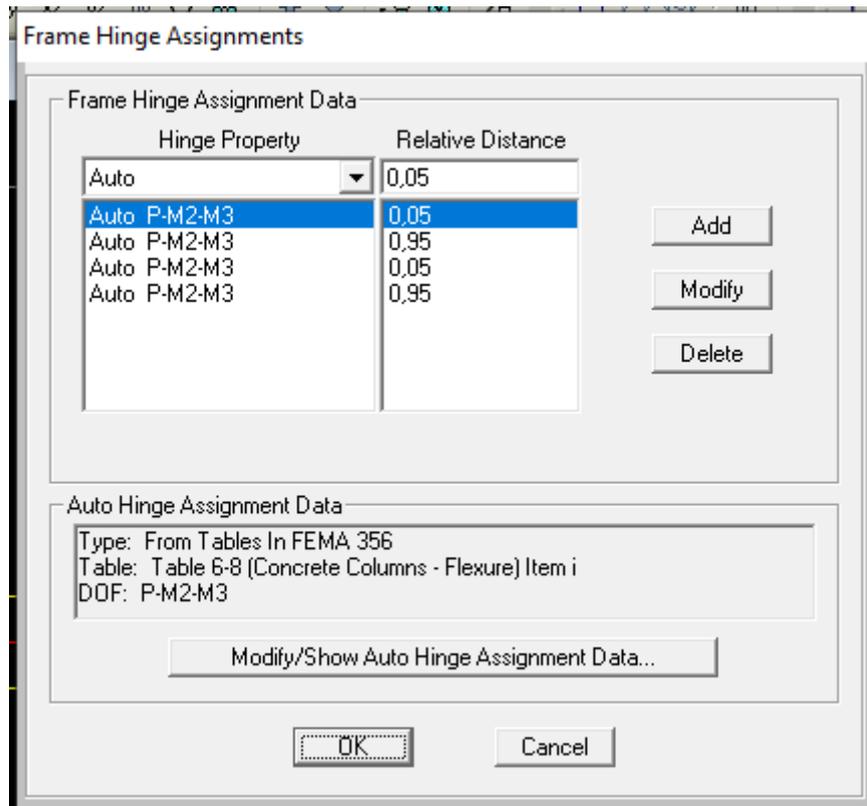
Nonlinear Parameters:

Pour notre recherche, nous utiliserons une méthode d'analyse appelée « Déplacement contrôlé », ce qui signifie que la structure sera soumise à une distribution de force latérale qui augmentera progressivement jusqu'à ce que le déplacement au sommet de la structure atteigne un déplacement cible.

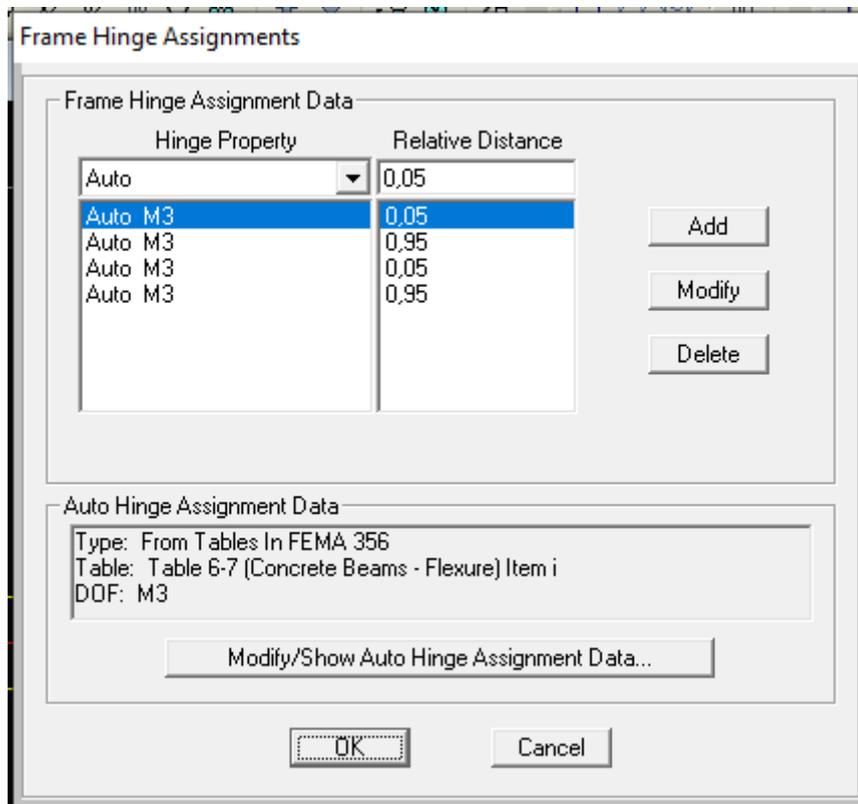
3) Définition des rotules plastiques

a) Pour les poteaux :

Sélectionner les éléments (poteaux) → Assigne → Frame → Hinge → Auto →. Table6-8 (concrète columns- flexure) → P-M2 -M3.

