

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET
POPULAIRE**
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Abou bakr Belkaïd– Tlemcen

Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



Mémoire d'obtention du diplôme
de MASTER en Génie civil
Option : STRUCTURES

Thème

**Etude technique et analyse statique non linéaire
d'un bâtiment R+8 en béton armé**

Présentée par :

CHENAFI Ikram

MELLOUK Abdelkacem

Devant le jury composé de :

Mr. BEDJAOUI M .C

Président

Mr. BENYACOUB .A

Examineur

Mme. MEDJAHED. A

Encadrant

Mme. GHEZALI. S

Encadrant

Année universitaire : 2018- 2019

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

- ❖ *A mes très chers parents qui ont consacré toute leurs vie pour mon éducation et mes études, je leurs souhaite tout le bonheur*
- ❖ *A ma grand-mère*
- ❖ *A ma sœur mansouria de m'avoir soutenue pendant mes études*
- ❖ *A mes encadreurs : Mme MEDJAHED.A et Mme GHEZALI.S : qui font de leur mieux pour m'aider et me guider dans l'élaboration de ma mémoire*
- ❖ *A tous mes amis et en particulier Hanane, Sarra , Mereim , Salima , Hidayat , Abir , Khawla , pour leur aide soutien et encouragement et précisément à nos chers amis de notre promotion*
- ❖ *Enfin à tous ceux qui nous sont très chers.*

CHENAFI Ikram

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

- ❖ *A mes chers parents, pour tous leurs sacrifices, leur amour, leur tendresse, leur soutien et leurs prières tout au long de mes études, vous avez toujours été présents à mes côtés pour me consoler quand il fallait. En ce jour mémorable, pour moi ainsi que pour vous, reçoit ce travail en signe de ma vive reconnaissance et ma profonde estime. Puisse le tout puissant vous donner la santé, bonheur et longue vie afin que je puisse vous combler à mon tour.*
- ❖ *À ma grand-mère et à mon arrière-grand-père, je les aime beaucoup pour leur sympathie et leur soutien, qui gardent toujours le moral*
- ❖ *À mes frères Mourad, Zine El Din et mes cousins pour leur soutien moral et leurs encouragements*
- ❖ *Mes chers et chers collègues, pour leurs encouragements et leur soutien moral, ainsi qu'à toute ma famille et à ma famille pour être aux côtés de moi tout au long de mes études*
- ❖ *Et à ma sœur Ikram pour sa patience et sa coopération dans tous les danseurs que nous avons reçus et à toute sa famille*
- ❖ *Et à mes collègues Ramdani, Hassan, Zakaria, Shukri, yaissin et Elias, à l'occasion de l'anniversaire de notre étude et des beaux moments passés ensemble*

MELLOUK Abdelkacem

Remerciements

En premier lieu, on tient à remercier le dieu de nous avoir donné le courage et la force et la santé pour accomplir ce travail et nous le prions toujours qu'il soit à nos cotés.

Nos vifs à exprimer un remerciement tout spécial à nos parents, pour avoir soutenu beaucoup et encouragé tout au long de nos études. et qui continueront à nous aider dans tous les projets de l'avenir

Nous voudrions exprimer notre gratitude et notre remerciement à nos encadreurs, Mme MEDJAHED.A et Mme GHEZALI. S pour leurs sages conseils et leurs grandes gentillesse durant le développement de ce projet.

Nous remercions profondément les membres du jury Mr BEDJAOUI et Mr BENYACOUB . pour l'honneur qu'ils n'ont fait en acceptant de juger ce travail.

Nous tiens également à remercier tous les professeurs de génie civil

Nous profitons également de l'occasion pour remercier Mlle Laldji Ihcene et Laldji Hala t qui n'ont beaucoup aidé dans le développement de ce travail

On remercie également les personnes qui nous soutiennent et nous encouragent

Table des Matières

| | |
|--|------|
| <i>Dédicaces</i> | II |
| <i>Dédicaces</i> | III |
| Remerciements | IV |
| Table des Matières | V |
| <i>ملخص</i> | VIII |
| <i>Résumé</i> | VIII |
| <i>Abstract</i> | IX |
| <i>Notations</i> | X |
| <i>Liste des Tableaux</i> | XIII |
| <i>Liste des Figures</i> | XVI |
| Introduction générale | 1 |
| Chapitre 1 | 3 |
| Présentation du projet | 3 |
| 1.1 Introduction..... | 3 |
| 1.2 Présentation de l'ouvrage | 3 |
| 1.2.1 Caractéristiques géométriques de la structure..... | 3 |
| 1.2.2 Classification de l'ouvrage | 4 |
| 1.2.3 Ossature et système constructif adopté..... | 4 |
| 1.3 Caractéristiques géotechniques du sol | 6 |
| 1.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux | 6 |
| 1.4.1 Béton..... | 6 |
| 1.4.2 Acier | 9 |
| 1.5 Conclusion | 10 |
| Chapitre 2 | 11 |
| Descente des charges et pré dimensionnement | 11 |
| 2.1 Introduction..... | 11 |
| 2.2 Plancher..... | 11 |
| 2.2.1 Détermination de l'épaisseur du plancher | 11 |
| 2.2.2 Poutrelle..... | 12 |
| 2.2.3 Descente des charges des planchers | 13 |
| 2.3 Murs..... | 15 |
| 2.3.1 Murs extérieurs | 15 |
| 2.3.2 Murs intérieurs (simple parois)..... | 16 |
| 2.4 Escalier | 16 |
| 2.4.1 Pré-Dimensionnement des escaliers | 17 |
| 2.4.2 Pré dimensionnement de la paillasse et du palier | 18 |
| 2.4.3 Pré dimensionnement de la poutre palière | 18 |
| 2.4.4 Descente des charges d'escalier | 19 |
| 2.5 Dimensionnement des éléments structuraux..... | 20 |
| 2.5.1 Les poutres | 20 |
| 2.5.2 Les poteaux | 22 |
| 2.6 Voile | 25 |
| 2.7 Conclusion | 26 |
| Chapitre 3 | 27 |
| Etude des éléments secondaires. | 27 |
| 3.1 Introduction..... | 27 |
| 3.2 Etude du plancher..... | 27 |

| | | |
|---|--|-----------|
| 3.2.1 | Introduction | 27 |
| 3.2.2 | Types de poutrelles | 28 |
| 3.2.3 | Les charges de poutrelles..... | 35 |
| 3.2.4 | Détermination des efforts internes..... | 35 |
| 3.2.5 | Ferraillage des poutrelles..... | 47 |
| 3.2.6 | Ferraillage de la dalle de compression | 55 |
| 3.3 | L'acrotère | 56 |
| 3.3.1 | Évaluation des charges | 57 |
| 3.3.2 | Sollicitations de l'acrotère | 57 |
| 3.3.3 | Calcul du ferraillage | 58 |
| 3.4 | Etude des escaliers :..... | 61 |
| 3.4.1 | Ferraillage des escaliers | 62 |
| 3.4.2 | Ferraillage de la poutre palière | 67 |
| 3.5 | Conclusion | 72 |
| Chapitre 4..... | | 73 |
| Etude dynamique..... | | 73 |
| 4.1 | Introduction..... | 73 |
| 4.2 | Etude dynamique :..... | 73 |
| 4.3 | Méthode de Calcul..... | 73 |
| 4.3.1 | Méthode statique équivalente..... | 74 |
| 4.3.2 | Méthode d'analyse modale spectrale | 74 |
| 4.3.3 | La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes..... | 74 |
| 4.4 | Combinaisons d'action | 75 |
| 4.5 | Modélisation de la structure | 75 |
| 4.6 | Analyse modale de la structure | 77 |
| 4.6.1 | Distribution des voiles : | 77 |
| 4.7 | Méthode statique équivalente..... | 79 |
| 4.7.1 | L'effort tranchant (V) | 79 |
| 4.7.2 | La force sismique (F) de chaque niveau : | 83 |
| 4.8 | Méthode d'analyse modale spectrale | 84 |
| 4.9 | Vérifications du calcul dynamique :..... | 85 |
| 4.10 | Justification de la sécurité | 86 |
| 4.10.1 | Vérification de facteur de comportement R | 86 |
| 4.10.2 | Vérification de la stabilité de la structure vis-à-vis le renversement | 89 |
| 4.10.3 | Vérification de l'effort normal réduit | 90 |
| 4.11 | Vérification des déplacements | 91 |
| 4.11.1 | Justification vis-à-vis des déformations | 91 |
| 4.11.2 | Vérification de l'effet P-Delta [RPA99/V2003 (5.9)] | 92 |
| 4.12 | Conclusion :..... | 94 |
| Chapitre 5..... | | 95 |
| Etude des éléments structuraux | | 95 |
| 5.1 | Introduction..... | 95 |
| 5.2 | Etude des poteaux | 95 |
| 5.2.1 | Introduction | 95 |
| 5.2.2 | Combinaisons des charges | 95 |
| 5.2.3 | Recommandation du RPA99, version 2003 | 96 |
| 5.2.4 | Sollicitations dans les poteaux | 96 |
| 5.2.5 | Ferraillages des poteaux : | 98 |
| 5.3 | Etude des poutres..... | 108 |
| 5.3.1 | Introduction | 108 |
| 5.3.2 | Combinaisons des charges :..... | 108 |
| 5.3.3 | Recommandation du RPA99, version 2003 : | 108 |
| 5.3.4 | Poutre principale | 109 |
| 5.3.5 | Poutre secondaire | 115 |
| 5.4 | Les voiles | 121 |
| 5.4.1 | Introduction | 121 |

| | | |
|--------------------------------------|---|------------|
| 5.4.2 | Combinaisons des charges : | 121 |
| 5.4.3 | Ferrailage des voiles | 122 |
| 5.4.4 | Vérification | 132 |
| 5.5 | .conclusion | 135 |
| Chapitre 6 | | 136 |
| Etude de l'infrastructure | | 136 |
| 6.1 | Introduction | 136 |
| 6.2 | Combinaisons des charges : | 136 |
| 6.3 | Choix du type des fondations | 136 |
| 6.4 | Etudes des semelles isolée | 137 |
| 6.4.1 | Pré dimensionnement des semelles isolées | 137 |
| 6.5 | Etudes des semelles filantes | 138 |
| 6.5.1 | Pré dimensionnement des semelles filantes | 138 |
| 6.6 | Étude d'un radier général | 139 |
| 6.6.1 | Pré dimensionnement du radier nervure | 140 |
| 6.6.2 | Vérification nécessaires | 141 |
| 6.6.3 | Calcul du ferrailage | 145 |
| 6.6.4 | Ferrailage de la nervure | 151 |
| 6.7 | Conclusion | 154 |
| Chapitre 7 | | 155 |
| Analyse statique non linéaire | | 155 |
| 7.1 | Introduction | 155 |
| 7.2 | Analyse statique non linéaire (PUSHOVER) | 155 |
| 7.2.1 | Définition | 155 |
| 7.2.2 | Les différents guides de l'analyse push over | 157 |
| 7.2.3 | Hypothèse d'élaboration de l'analyse «PUSHOVER » | 157 |
| 7.2.4 | Étapes de l'analyse push over | 158 |
| 7.2.5 | But de l'analyse Push over | 158 |
| 7.2.6 | Limites de l'analyse pushover statique non-linéaire | 158 |
| 7.2.7 | Principes théoriques du calcul Pushover : | 159 |
| 7.2.8 | Formulation de l'analyse « PUSHOVER » [8]. | 159 |
| 7.2.9 | Courbe de capacité | 161 |
| 7.2.10 | Point de performance | 162 |
| 7.2.11 | Rotules plastiques | 163 |
| 7.2.12 | Spectre de demande | 164 |
| 7.2.13 | Niveaux de dommages | 165 |
| 7.2.14 | Idéalisation bilinéaire de la courbe de Capacité | 166 |
| 7.3 | Définition du comportement non linéaire de la structure | 167 |
| 7.3.1 | Définition du comportement non linéaire des poteaux et poutres | 167 |
| 7.3.2 | Définition du comportement non linéaire des voiles | 172 |
| 7.3.3 | Définition du chargement de l'analyse push over | 173 |
| 7.3.4 | Résultats de l'analyse push over | 175 |
| 7.3.5 | Le déplacement cible | 181 |
| 7.3.6 | La ductilité | 185 |
| 7.3.7 | Détermination du facteur de comportement | 186 |
| 7.3.8 | Raideur de la structure au point de performance Kp et indicateur de dégradation globale la structure Id | 188 |
| 7.4 | Conclusion | 189 |
| Conclusion générale | | 190 |
| Annexes | | 191 |
| Bibliographie | | 192 |

ملخص

هذا المشروع عبارة عن دراسة مفصلة لتحليل لهيكل خرساني مقوى للاستخدام السكني، يتكون من طابق أرضي زائد (8) طوابق ، ويقع في ولاية تلمسان- غزوات. تم تصنيف هذه المنطقة بالمنطقة الزلزالية I وفقاً للنسخة الزلزالية 2003 RPA99.

يتكون تحليل الدفع الرباعي عامه الأخير كبديل جذاب للتحليل الديناميكي غير الخطي والواقعي مقارنة بتقنيات حساب الزلازل الكلاسيكية وقد تم إجراء التحليل بواسطة البرنامج (SAP 2000).

هي طريقة بسيطة و عملية " لرسم منحى السعة الذي يتم مقارنته بمنحنى الطلب الزلزالي لتقييم نقطة الجودة الهيكل. هذا هو أساس التصميم الزلزالي المعروف باسم "التحليل بالجودة".

بعد أن تم تحديد معامل الهيكل R بواسطة Fema356

الكلمات الرئيسية: الخرسانة المسلحة؛ دراسة ديناميكية، المنحنى السكوني الغير خطي، منحى القدرة، (SAP 2000)

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'une structure en béton armé à usage d'habitation, composée de rez-de-chaussée plus huit étages, située dans la wilaya de TLEMEN- "Ghazaouet". Cette région est classée en zone sismique I selon la réglementation sismique RPA99 version 2003. L'analyse pushover est considérée ces dernières années comme une alternative attrayante à l'analyse dynamique non linéaire et réaliste par rapport aux techniques de calcul sismique classique, l'analyse a été réalisée par le logiciel SAP2000 pour tracer la courbe de capacité qui est comparée à la courbe de demande sismique pour évaluer le point de performance de la structure. C'est la base de la conception sismique connue sous le nom de "conception en performance ", après le coefficient de comportement de la structure R a été déterminé par le Fema356.

Mots clés : Béton armé; Etude dynamique ; analyse pushover, courbe pushover ; SAP 2000

Abstract

This project presents a detailed study of a reinforced concrete structure for residential use. Consisting of a ground floor and (8) floors, located in the wilaya of TLEMEN province of Ghazaouet. This region is classified as seismic zone I according to the RPA99 version 2003 seismic regulations.

The pushover analysis was composed in its last year as an attractive alternative to non-linear and realistic dynamic analysis compared to conventional seismic calculation techniques, the analysis was performed by SAP2000 software

"Pushover" analysis is a new method simple and practical used to plot the "capacity curve" that is compared to the "seismic demand" in order to evaluate the "performance point" of the structure. This procedure is the basis of the so called "performance conception", after the behavior coefficient R of the structure has been determined by the Fema356

Keywords: Reinforced concrete, Dynamic study, pushover analysis, pushover curve, SAP 2000

Notations

- G** : Action permanente
- Q** : Action d'exploitation
- RPA** : le règlement parasismique Algérien
- E** : Action accidentelle
- σ_{bc} : Contrainte admissible du béton
- σ_{bc} : Contrainte du béton
- σ_{st} : Contrainte admissible d'acier
- σ_{st} : Contrainte d'acier
- τ** : Contrainte admissible de cisaillement
- τ** : Contrainte ultime de cisaillement
- ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression.
- f_{bc} : Contrainte de calcul
- f_{cj} : Résistance à la compression
- f_{jt} : Résistance à la traction
- f_{c28} : Résistance caractéristique a 28jours
- f_e : Limite élastique d'acier.
- E_{ij}** : Déformations instantanées.
- E_{vi}** : Déformations différées.
- ν** : Coefficient de poisson.
- e_p** : Epaisseur.
- e** : Excentricité
- h_e** : Hauteur libre d'étage.
- A_{st}** : Section d'armature
- A_r** : Armature de répartition
- S_t** : Espacement entre cadre.
- γ_b : Coefficient de sécurité de béton
- γ_s : Coefficient de sécurité d'acier
- θ** : Coefficient d'application
- C.N. F** : Condition de non fragilité.
- C.N. V** : Condition non vérifié.

C. V : Condition vérifié.
 η : Facteur de correction d'amortissement
 I_x, I_y : Moment d'inertie
 i_x, i_y : Rayon de giration
 μ : Moment ultime réduit
 α : Position relative de la fibre neutre
 z : Bras de levier
 d : Distance séparent entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures
 d' : Distance entre les armatures et la fibre neutre
 C_p : Facteur de force horizontal
 λ : L'élanement mécanique des poteaux.
 B_r : Section réduite
 M_u : Moment fléchissant à l'état limite ultime
 M_s : Moment fléchissant à l'état limite service
 M_t : Moment en travée
 M_a : Moment en appuis
 T : Période propre.
 T_u : Effort tranchant ultime
 T : Effort tranchant.
 T : La période fondamentale de la structure.
 V : Effort tranchant à la base.
 N : Effort normal
 g : Largeur de marche (giron).
 A : Coefficient d'accélération de zone
 D : Facteur d'amplification dynamique
 $\xi\%$: Le pourcentage d'amortissement.
 R : Coefficient de comportement global de la structure
 Q : Facteur de qualité
 W_T : Poids total de la structure
 W_i : Poids sismique au niveau « i »
 C_t : Coefficient de période
 β : Coefficient de pondération
 L_f : Longueur de flambement.

\bar{f} : Flèche admissible.

λ_g : L'élançement géométrique.

(**a ; b**) : Dimensions du poteau.

ρ_a : Coefficient correcteur

ϕ : Diamètre d'une barre d'acier longitudinal

ϕ_t : Diamètre d'une barre d'acier transversale

S_t : Espacement.

ELU : Etat limite ultime.

ELS : Etat limite service.

E. L. A : Etat limite accidentel

K : Coefficient de raideur du sol.

h_r : Hauteur du radier dalle.

l_s : Longueur de scellement droit.

δ_e : déplacement élastique

δ_u : déplacement ultime

β_{eff} : L'amortissement effectif.

B_{in} : L'amortissement inhérent.

μ : Facteur de ductilité de la structure

β_0 : coefficient d'amplification spectrale

FEMA : Federal Emergency Management

Liste des Tableaux

| | |
|---|----|
| Tableau 1-1 Caractéristiques géométriques. | 3 |
| Tableau 1-2 caractéristique des aciers utilisés. | 9 |
| Tableau 1-3 Les hypothèses de calcul. | 10 |
| Tableau 2-1 Charge à la terrasse inaccessible du plancher corps creux. | 14 |
| Tableau 2-2 Charge à la terrasse accessible du plancher corps creux. | 14 |
| Tableau 2-3 Charge des planchers à corps creux de niveau courant. | 15 |
| Tableau 2-4 : Descente des charges des balcons. | 15 |
| Tableau 2-5 Charge permanente des murs extérieurs. | 16 |
| Tableau 2-6 Charge permanente de la cloison intérieure. | 16 |
| Tableau 2-7 Descente de charge du palier. | 19 |
| Tableau 2-8 Descente de charge de la paillasse. | 20 |
| Tableau 2-9 Récapitulatif du pré dimensionnement. | 25 |
| Tableau 3-1 Charges supportées par les poutrelles. | 35 |
| Tableau 3-2: récapitulatif des Moments et efforts tranchants de Plancher de terrasse inaccessible. | 44 |
| Tableau 3-3 récapitulatif des Moments et efforts tranchants de Plancher de 8 ^{ème} étage courant. | 44 |
| Tableau 3-4: récapitulatif des Moments et efforts tranchants de Plancher de | 45 |
| Tableau 3-5 récapitulatif des Moments et efforts tranchants de plancher de 3, 4,5 et 6 ^{ème} étage courant. | 45 |
| Tableau 3-6 récapitulatif des Moments et efforts tranchants de Plancher de 2 ^{ème} étage courant. | 46 |
| Tableau 3-7 récapitulatif des Moments et efforts tranchants de Plancher de 1 ^{ere} étage courant. | 46 |
| Tableau 3-8 récapitulatif des Moments et efforts tranchants de Plancher de RDC. | 47 |
| Tableau 3-9 Récapitulatif des ferrailages de plancher terrasse inaccessible. | 51 |
| Tableau 3-10 récapitulatif des ferrailages de plancher de 8 ^{eme} étage courant | 52 |
| Tableau 3-11 Récapitulatif des ferrailages de plancher de 7 ^{eme} étage courant. | 52 |
| Tableau 3-12 récapitulatif des ferrailages de plancher de 3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{eme} étage courant. | 53 |
| Tableau 3-13 récapitulatif des ferrailages de plancher de 2 ^{ème} étage courant. | 53 |
| Tableau 3-14 récapitulatif des ferrailages de plancher de 1 ^{ère} étage courant. | 54 |
| Tableau 3-15 récapitulatif des ferrailages de plancher de RDC. | 54 |
| Tableau 3-16 la longueur calculée et choisis de l'ancrage pour chaque type d'acier | 55 |
| Tableau 3-17 Combinaisons (ELU, ELS) des escaliers. | 62 |
| Tableau 4-1 Périodes et participation massique modale du modèle finale (donné par SAP). | 78 |
| Tableau 4-2 Les critères de qualité (q). | 81 |
| Tableau 4-3 Poids des différents niveaux (donné par le SAP2000). | 82 |
| Tableau 4-4 les forces sismiques des différents niveaux pour R=5. | 84 |
| Tableau 4-5 Effort tranchant à la base par la méthode modale spectrale (donné par le SAP2000). | 85 |
| Tableau 4-6 Effort tranchant à la base par la méthode Statique équivalente (déjà calculer). | 85 |

| | |
|--|-----------|
| Tableau 4-7 Vérification des efforts tranchants sens (x-x)..... | 86 |
| Tableau 4-8 Vérification des efforts tranchants sens (y-y)..... | 87 |
| Tableau 4-9 Vérification les efforts normaux sens (x-x)..... | 88 |
| Tableau 4-10Vérification les efforts normaux sens (y-y)..... | 88 |
| Tableau 4-11 effort normale globale (donné par le SAP2000)..... | 89 |
| Tableau 4-12Vérification de l'effort normal réduit..... | 91 |
| Tableau 4-13Vérification des déformations..... | 92 |
| Tableau 4-14Vérification de l'effet P-Delta (Sens x-x)..... | 93 |
| Tableau 4-15 Vérification de l'effet P-Delta (Sens y-y)..... | 93 |
| Tableau 5-1Sollicitation maximales dans les poteaux à ELU..... | 97 |
| Tableau 5-2 Sollicitation maximales dans les poteaux à l'accidentel (G+Q ±E)..... | 97 |
| Tableau 5-3Sollicitation maximales dans les poteaux à l'accidentel (0,8 G ±E)..... | 98 |
| Tableau 5-4 Les résultats de ferrailage des poteaux à ELU..... | 100 |
| Tableau 5-5Les résultats de ferrailage des poteaux à l'accidentel (G+Q ±E)..... | 101 |
| Tableau 5-6 Les résultats de ferrailage des poteaux à l'accidentel (0,8G ±E)..... | 101 |
| Tableau 5-7Armatures minimales et maximales des poteaux..... | 102 |
| Tableau 5-8Tableau récapitulatif des ferrailages des poteaux..... | 103 |
| Tableau 5-9Longueur de recouvrement des poteaux..... | 103 |
| Tableau 5-10La longueur de la zone nodale des poteaux..... | 104 |
| Tableau 5-11La longueur de la zone nodale des poutres..... | 104 |
| Tableau 5-12Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.des poteaux..... | 105 |
| Tableau 5-13 Ferrailage transversal des poteaux..... | 107 |
| Tableau 5-14sollicitations maximales des poutres principales..... | 109 |
| Tableau 5-15 ferrailage calculés de la poutre principale..... | 110 |
| Tableau 5-16Vérification à l'état limite de service des poutres principales..... | 112 |
| Tableau 5-17 ferrailage longitudinal des poutres principales..... | 112 |
| Tableau 5-18 la longueur calculée et choisis de l'ancrage pour chaque type d'acier..... | 113 |
| Tableau 5-19 Longueur de recouvrement des poutres principales..... | 113 |
| Tableau 5-20Vérification de la contrainte de cisaillement de la poutre principale..... | 113 |
| Tableau 5-21sollicitations maximales de la poutre secondaire..... | 115 |
| Tableau 5-22ferrailage calculés de la poutre secondaire..... | 116 |
| Tableau 5-23Vérification à l'état limite de service des poutres secondaires..... | 118 |
| Tableau 5-24ferrailage longitudinal des poutres secondaires..... | 118 |
| Tableau 5-25 la longueur calculée et choisis de l'ancrage pour chaque type d'acier..... | 119 |
| Tableau 5-26 Longueur de recouvrement..... | 119 |
| Tableau 5-27Vérification de la contrainte de cisaillement de la poutre secondaire..... | 119 |
| Tableau 5-28sollicitations des voiles (L=1,05m)..... | 122 |
| Tableau 5-29 sollicitation des voiles (L=1,75)..... | 123 |
| Tableau 5-30Tableau sollicitation des voiles (L=2,27m)..... | 123 |
| Tableau 5-31ferrailages calculés du voiles (L=1,05m)..... | 127 |
| Tableau 5-32ferrailages calculés du voiles (L=1,75)..... | 128 |
| Tableau 5-33Ferrailage calculée des voiles (L=2,27m)..... | 128 |
| 5.4.3.5 Tableau 5-34Ferrailages verticales des voiles..... | 129 |
| Tableau 5-35 ferrailages horizontaux des voiles..... | 130 |
| Tableau 5-36Armatures de coutures des voiles..... | 131 |
| Tableau 5-37vérification à L'ELS des voiles..... | 133 |
| Tableau 5-38vérification de la contrainte de cisaillement des voiles..... | 134 |