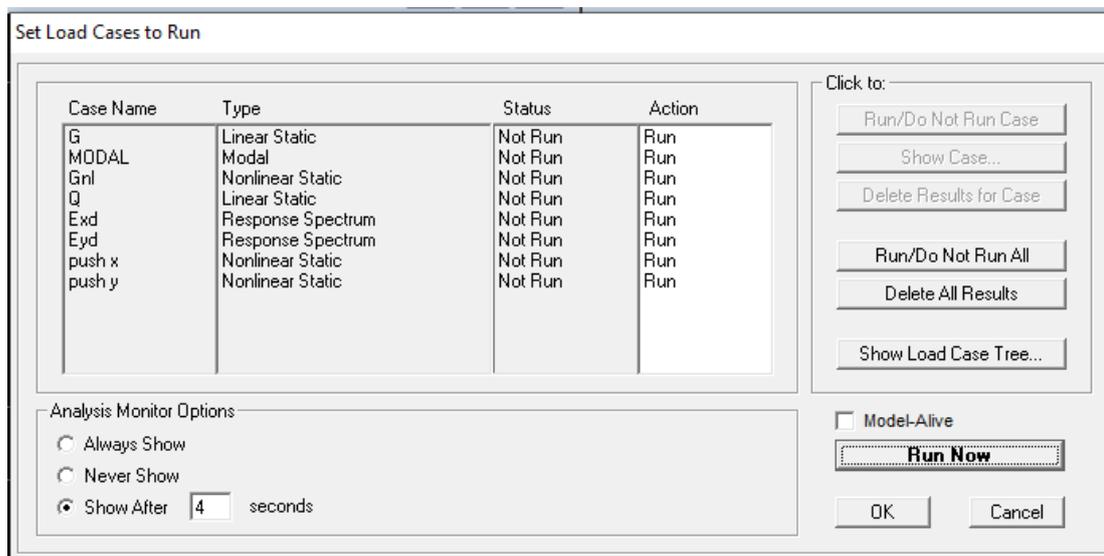


b) Pour les poutres :



4) Définition du chargement de l'analyse Pushover :

5) Lancement de calcul



Courbe de capacité suivant X

La figure IV.6 représente le diagramme de déplacement inter sur tous les étages de la structure.

On constate que suivant x les déplacements de la structure sans poteau de coin sont plus importants que les déplacements de la structure que ce soit complète, sans poteau de rive ou bien sans poteau centrale.

Le déplacement suivant x pour le cas de la structure complète et la structure sans poteau de rive et sans poteau centrale sont similaire.

L'effort tranchant à la base (suivant x) de la structure sans poteau de rive et sans poteau centrale sont similaire.

L'effort tranchant à la base (suivant x) de la structure complète est plus faible que celui de la structure endommagée

On peut dire que suivant X la structure est plus sensible a l'endommagement du poteau de coin par rapport aux autres poteaux.