| | |
|---|-----|
| Tableau 6-1 Les sollicitations du radier..... | 146 |
| Tableau 6-2 armatures longitudinales du radier..... | 149 |
| Tableau 6-3 armatures répartition du radier..... | 149 |
| Tableau 6-4 sollicitation de la nervure..... | 151 |
| Tableau 6-5 Armatures longitudinales de la nervure..... | 152 |
| Tableau 7-1 Courbe de capacité dans la forme (S_a - S_d) direction X..... | 178 |
| Tableau 7-2 Courbe de capacité dans la forme (S_a - S_d) direction Y..... | 178 |
| Tableau 7-3 Développement des Rotules Plastiques. | 181 |
| Tableau 7-4 Valeurs du coefficient C_0 [12]..... | 182 |
| Tableau 7-5 Valeurs du coefficient C_2 [12] | 183 |
| Tableau 7-6 Paramètres utilisés pour calculer Le déplacement cible. | 185 |
| Tableau 7-7 Paramètres utilisés pour le calcul du coefficient de comportement. | 187 |
| Tableau 7-8 Valeurs du coefficient de comportement. | 188 |
| Tableau 7-9 Paramètres utilisés pour le calcul K_p et I_d | 189 |

Liste des Figures

| | |
|---|----|
| Figure 1-1 : plancher corps creux. | 4 |
| Figure 1-2 : schéma d'un escalier. | 5 |
| Figure 1-3 Diagramme contraintes- déformations. | 10 |
| Figure 2-1 Plancher à corps creux. | 12 |
| Figure 2-2 Schéma d'une poutrelle. | 13 |
| Figure 2-3 Plancher type terrasse. | 13 |
| Figure 2-4 Coupe transversale du mur extérieur. | 15 |
| Figure 2-5:Schéma des escaliers. | 17 |
| Figure 2-6Schéma d'escalier. | 18 |
| Figure 2-7 poutre principaleFigure 2-8 poutre secondaire | 22 |
| Figure 2-9 Section supporté par le poteau le plus sollicité. | 22 |
| Figure 2-10Coupe verticale d'un voile. | 25 |
| Figure 3-1: Schéma statique de poutrelle type 1 (étage courant)..... | 35 |
| Figure 3-2Diagrammes des moments de poutrelle type 1 (RDC) à ELU | 37 |
| Figure 3-3Diagrammes des moments de poutrelle type 1 (RDC) à ELU | 38 |
| Figure 3-4 Diagrammes des moments de poutrelle type 1 (RDC) à ELS..... | 40 |
| Figure 3-5Diagrammes des moments de poutrelle type 1 (RDC) à ELS..... | 41 |
| Figure 3-6Diagrammes des moments et l'effort tranchant des poutrelles type 1 (RDC) | 43 |
| Figure 3-7Coupe en travée (Type 1 RDC)..... | 56 |
| Figure 3-8Coupe en appui (Type 1 RDC)..... | 56 |
| Figure 3-9Dimension de l'acrotère. | 56 |
| Figure 3-10Schéma statique de l'acrotère..... | 57 |
| Figure 3-11Section à considérer dans les calculs. | 58 |
| Figure 3-12Ferrailage de l'acrotère. | 61 |
| Figure 3-13Schéma statique d'escalier. | 62 |
| Figure 3-14Sollicitation des charges d'escalier. | 62 |
| Figure 3-15Diagrammes des Moments fléchissant (M) et efforts tranchant (T) en ELU | 63 |
| Figure 3-16Diagrammes des Moments fléchissant (M) et efforts tranchant (T) en ELS. | 63 |
| Figure 3-17Armatures longitudinales et de répartitions pour l'Escalier..... | 66 |
| Figure 3-18Vue en plan d'escalier..... | 67 |
| Figure 3-19Diagrammes des moments et l'effort tranchant de poutre palière en ELU. | 68 |
| Figure 3-20Diagrammes des moments et l'effort tranchant de poutre palière en ELS. | 68 |
| Figure 3-21Ferrailage de la poutre palière..... | 72 |
| Figure 4-1Modèle 3D de la structure..... | 77 |
| Figure 4-2Disposition des voiles. | 78 |
| Figure 4-3Spectre de réponse..... | 85 |

| | | |
|-------------|---|-----|
| Figure 4-4 | Distribution les forces sismiques. | 89 |
| Figure 5-1 | zone nodale..... | 104 |
| Figure 5-2 | Ferraillage des poteaux (RDC)..... | 107 |
| Figure 5-3 | Ferraillage de la poutre principale..... | 115 |
| Figure 5-4 | Ferraillage de la poutre secondaire..... | 120 |
| Figure 5-5 | Voile soumis à la flexion composée..... | 124 |
| Figure 5-6 | Schéma statique d'une section entièrement comprimée. | 125 |
| Figure 5-7 | Schéma statique d'une section partiellement comprimée. | 126 |
| Figure 5-8 | ferraillages des murs voile. | 134 |
| Figure 6-1 | Schéma d'une semelle isolée. | 137 |
| Figure 6-2 | Radier nervuré..... | 141 |
| Figure 6-3 | Déplacement UZ en ELS donné par le logiciel SAP 2000. | 142 |
| Figure 6-4 | Moment M11 de la dalle à l'ELU. | 145 |
| Figure 6-5 | Moment M22 de la dalle à l'ELU. | 145 |
| Figure 6-6 | Ferraillages longitudinales du radier (coupe-XX)..... | 150 |
| Figure 6-7 | Ferraillage des nervures. | 154 |
| Figure 7-1 | signification physique de la courbe de capacité [9]. | 156 |
| Figure 7-2 | Endommagement correspondant la Figure (7.1) [9]. | 156 |
| Figure 7-3 | Système équivalent d'une structure à plusieurs degrés de libertés [8]..... | 157 |
| Figure 7-4 | Calcul Push-over et courbe de capacité [19]..... | 159 |
| Figure 7-5 | Courbe de capacité [8]. | 161 |
| Figure 7-6 | Point de performance et principe d'évaluation de la courbe de capacité [20]..... | 162 |
| Figure 7-7 | Point de performance – principe de réduction du spectre [20] | 163 |
| Figure 7-8 | 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) en2001 [7]..... | 164 |
| Figure 7-9 | Transformation ADRS du spectre de réponse [13]. | 164 |
| Figure 7-10 | Loi de comportement de la rotule plastique..... | 165 |
| Figure 7-11 | Idéalisation bilinéaire de la courbe de capacité [8]..... | 167 |
| Figure 7-12 | Représentation d'une famille de spectres réduits [8]. | 167 |
| Figure 7-13 | Affectation du ferraillage calculé à l'élément..... | 168 |
| Figure 7-14 | Loi de comportement non linéaire du poteau de 3eme étage..... | 169 |
| Figure 7-15 | Introduction des rotules plastiques des poteaux..... | 170 |
| Figure 7-16 | Introduction des rotules plastiques des poutres..... | 171 |
| Figure 7-17 | Affectation des rotules plastiques aux éléments poteaux..... | 171 |
| Figure 7-18 | Affectation du non linéarité et attribution du ferraillage. | 172 |
| Figure 7-19 | Définition des couches. | 173 |
| Figure 7-20 | Définition du chargement de l'analyse Pushover sous les charges verticales. | 174 |
| Figure 7-21 | Définition du chargement de l'analyse pushover (sensx-x)..... | 175 |
| Figure 7-22 | Résultats de l'analyse push-over « courbe push-over direction X »..... | 176 |
| Figure 7-23 | Résultats de l'analyse push-over « courbe push-over direction Y »..... | 176 |
| Figure 7-24 | Détermination du point de performance suivant la direction X. | 177 |
| Figure 7-25 | Détermination du point de performance suivant la direction Y..... | 177 |
| Figure 7-26 | Développement des rotules plastiques obtenues par SAP2000 sens X- Z..... | 180 |
| Figure 7-27 | Développement des rotules plastiques obtenues par SAP2000 sens X- Y. | 180 |

| | | |
|-------------|---|-----|
| Figure 7-28 | Idéalisation selon le FEMA – 356 direction X..... | 184 |
| Figure 7-29 | Idéalisation selon le FEMA – 356 direction Y..... | 185 |
| Figure 7-30 | Ductilité en déformations..... | 185 |

Introduction générale

La recherche parasismique devient de plus en plus indispensable avec la complexité croissante des problèmes à traiter, et qui est un défi permanent pour la recherche. C'est un domaine qui est devenu très délicat, surtout que les tremblements de terre sont de plus en plus intenses et dévastateurs. Ceci est en particulier, dans la détermination des caractéristiques des séismes dans différents sites, et du comportement dynamique des structures et de leurs réponses non linéaires.

Plusieurs méthodes de calcul ont été mises au point pour estimer les différentes concentrations des dommages dans les structures. La méthode la plus utilisée et la plus simple est la méthode qui est basé sur le calcul non linéaire en poussée progressive « Push over » [28].

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 l'effondrement.

Cette " méthode permet de tracer la courbe de capacité donnée par la variation de l'effort tranchant de base en fonction du déplacement au sommet, et de définir des degrés d'endommagements progressifs reliés à la fonction d'une installation utiles notamment dans une démarche de diagnostic sismique.

L'objectif de Notre travail se résume en deux points essentiels. Le premier est consacré à l'étude d'un bâtiment (R+8) en béton armé à usage d'habitations, Les calculs ont été effectués conformément aux différents codes de calcul et de conception des structures de génie civil, notamment BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR..., le deuxième concerne l'analyse dynamique non linéaire de ce même bâtiment par la méthode statique non linéaire en poussée progressive« Pushover ».

Cette étude se compose de sept chapitres :

- Le premier chapitre consiste à la présentation du bâtiment, la description des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser .
- Le deuxième chapitre consacré au pré-dimensionnement des éléments structuraux.
- Le troisième chapitre traite le calcul des éléments secondaires (poutrelles escalier, l'acrotère).

- Le quatrième chapitre comporte la modélisation et l'étude dynamique du bâtiment réalisé par le logiciel SAP2000.
- Le calcul des ferraillements des éléments structuraux fondé sur les résultats du logiciel SAP2000 est l'objet du cinquième chapitre.
- Dans le sixième chapitre nous avons fait le choix des fondations qui convient aux caractéristiques du site ainsi qu'au poids de la structure .
- Le septième et dernier chapitre concerne Analyse d'une structure avec la méthode pushover.

Chapitre 1

Présentation du projet

1.1 Introduction

Pour qu'une étude génie civil soit bien faite, la reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation est indispensable, c'est ce qui fait l'objet de ce premier chapitre.

1.2 Présentation de l'ouvrage

Le projet qui fait objet de notre mémoire consiste à faire une étude génie civil d'un bâtiment à usage d'habitation, composé d'un rez-de-chaussée plus huit étages, situé à Ghazaouet wilaya de Tlemcen, qui est une zone de faible sismicité, classée Zone I d'après le règlement parasismique Algérien (RPA99 V 2003).

1.2.1 Caractéristiques géométriques de la structure

➤ **Dimension en élévation**

- Hauteur du bloc 27,54 m.
- Hauteur du rez-de-chaussée et étage courant 3,06 m.

➤ **Dimensions en plan**

- Longueur totale 25,10m.
- Largeur totale 19,95 m.

Tableau 1-1 Caractéristiques géométriques.

| | |
|------------------------------------|---------|
| Longueur totale du bâtiment | 25,10 m |
| Largeur totale du bâtiment | 19,95 m |
| Hauteur totale du bâtiment | 27,54 m |
| Hauteur du RDC | 3,06 m |
| Hauteur des étages courants | 3,06 m |

1.2.2 Classification de l'ouvrage

1.2.2.1 Selon son importance

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et de son importance vis-à-vis les objectifs visés. Tout ouvrage qui relève du domaine d'application, des présentes règles doit être classé dans l'un des quatre (04) groupes qui existe dans le RPA version 2003.

⇒ Selon le RPA99/version 2003, l'ouvrage est un bâtiment d'habitation collective dont la hauteur ne dépasse pas 48 m. donc il est classé dans le groupe 2 (ouvrage courant ou d'importance moyen).

1.2.2.2 Classification des systèmes de contreventement

La hauteur de bâtiment dépasse 17m, donc selon le RPA99/version 2003 le système de contreventement est mixte, poteaux-poutres et voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

1.2.3 Ossature et système constructif adopté

1.2.3.1 Planchers

Les planchers sont réalisés avec un seul type corps creux et une dalle de compression, pour RDC et étages.

Le plancher terrasse aura en plus une isolation thermique (multicouches) et une pente moyenne pour l'écoulement des eaux pluviales.

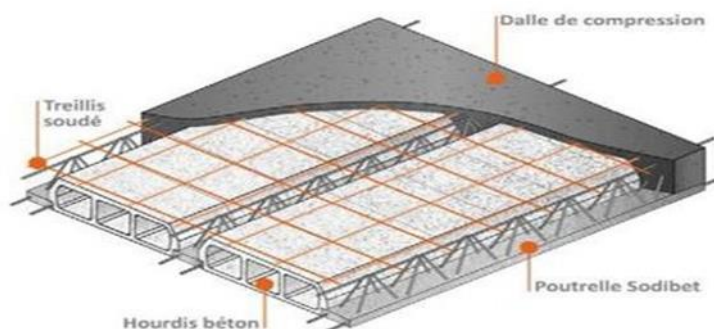


Figure 1-1 : plancher corps creux.

1.2.3.2 Maçonnerie

- ✓ Les murs extérieurs sont réalisés en doubles cloisons en briques creuses de (15cm ; 10cm) séparées par un vide de 5 cm.
- ✓ Les murs intérieurs sont réalisés en simple cloison de 10 cm d'épaisseur.

1.2.3.3 Escaliers

Escalier est un élément d'ouvrage permettant de passer à pied d'un étage de bâtiment à un autre. L'escalier est composé d'une succession régulière de plans horizontaux consistant en des marches et des paliers. Le bâtiment est muni d'une cage d'escalier composée d'un palier et de paillasse réalisés en béton armé coulé sur place.

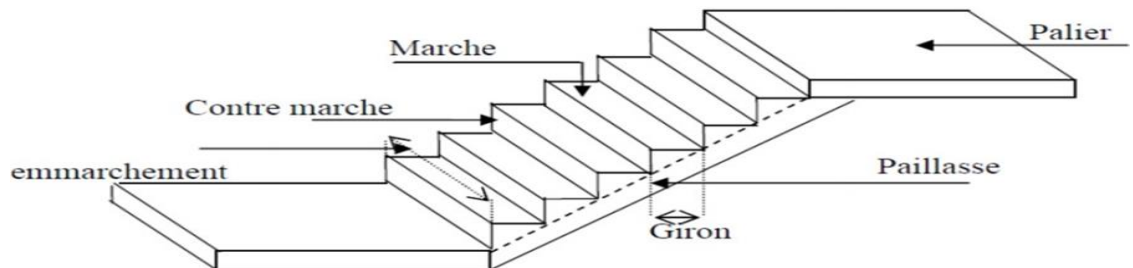


Figure 1-2 : schéma d'un escalier.

1.2.3.4 Revêtement

Le revêtement est constitué de :

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement en carrelage pour les planchers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

1.2.3.5 Isolation

Les types d'isolation son :

- L'isolation acoustique est assurée par la masse du plancher et par le vide d'air des murs extérieurs.

- L'isolation thermique est assurée par les couches de liège ou polystyrène pour le plancher terrasse.

1.2.3.6 Acrotère

Dans notre structure, la terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé.

1.3 Caractéristiques géotechniques du sol

D'après le rapport du laboratoire Mécanique de sol (LTPO), La contrainte admissible du sol d'implantation du bâtiment σ est de 1,8 bar. En conséquence, Selon le RPA 99 version 2003, le site est considéré comme ferme (S2).

1.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux

1.4.1 Béton

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (Ciment), de l'eau de gâchage et éventuellement des adjuvants. Pour avoir une bonne résistance précise et une bonne qualité après durcissement, le dosage en ciment varie entre 300-400Kg /m³ de béton mis en œuvre.

Le rapport entre la masse d'eau (E) et de ciment (C) contenue dans le béton est l'une des valeurs caractéristiques les plus importantes du béton frais et du béton durci. Lorsque le rapport E/C augmente le béton frais devient plus maniable, par contre la qualité d'un béton après le durcissement est d'autant meilleure que le rapport E/C est faible.

1.4.1.1 Résistance caractéristique à la compression

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à « j » jours d'âge est déterminée à partir d'essais de compression axiale, sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur. On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité f_{c28} .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit (Art 2-1-11 BAEL 91).

➤ **Pour des résistances** $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$

$$f_{cj} = \frac{J}{4,76 + 0,83J} \times f_{c28} \quad \text{Si } J \leq 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = 1,1 \times f_{c28} \quad \text{Si } J > 28 \text{ jours}$$

➤ **Pour des résistances** $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$

$$f_{cj} = \frac{J}{1,4 + 0,95J} \times f_{c28} \quad \text{Si } J \leq 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{Si } J > 28 \text{ jours}$$

Pour notre étude on prend $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

1.4.1.2 Résistance caractéristique à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations (Art 2-1-12 BAEL 91) [2] :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$f_{tj} = 0,275 \times f_{cj} \times \frac{2}{3} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow f_{tj} = 2,1 \text{ MPa}$

1.4.1.3 Contraintes

a) **Contraintes limites :**

❖ **Contrainte ultime de compression :**

Elle est définie par la formule suivant

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression.

γ_b : Coefficient de sécurité.

✓ $\gamma_b = 1,15$ en situations accidentelles.

✓ $\gamma_b = 1,5$ en situations durables ou transitoires.

$$F_{bu} = 14,17 \text{ MPa} \quad \text{pour } \gamma_b = 1,5$$

$$F_{bu} = 18,48 \text{ MPa} \quad \text{pour } \gamma_b = 1,15$$

b) Contrainte admissible de cisaillement :

Les contraintes limites de cisaillement sont données par les relations suivantes :

$$\tau_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \quad \text{si fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\tau_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) \quad \text{si fissuration préjudiciable ou très préjudiciable .}$$

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton est définie par rapport à l'effort tranchant ultime T_u par la relation :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d}$$

Avec :

b_0 : largeur de la pièce.

d : hauteur utile.

1.4.1.4 Déformations longitudinales du béton

L'expression ci-dessous permet de déterminer la valeur du module de déformation instantanée du béton soumis à des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h.

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Sous des contraintes de longue durée d'application, on admet que le module de déformation longitudinale différée est égal à l'expression suivante :

$$E_{ij} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Dans notre cas : Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

$$E_{ij} = 32164,195 \text{ MPa}$$

$$E_{vj} = 10818,865 \text{ MPa}$$

1.4.1.5 Déformations transversales du béton

La formule du module de déformation transversale est donnée par :

$$G = \frac{E}{2 \times (1 + \theta)}$$

E : module de Young.

θ : coefficient de poisson.

D’après le BAEL91 (A.2.1, 3), Il est pris égale à

- ✓ $\theta = 0$ à l’ELU pour le calcul des sollicitations en considérant le béton fissuré.
- ✓ $\theta = 0,2$ à l’ELS pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré.

1.4.2 Acier

Le matériau acier est un alliage fer et carbone en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérise par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression, sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène.

Le module d’élasticité longitudinal de l’acier est pris égale à : $E_s = 200000 \text{ MPa}$

1.4.2.1 Résistance caractéristique de l’acier

On définit la résistance caractéristique de l’acier comme étant sa limite d’élasticité : f_e

Tableau 1-2 caractéristique des aciers utilisés.

| | Aciers ronds lisses | | Acier à haut adhérence | | Treille soudé à fils lisse | Treille soudé à haute adhérence |
|------------------|---------------------|--------|------------------------|--------|----------------------------|---------------------------------|
| Désignation | FeE215 | FeE235 | FeE400 | FeE500 | FeE500 | FeE500 |
| $f_e \text{MPa}$ | 215 | 235 | 400 | 500 | 500 | 500 |

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de FeE400.

1.4.2.2 Diagramme contrainte- déformation

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes :

- ✓ $\gamma_s = 1,15$ cas général.
- ✓ $\gamma_s = 1,00$ cas des combinaisons accidentelles.

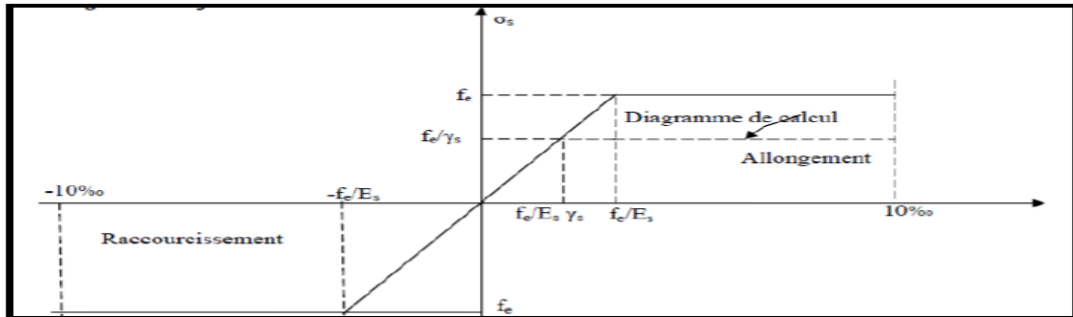


Figure 1-3 Diagramme contraintes- déformations.

➤ **Contrainte admissible des armatures**

- Fissuration préjudiciable : $\overline{\sigma}_{st} = \text{Min} \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110\sqrt{n \times f_{tj}} \right)$.
- Fissuration très préjudiciable: $\overline{\sigma}_{st} = \text{Min} \left(0,5 \times f_e ; 90\sqrt{n \times f_{tj}} \right)$.

Avec :

η : coefficient de fissuration égale à :

- ✓ 1 pour les ronds lisses.
- ✓ 1,6 pour les hautes adhérences avec $\varphi \geq 6$ mm.
- ✓ 1,3 pour les hautes adhérences avec $\varphi < 6$ mm.