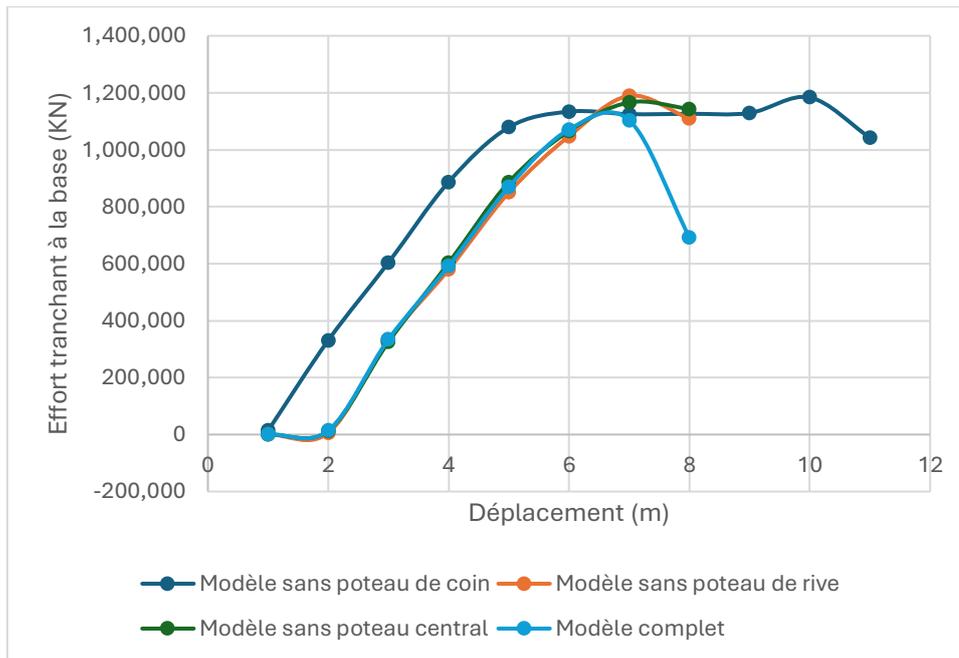


Figure IV.7: courbe de capacité suivant X pour les quatre cas d'étude

Courbe de capacité suivant Y

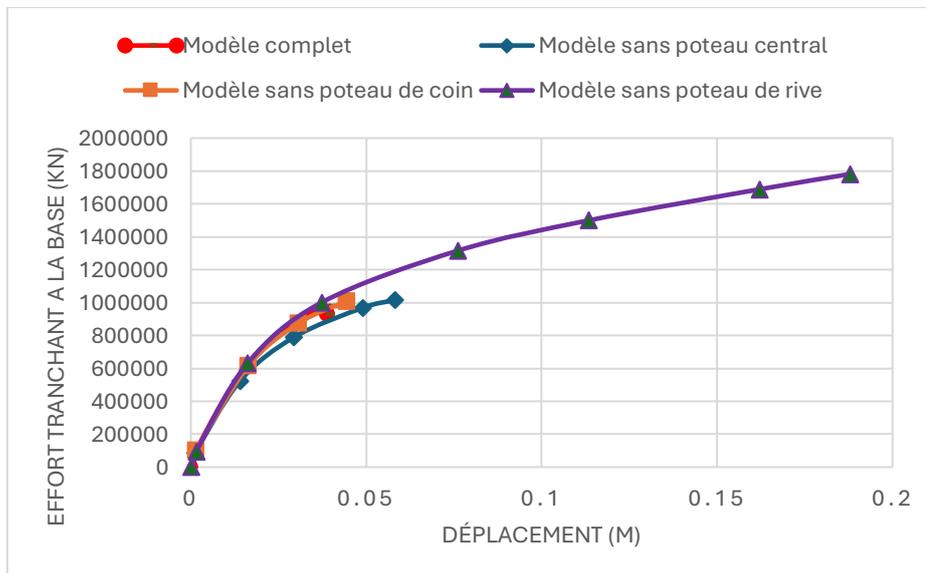


Figure IV.8: courbe de capacité suivant Y pour les quatre cas d'étude

La figure montre des courbes de capacité en fonction du déplacement, avec plusieurs scénarios d'études représentés par des lignes de couleurs différentes. Chaque courbe semble illustrer la relation entre l'effort total à la base (kN) et le déplacement (m) pour différentes modélisations :

Cette courbe montre une tendance régulière et croissante, avec un effort total élevé pour des déplacements croissants. Le modèle sans panne courant et le modèle sans panne de coin (représentés en bleu et vert) présentent des comportements similaires mais légèrement différents du modèle complet, avec des variations de rigidité ou d'effort à la base.

Modèle sans panne de rive (représenté en violet) : cette courbe a un comportement distinct des autres, avec des valeurs d'effort plus élevées à des déplacements similaires, suggérant une plus grande rigidité ou une meilleure performance structurelle dans cette condition.

En résumé, la figure permet de comparer les performances structurelles sous différents scénarios de modélisation. Le modèle complet semble fournir une capacité modérée par rapport au modèle sans panne de rive, qui montre une capacité plus élevée.

Conclusion générale

Conclusion générale

L'objectif principal de cette tâche consiste à réaliser un calcul dynamique d'une structure R+3 en utilisant le code SAP 2000, en passant par les étapes de pré-dimensionnement et de calcul de charges. Ensuite, nous examinerons l'impact de l'endommagement des poteaux sur le comportement dynamique global de la structure. On définit l'endommagement dans ce travail comme la défaillance du poteau. Il a été supposé que trois poteaux aient été endommagés, le poteau de rive, le poteau de coin et le poteau central. Les résultats obtenus sont confrontés et des résultats sont obtenus.

On peut conclure que :

- 1) L'endommagement d'un poteau n'a pas d'influence sur la période de la structure
- 2) L'effet d'endommagement du poteau est plus remarquable sur les déplacement inter étage
- 3) Les efforts tranchants à la base augmentent si un des poteaux est endommagé
- 4) L'endommagement des poteaux affect légèrement les sollicitations qui se développent dans les poutres

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Références bibliographiques :

- [1] GUESSAD AMEL ,GUELLIL NAKHLA, Etude d'un bâtiment à usage d'habitation à Cherchell (programme 130 000LPA),2022/2023
- [2] Yousra BOUGH, Mahdia MANSOUR, CONCEPTION ET CALCUL PARASISMIQUE D'UN BATIMENT (RDC+10+S/SOL) A USAGE MULTIPLE, 2022
- [3]BOUCHENTOUT Fatima Suntano, ETUDE SISMIQUE PARAMETRIQUE D'UN RATIMENT IMPLANTE DANS DEUX SENS ORTHOGONAUX, le 24 Mai 2017
- [4] Arichi Abdelhuk, Mahi Med Khalil. ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE MULTIPLE SOUS SOL, RDC étages,
- [5] MERABET HOURIA ,BOARGOUS NAINA. ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE D'HABITATION (R+5) + s-solx, 2019/2020