Tableau 1-3 Les hypothèses de calcul.

| | | |
|--|-----------|--------------|
| La résistance du béton à la compression à 28 jours | F_{c28} | 25MPa |
| La résistance du béton à la traction | F_{t28} | 2,1MPa |
| Module d'élasticité instantané | E_{ij} | 32164,195MPa |
| Module d'élasticité différé | E_{vj} | 10818,865MPa |
| Limite élastique de l'acier à HA | f_e | 400 MPa |

1.5 Conclusion

Ce chapitre donne une vue globale sur notre projet, les différents règlements à utiliser ainsi les caractéristiques des matériaux à adopter.

Chapitre 2

Descente des charges et pré dimensionnement

2.1 Introduction

Le pré-dimensionnement des éléments a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des différents éléments constituant notre bâtiment conformément aux règlements et normes en vigueur à savoir : BAEL91, PRA99/version 2003 et le CBA93.

2.2 Plancher

C'est l'ensemble des éléments horizontaux de la structure d'un bâtiment destinés à reprendre les charges d'exploitation, les charges permanentes (cloisons, chapes, revêtement...), et les transmettre sur des éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles, murs ...).

Pour notre bâtiment on a utilisé Plancher à corps creux.

- **Planchers à corps creux**

Ce type de plancher se trouve au niveau de tous les étages, il est constitué de : Poutrelles semi-préfabriquées ou coulées sur place et une dalle de compression.

2.2.1 Détermination de l'épaisseur du plancher

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance.

- **L'épaisseur de plancher est conditionnée par**

$$h_p \geq \frac{l}{22,5}$$

l : plus grande portée dans le sens considéré.

$$h_p \geq \frac{330}{22,5} = 14,66 \text{ cm} \quad \text{donc} \quad h_p = 21 \text{ cm}$$
$$h_p = (16 + 5)$$

- 16 cm pour le corps creux.
- 5 cm pour la dalle de compression.

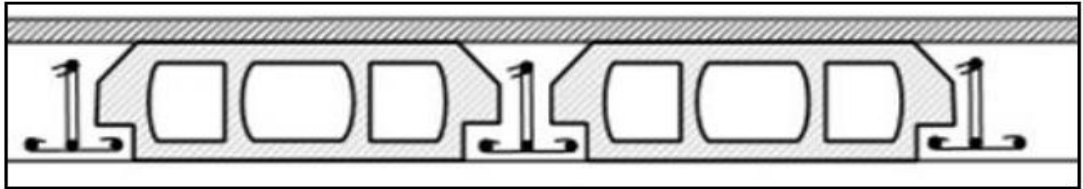


Figure 2-1 Plancher à corps creux.

2.2.2 Poutrelle

- Dimensionnement de la poutrelle**

Les poutrelles travaillent comme une section en T, elles sont disposées suivant le sens perpendiculaire aux poutres principales, Le plancher à corps creux est considéré comme un élément qui travaille dans une seule direction.

La section transversale des nervures est assimilée à une section en (T) de caractéristique géométrique suivant :

La largeur de la table de compression est égale à :

$$b = b_0 + 2 \times b_1$$

Avec :

$$8 \leq b_0 \leq 14 \quad \text{on prend} \quad b_0 = 12\text{cm}$$

$$b_1 = \text{Min} \left(\frac{b-b_0}{2} ; \frac{l}{10} \right) \quad \text{CBA93 (art A. 4.1.3).}$$

l : distance minimale entre nus d'appuis des poutrelles. (Choix)

$$l = 300 \text{ cm}$$

$$b = 65 \text{ cm} ; b_0 = 12 \text{ cm}$$

$$b_1 = \text{Min}(26,5 ; 30)$$

La min de b_1 doit satisfaire aux conditions de RPA99 Version 2003.

$$b_1 \leq b - \frac{b_0}{2} = 65 - \frac{12}{2} = 59 \text{ cm.} \rightarrow \text{C.V}$$

$$b_1 \leq \frac{l}{10} = \frac{300}{10} = 30 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{C.V}$$

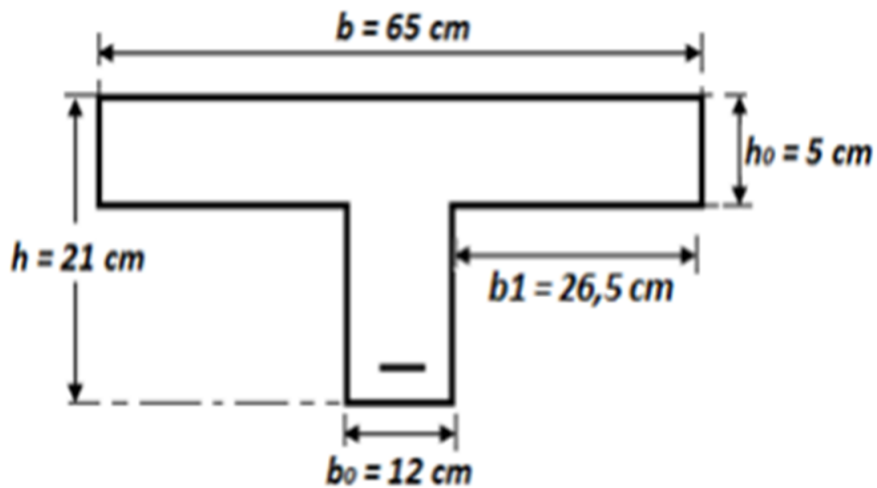


Figure 2-2 Schéma d'une poutrelle.

2.2.3 Descente des charges des planchers

D'après DTR.B.C.2.2, La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

2.2.3.1 Plancher terrasse inaccessible

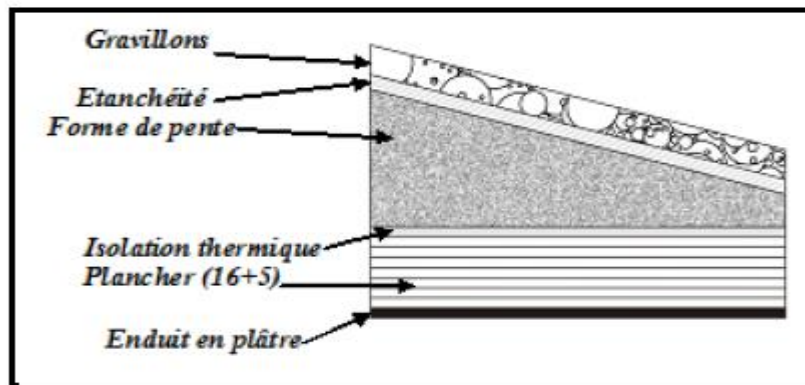


Figure 2-3 Plancher type terrasse.

Tableau 2-1 Charge à la terrasse inaccessible du plancher corps creux.

| Désignation | P (Kg/m ³) | e (m) | G (Kg/m ²) |
|------------------------------|------------------------|-----------|------------------------|
| Protection gravillon | 1700 | 0,05 | 85 |
| Etanchéité multicouche | 600 | 0,02 | 12 |
| Forme de pente | 2200 | 0,1 | 220 |
| Isolation thermique en liège | 400 | 0,04 | 16 |
| Dalle en corps creux (16+5) | / | 0.16+0.05 | 310 |
| Enduit en plâtre | 100 | 0,02 | 20 |
| G | 663 Kg/m ² | | |
| Q | 100 Kg/m ² | | |

2.2.3.2 Plancher terrasse accessible

Tableau 2-2 Charge à la terrasse accessible du plancher corps creux.

| Désignation | P (Kg/m ³) | e (m) | G (Kg/m ²) |
|-----------------------------|------------------------|-----------|------------------------|
| Carrelage | 2200 | 0,02 | 44 |
| Mortier de pose | 200 | 0,02 | 40 |
| Lit de sable | 1800 | 0,02 | 36 |
| Etanchéité multicouche | 600 | 0,01 | 12 |
| Dalle en corps creux (16+5) | / | 0.16+0.05 | 310 |
| Enduit en plâtre | 100 | 0,02 | 20 |
| G | 462 Kg/m ² | | |
| Q | 150 Kg/m ² | | |

Chapitre 2 : Descente des charges et pré dimensionnement

Tableau 2-3 Charge des planchers à corps creux de niveau courant.

| Désignation | P (Kg/m ³) | e (m) | G (Kg/m ²) |
|--------------------------------|------------------------|-----------|------------------------|
| Carrelage | 2200 | 0,02 | 44 |
| Mortier de pose | 2000 | 0,02 | 40 |
| Lit de sable | 1800 | 0,02 | 36 |
| Plancher en corps creux (16+5) | / | 0.16+0.05 | 310 |
| Enduit en plâtre | 100 | 0,02 | 20 |
| Cloisons intérieures | 100 | 0,1 | 100 |
| G | 550 Kg/m ² | | |
| Q | 150 Kg/m ² | | |

2.2.3.3 Balcon

Tableau 2-4 : Descente des charges des balcons.

| Désignation | P (Kg/m ³) | e (m) | G (Kg/m ²) |
|--------------------------------|------------------------|---------|------------------------|
| Carrelage | 2200 | 0,02 | 44 |
| Mortier de pose | 2000 | 0,02 | 40 |
| Lit de sable | 1800 | 0,02 | 36 |
| Plancher en corps creux (16+5) | | 16+0,05 | 310 |
| Enduit en plâtre | 100 | 0,02 | 20 |
| Cloisons intérieures | 100 | 0,1 | 100 |
| G | 550 Kg/m ² | | |
| Q | 350 kg/m ² | | |

2.3 Murs

2.3.1 Murs extérieurs

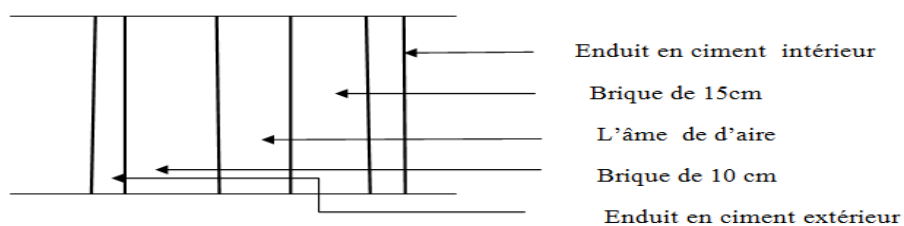


Figure 2-4 Coupe transversale du mur extérieur.

Chapitre 2 : Descente des charges et pré dimensionnement

Tableau 2-5 Charge permanente des murs extérieurs.

| Désignation | P (Kg/m ³) | e (m) | G (Kg/m ²) |
|------------------|------------------------|-------|------------------------|
| Enduit extérieur | 1200 | 0,02 | 24 |
| Brique creuse | 900 | 0,15 | 135 |
| L'âme d'air | / | 0.05 | / |
| Brique creuse | 900 | 0,1 | 90 |
| Enduit intérieur | 1200 | 0,02 | 24 |
| G | 273 Kg/m ² | | |

2.3.2 Murs intérieurs (simple parois)

Tableau 2-6 Charge permanente de la cloison intérieure.

| Désignation | P (Kg/m ³) | e (m) | G (Kg/m ²) |
|------------------|------------------------|-------|------------------------|
| Enduit extérieur | 1200 | 0,02 | 24 |
| Brique creuse | 900 | 0,1 | 90 |
| Enduit intérieur | 1200 | 0,02 | 24 |
| G | 138 Kg/m ² | | |

2.4 Escalier

Les escaliers sont des éléments composés d'une succession de marches permettant le Passage d'un niveau à un autre, Les dimensions caractérisant un escalier sont :

g: giron.

h: hauteur de la contre marche.

e_p: épaisseur de la paillasse et de palier.

H : hauteur d'une volée.

l: longueur de la paillasse projeté.

L₁ : largeur de palier.

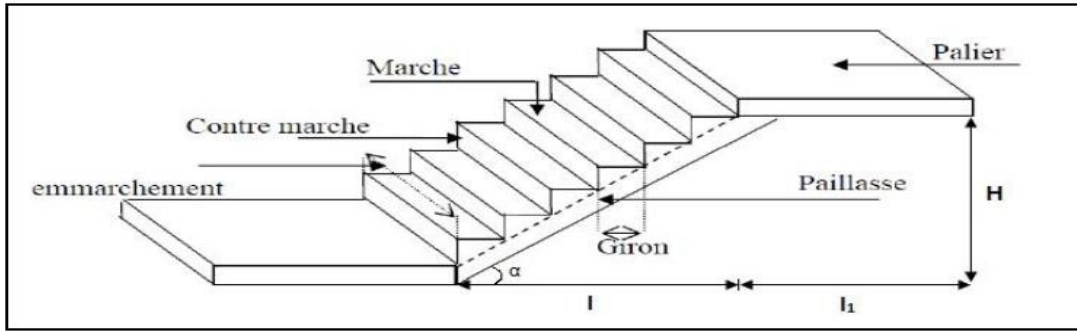


Figure 2-5:Schéma des escaliers.

2.4.1 Pré-Dimensionnement des escaliers

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL :

$$59 \leq g + 2. h \leq 64 \text{ cm.}$$

❖ **Hauteur de contre marche (h) et giron (g) :**

On prend: $h = 17 \text{ cm}$

Giron: ; $59 \leq g + 2. h \leq 64 \text{ cm}$

On prend: $g = 30 \text{ cm}$

$$59 \leq g + 2. h \leq 64 \rightarrow 59 \leq 64 \rightarrow \text{C.V}$$

❖ **Nombre de contre marche (n) :**

$$n = \frac{H_e}{h} \rightarrow n = \frac{306}{17} = 18 \rightarrow (9 \text{ contre marche par volée})$$

❖ **Nombre de marche (m) :**

$$m = n - 1 \rightarrow m = 9 - 1 = 8$$

❖ **La longueur de la ligne de foulée (L) :**

$$L = g \times (n - 1) = 30 \times (9 - 1) = 240 \text{ cm}$$

❖ **L'inclinaison de la paillasse :**

$$H = (17 \times 8) = 136 \text{ cm.}$$

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{h}{g} = \frac{0,17}{0,3} = 0,56 \rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

2.4.2 Pré dimensionnement de la paillasse et du palier

Le pré-dimensionnement se fera comme une poutre simplement appuyée sur les deux cotés et dont l'épaisseur e_p doit vérifier :

L : est la longue de (paillasse; palier).

❖ **Epaisseur de la paillasse :**

$L = 240 \text{ cm}$

$\frac{240}{30} \leq e_p \leq \frac{240}{20} \rightarrow$ Donc on prend $e_p = 15 \text{ cm}$

❖ **Epaisseur du palier :**

$L = 135 \text{ cm}$

$\frac{135}{30} \leq e_p \leq \frac{135}{20} \rightarrow$ Donc on prend $e_p = 15 \text{ cm}$

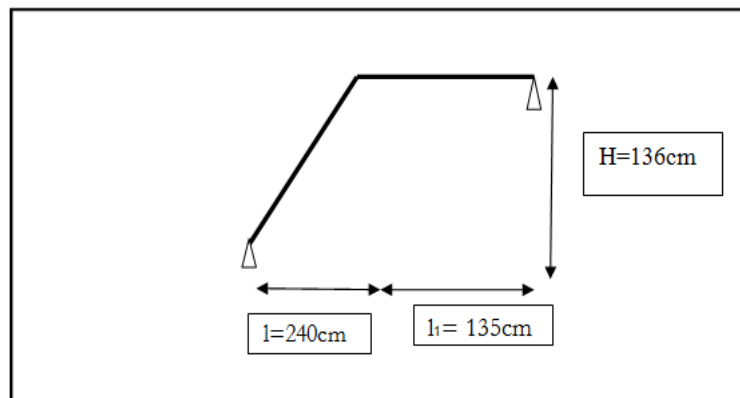


Figure 2-6 Schéma d'escalier.

2.4.3 Pré dimensionnement de la poutre palière

La poutre palière est dimensionnée d'après les formules empiriques données par le CBA 93 et vérifiée en considérant le RAP 99/version 2003.

➤ **Selon le CBA 93**

- **La hauteur est donnée par :**

$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$

Avec :

L : distance entre les axes des poteaux et on choisit la plus grande portée.

h : hauteur de la poutre

Chapitre 2 : Descente des charges et pré dimensionnement

$$L_{\max} = 355 \text{ cm}$$

$$\frac{355}{15} \leq h \leq \frac{355}{10} \rightarrow 23,67 \leq h \leq 35,5$$

Donc on prend : $h = 30 \text{ cm}$

- La largeur est donnée par :

$$\frac{h}{5} \leq b \leq \frac{h}{2} \rightarrow \frac{30}{5} \leq b \leq \frac{30}{2} \rightarrow 6 \leq b \leq 15 \rightarrow \text{on prend } b = 30 \text{ cm}$$

2.4.4 Descente des charges d'escalier

2.4.4.1 Palier

Tableau 2-7 Descente de charge du palier.

| Désignation | P (Kg/m ³) | e (m) | G (Kg/m ²) |
|------------------------|------------------------|-------|------------------------|
| Carrelage | 2200 | 0,02 | 44 |
| Mortier de pose | 2200 | 0,02 | 44 |
| Poids propre de palier | 2500 | 0,15 | 375 |
| Enduit en plâtre | 1200 | 0,02 | 24 |
| G | 487 Kg/m ² | | |
| Q | 250 Kg/m ² | | |

Chapitre 2 : Descente des charges et pré dimensionnement

2.4.4.2 Volée (paillasse)

Tableau 2-8 Descente de charge de la paillasse.

| Désincarnation | p (Kg/m ³) | e (m) | G (Kg/m ²) |
|-------------------------|---------------------------|-------|------------------------|
| Carrelage | 2200 | 0,02 | 44 |
| Mortier horizontal | 2000 | 0,02 | 40 |
| Carrelage contre marche | $2000 * \frac{0,17}{0,3}$ | 0,02 | 22,66 |
| Mortier vertical | $2000 * \frac{0,17}{0,3}$ | 0,02 | 22,67 |
| Paillasse en BA | 2500 | 0,15 | 450 |
| Enduit en plâtre | 1000 | 0,02 | 20 |
| Contre marche | $2500 * \frac{0,17}{2}$ | | 212,5 |
| G | 736,82 Kg/m ² | | |
| Q | 250 Kg/m ² | | |

2.5 Dimensionnement des éléments structuraux

2.5.1 Les poutres

2.5.1.1 Poutres principales [P.P]

❖ Définition

Ce sont les poutres susceptibles de reprendre les charges provenant des poutrelles, elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

❖ Pré dimensionnement :

Selon le BAEL91 le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

L : distance entre les axes des poteaux et on choisit la plus grande portée.

h : hauteur de la poutre.

On a $L_{\max} = 420$ cm

$$\frac{420}{15} \leq h \leq \frac{420}{10} \rightarrow 28 \leq h \leq 42$$

Donc on prend : $h = 40$ cm

Chapitre 2 : Descente des charges et pré dimensionnement

➤ La largeur est donnée par :

$$\frac{h}{5} \leq b \leq \frac{h}{2} \rightarrow \frac{40}{5} \leq b \leq \frac{40}{2} \rightarrow \text{On prend } b = 30\text{cm}$$

• D'après le R.P.A 99 version 2003 :

✓ $b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow \text{C.V}$

✓ $h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow \text{C.V}$

✓ $\frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{40}{30} = 1,33 \leq 4 \rightarrow \text{C.V}$

$L = 4,2 \text{ m} \rightarrow \text{PP } (30 \times 40) \text{ cm}^2$

2.5.1.2 Les poutres secondaires [P. S]

❖ Définition

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

L : distance entre les axes des poteaux et on choisit la plus grande portée.

h : hauteur de la poutre.

On a $L_{\max} = 355 \text{ cm}$

$$\frac{355}{15} \leq h \leq \frac{355}{10} \rightarrow 23,666 \leq h \leq 35,5$$

Donc on prend : $h = 30 \text{ cm}$

➤ La largeur est donnée par :

$$\frac{h}{5} \leq b \leq \frac{h}{2} \rightarrow \frac{30}{5} \leq b \leq \frac{30}{2} \rightarrow \text{On prend } b = 30\text{cm}$$

• D'après le R.P.A 99 version 2003 :

✓ $b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow \text{C.V}$

✓ $h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow \text{C.V}$

✓ $\frac{30}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{30}{30} = 1 \leq 4 \rightarrow \text{C.V}$

$L = 3,55 \text{ m} \rightarrow \text{PP } (30 \times 30) \text{ cm}^2$

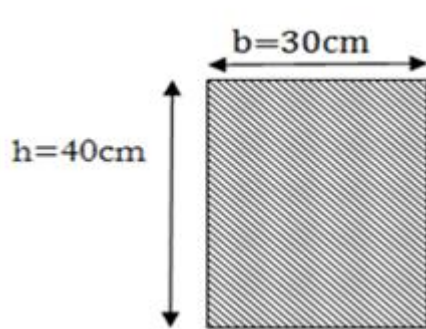


Figure 2-7 poutre principale

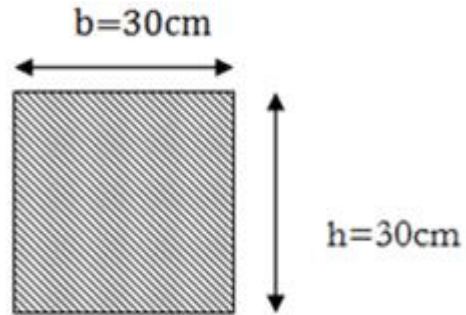


Figure 2-8 poutre secondaire

2.5.2 Les poteaux

Ce sont des éléments porteurs chargés de reprendre les charges et surcharges issues des différents niveaux pour les transmettre au sol par l'intermédiaire des Fondations.

Le poteau le plus sollicité de cet ouvrage ; c'est celui qui supporte des charges réparties sur une surface S comme le montre la figure ci-dessous.

D'où S est la surface supportée par le poteau le plus défavorable.

On suppose une charge moyenne de 1 (t/m²) par étage.

Les sections transversales des poteaux doivent satisfaire aux conditions du R.P.A 99 V2003.

$$\text{Min}(a, b) \geq 25 \text{ Zone 1 et 2}$$

$$\text{Min}(a, b) \geq \frac{h_e}{20}$$

he : hauteur d'étage → he = 3,06 m

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4$$

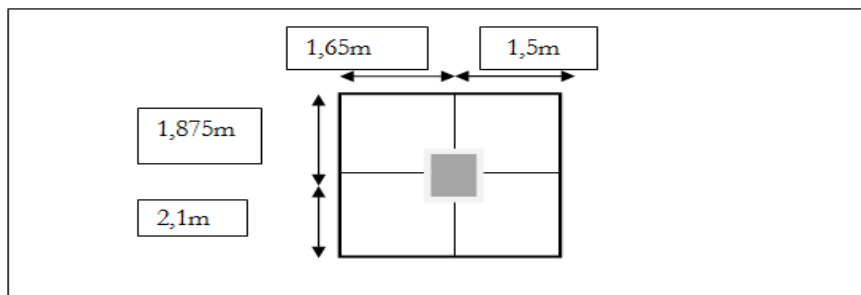


Figure 2-9 Section supporté par le poteau le plus sollicité.

Chapitre 2 : Descente des charges et pré dimensionnement

N_u : étant la charge verticale à l'ELU.

Avec : $N_u = P_u \times S \times n$

P_u : charge du plancher

$P_u = 1 \text{ t/m}^2$

S : surface supportée par le poteau le plus sollicité.

$S = 3,97 \times 3,15 = 12,52 \text{ m}^2$

n : nombre d'étage.

$N_u = 1 \times 12,52 \times 9 = 1212,68 \text{ t} = 1,268 \text{ MN}$

- **Section réduite**

$$B_r \geq \frac{\beta N_u}{\frac{f_{bc}}{0,9} + \frac{0,85 f_e}{100 \gamma_s}}$$

β : Coefficient de correction dépendant de l'élancement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

$$\beta = 1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \quad \text{Si } \lambda \leq 50$$

$$\beta = 0,85 \times \left(\frac{\lambda}{1500}\right)^2 \quad \text{Si } 50 < \lambda < 7$$

On se fixe un élancement mécanique $\lambda=35$ pour rester toujours dans le domaine de la Compression centrée d'où : $\beta = 1.2$

$f_e = 400 \text{ MPa}$

$\gamma_s = 1,15$ (cas générale)

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta} = \frac{0,85 \times 28}{1,5 \times 1} = 14,17 \text{ MPa}$$

Avec

$$\left\{ \begin{array}{l} f_e = 25 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \text{ (cas générale)} \\ \theta = 1 \text{ (charge } > 24h) \end{array} \right.$$

Chapitre 2 : Descente des charges et pré dimensionnement

$$B_r \geq \frac{1,2 \times 1,1268}{\frac{14,17}{0,9} + \frac{0,85}{100} \times \frac{400}{1,15}} = 0,072 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{ON a : } B_r &\geq (a - 0,02)^2 \rightarrow a \geq \sqrt{B_r} + 0,02 \\ &\rightarrow a \geq \sqrt{0,072} + 0,02 \rightarrow a \geq 0,29 \text{ m} \end{aligned}$$

On prend $a=b = 45\text{cm}$

➤ Vérification des conditions R.P.A 99 V2003

$$\text{Min}(a, b) \geq 25 \rightarrow a = 45 > 25 \text{ cm} \rightarrow \text{C.V}$$

$$\text{Min}(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \rightarrow a = 45 > \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm} \rightarrow \text{C.V}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \rightarrow \frac{1}{4} \leq \frac{45}{45} = 1 < 4 \rightarrow \text{C.V}$$

➤ Vérification du poteau au flambement

- On vérifie le poteau de RDC

• Calcul de moment d'inertie

$$I_x = I_y = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{45 \times 45^3}{12} = 341718,75 \text{ cm}^4$$

• Rayon de giration $i_x ; i_y$

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{341718,75}{45^2}} = 12,99 \text{ cm}$$

Avec :

$A = a \times b$ (section du poteau)

• Calcul de l'élancement

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{i}$$

Avec : $l_f = 0,7 \cdot l_0$ (cas générale)

$$l_0 = 3,06 \text{ m}$$

$$l_f = 0,7 \times 3,06 = 2,14 \text{ m}$$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{214}{12,99} = 16,47 \text{ cm} < 50 \rightarrow \text{le flambement est vérifié.}$$

Chapitre 2 : Descente des charges et pré dimensionnement

Tableau 2-9 Récapitulation du pré dimensionnement.

| Poteau | N°étage | S (m ²) | Nu (MN) | a=b (cm) | l ₀ (cm) | ex=λy(cm) | Condition |
|------------------------|---------|---------------------|---------|----------|---------------------|-----------|-----------|
| RDC | 1 | 12,52 | 1,1268 | 45 | 306 | 16,47 | C.V |
| 1 ^{er} étage | 2 | 12,52 | 1,0016 | 45 | 306 | 16,47 | C.V |
| 2 ^{ème} étage | 3 | 12,52 | 0,08764 | 45 | 306 | 16,47 | C.V |
| 3 ^{ème} étage | 4 | 12,52 | 0,07512 | 40 | 306 | 18,54 | C.V |
| 4 ^{ème} étage | 5 | 12,52 | 0,0626 | 40 | 306 | 18,54 | C.V |
| 5 ^{ème} étage | 6 | 12,52 | 0,05008 | 35 | 306 | 21,18 | C.V |
| 6 ^{ème} étage | 7 | 12,52 | 0,03756 | 35 | 306 | 2118 | C.V |
| 7 ^{ème} étage | 8 | 12,52 | 0,02504 | 30 | 306 | 24,71 | C.V |
| 8 ^{ème} étage | 9 | 12,52 | 0,01252 | 30 | 306 | 24,71 | C.V |

2.6 Voile

Les murs voiles sont des éléments conçus pour résister aux forces horizontales dues aux vents et aux seimes. Selon le RPA 99 version 2003, en zone I si le nombre d'étages est supérieur ou égale à 4 et la hauteur dépasse 17 m les voiles de contreventement doivent être utilisés, donc dans le cas de la présente étude on doit choisir un type de contreventement mixte.

L'épaisseur minimale est de 15cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit :

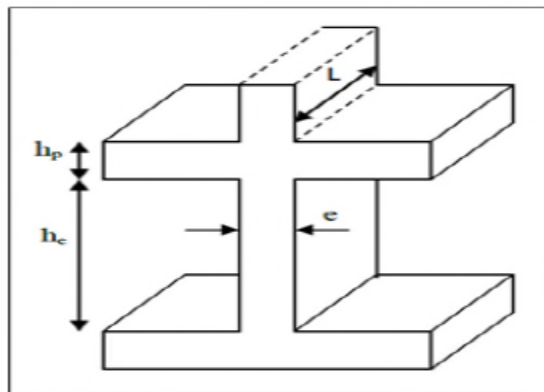


Figure 2-10 Coupe verticale d'un voile.

Chapitre 2 : Descente des charges et pré dimensionnement

Le R.P.A 99(version 2003) considère comme voiles de contreventement les voiles satisfaisant les conditions suivantes :

$$L \geq 4.e \quad ; \quad e \geq \frac{h_e}{20}$$

Avec :

L : longueur du voile.

e : épaisseur des voiles ($e_{\min} = 15$ cm).

h_e : hauteur libre d'étage.

$$h_e = 3,06 - 0,21 = 2,85\text{m}$$

$$e \geq \max \left[\frac{h_e}{20} ; 15 \text{ cm} \right] \rightarrow e \geq \left[\frac{285}{20} ; 15 \text{ cm} \right]$$

Donc on adopte $e = 15$ cm pour tous les étage.

2.7 Conclusion

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires nous avons adopté pour les éléments ; les sections suivantes:

- **Les éléments non structuraux ont été pré-dimensionnés comme suit :**

L'épaisseur des planchers à corps creux $\rightarrow e = 16 + 5 = 21$ cm

- **Les éléments structuraux ont été pré-dimensionnés comme suit :**

- Poutre principales (30×40) cm²
- Poutre secondaire (30×30) cm²
- Poteaux (RDC ; Etage 1 ; Etage2) $\rightarrow (45 \times 45)$ cm²
- Poteaux (; Etage3 ; Etage4) $\rightarrow (40 \times 40)$ cm²
- Poteaux (Etage5 ; Etage6) $\rightarrow (35 \times 35)$ cm²
- Poteaux (Etage7 ; Etage8) $\rightarrow (30 \times 30)$ cm²
- Voiles (RDC ; Etages courants) $\rightarrow (e = 15$ cm)

Chapitre 3

Etude des éléments secondaires.

3.1 Introduction

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et élément secondaires.

- Les éléments principaux qui contribuent aux contreventements directement.
- Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement, dont l'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique.

Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (Planchers, escalier et acrotère).

3.2 Etude du plancher

3.2.1 Introduction

Les planchers sont des éléments horizontaux de la structure capables de reprendre les charges verticales, dans notre projet nous rappelons que nous avons un seul type de planchers : plancher à corps creux.

Le plancher à corps creux est constitué d'hourdis ainsi qu'une dalle de compression et prend appui sur des poutrelles.

- **Le calcul sera fait pour deux éléments**
 - ✓ Poutrelle.
 - ✓ Dalle de compression.
 - ✓ Vérification des conditions.

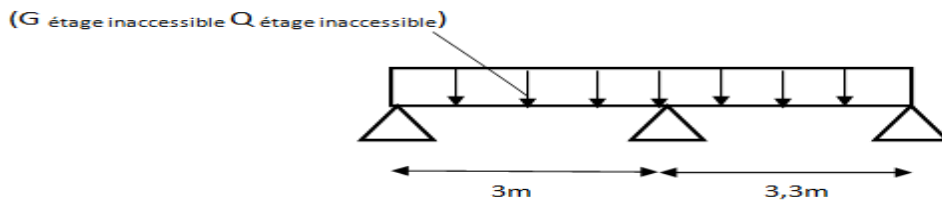
D'après le B.A.E.L 91 pour la détermination des efforts tranchants et des moments fléchissant dans le cas des poutrelles, on utilise l'une des trois méthodes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- Méthode des trois moments.

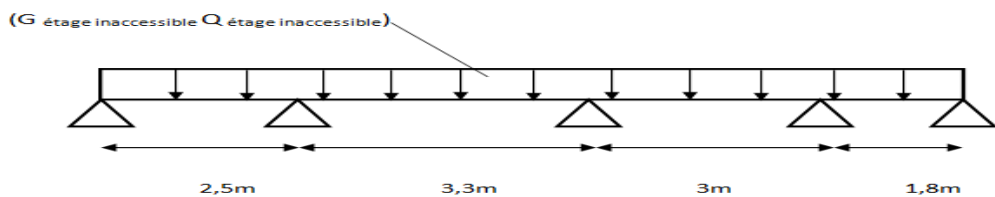
3.2.2 Types de poutrelles

❖ Plancher de terrasse inaccessible

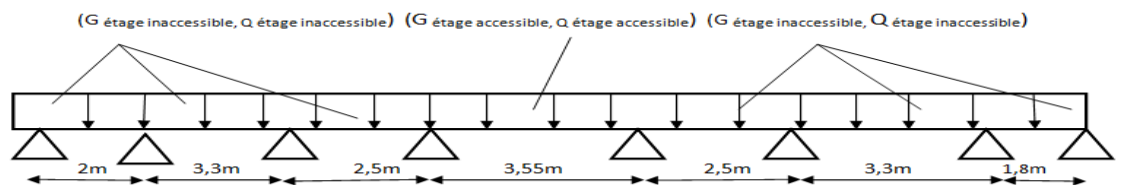
- Type 1



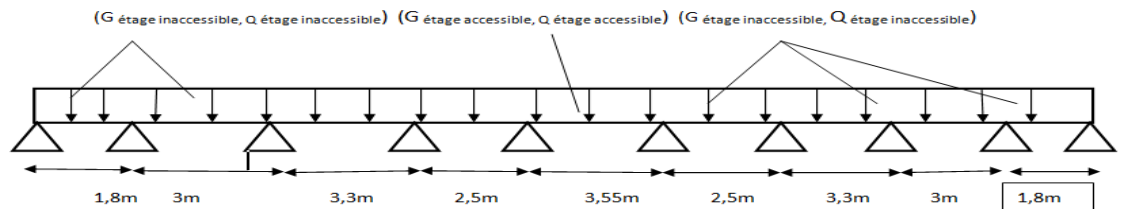
- Type 2



- Type 3



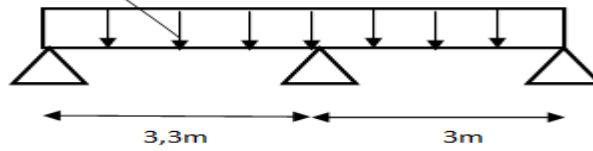
- Type 4



❖ Plancher de 8eme étage courant

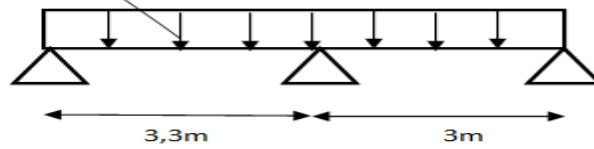
- Type 1

(G balcon, Q balcon)



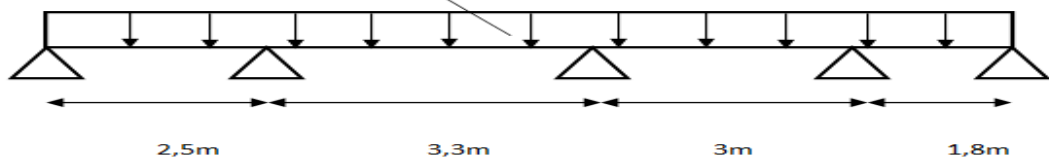
- Type 2

(G étage courant, Q étage courant)



- Type 3

(G étage courant, Q étage courant)

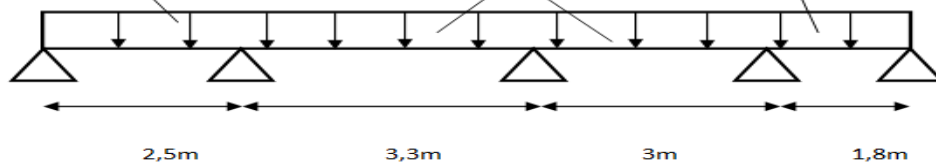


- Type 4

(G balcon, Q balcon)

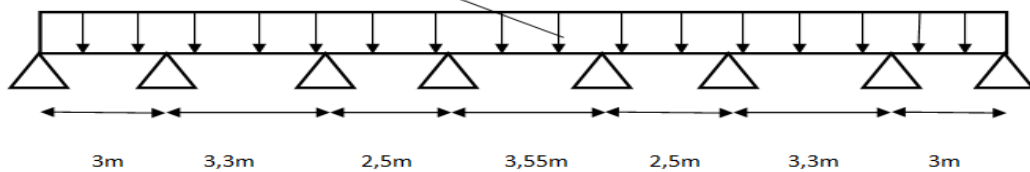
(G étage courant, Q étage courant)

(G balcon, Q balcon)



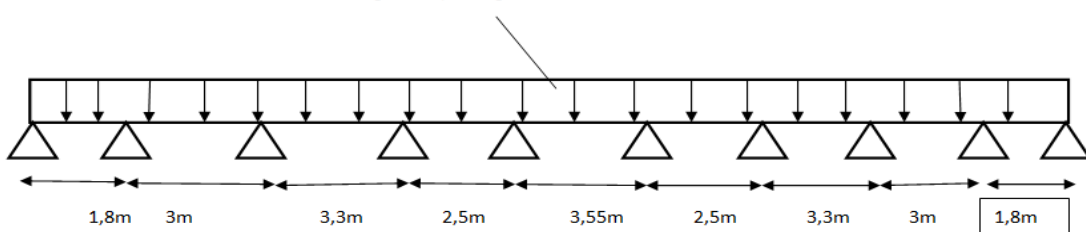
- Type 5

(G étage courant, Q étage courant)



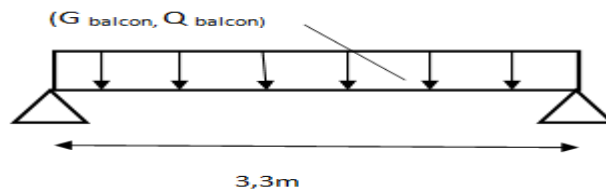
- Type 6

(G étage courant, Q étage courant)

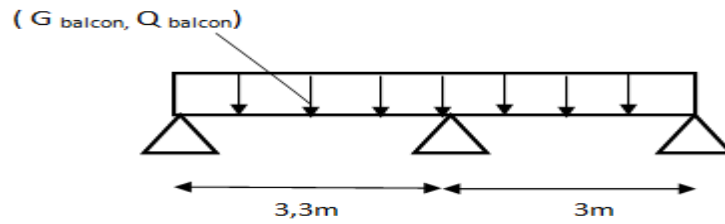


❖ Plancher de 7eme étage courant

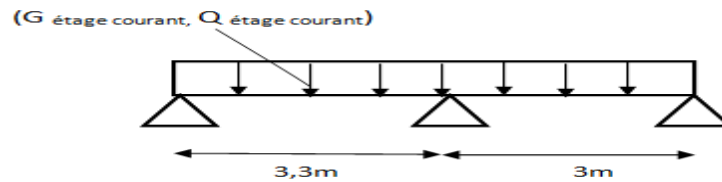
- Type 1



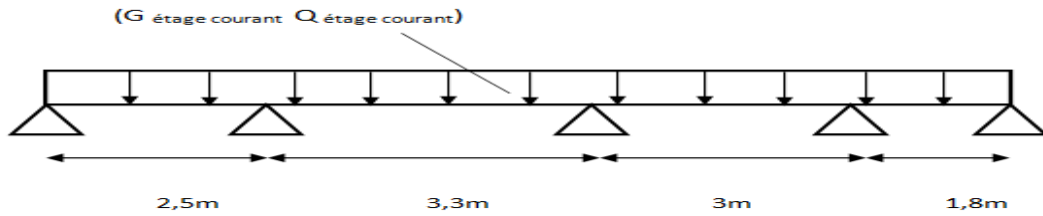
- Type 2



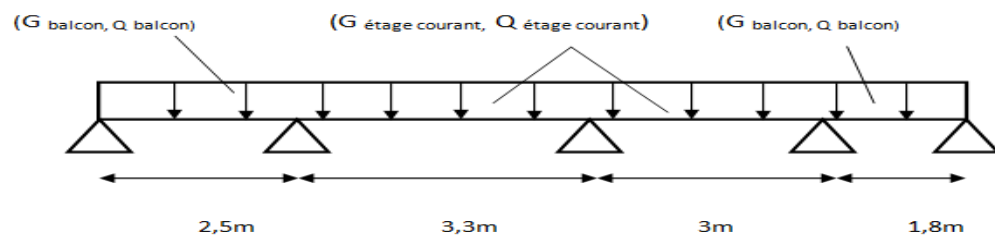
- Type 3



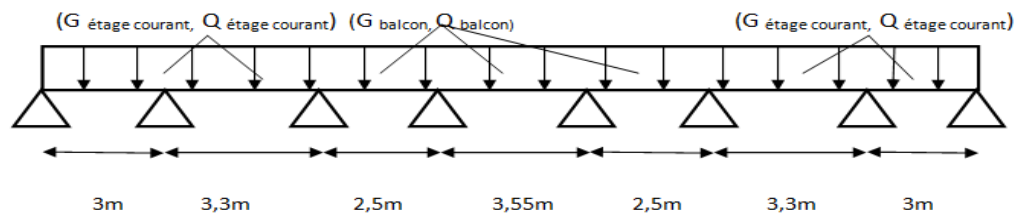
- Type 4



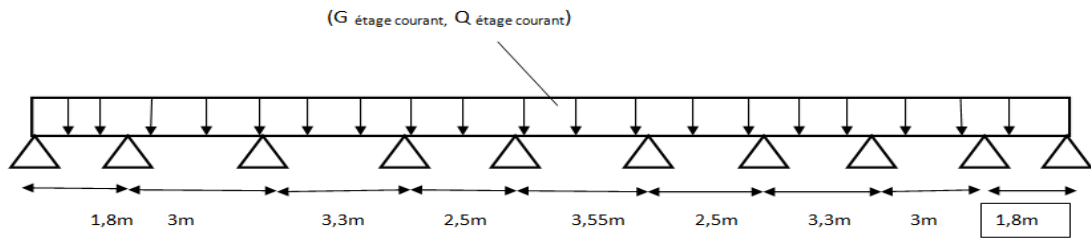
- Type 5



- Type 6

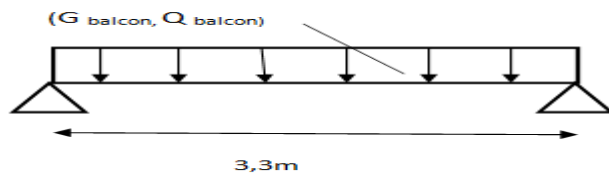


- Type 7

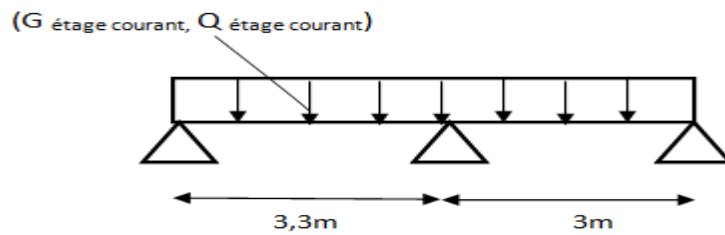


❖ Plancher de 3, 4,5 et 6ème étage courant

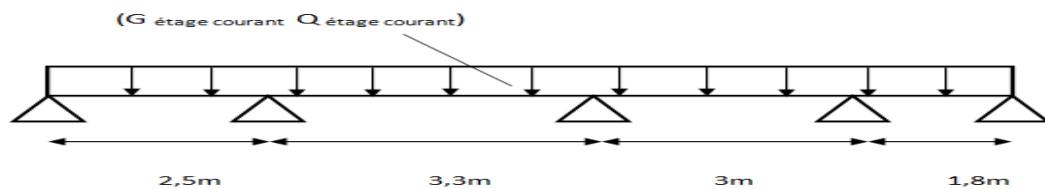
- Type 1



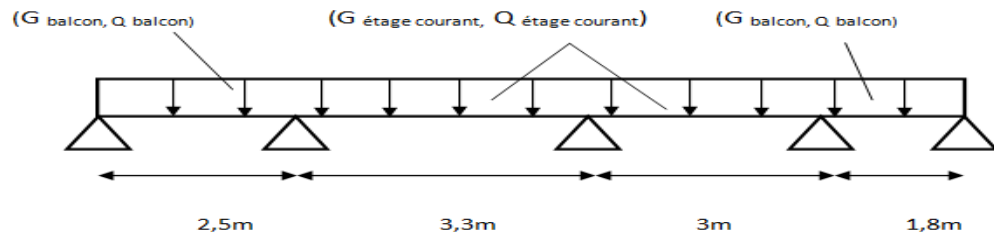
- Type 2



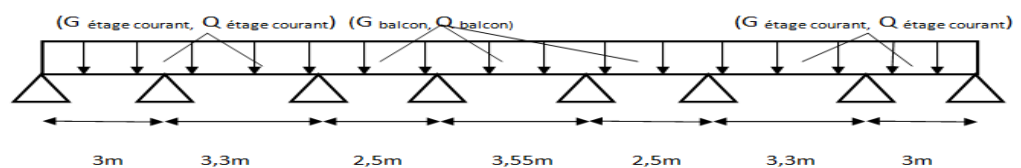
- Type 3



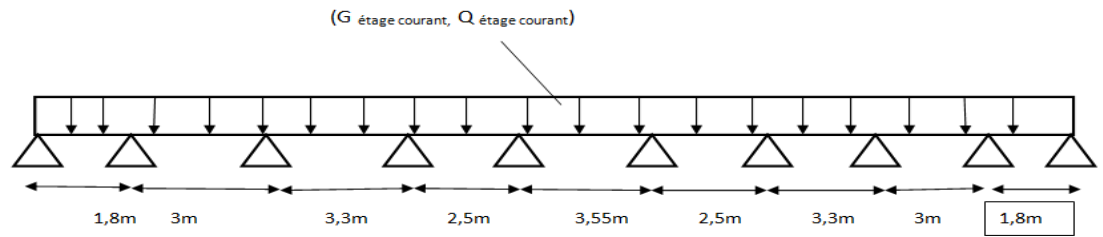
- Type 4



- Type 5

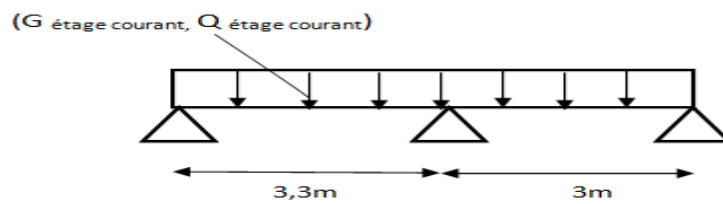


- Type 6

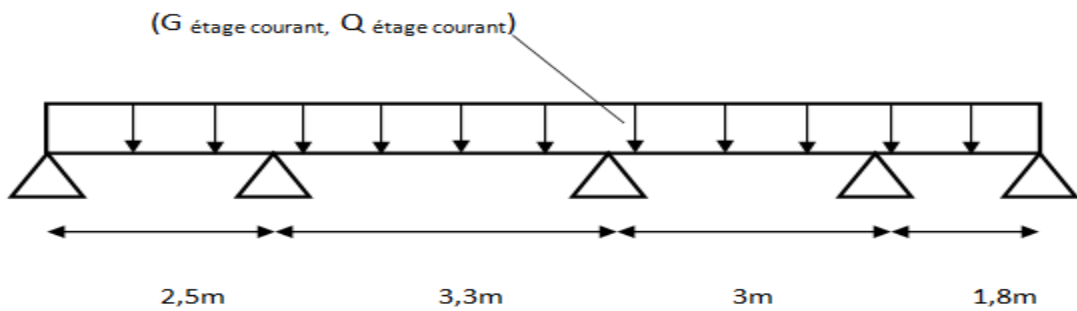


❖ Plancher de 2eme étage courant

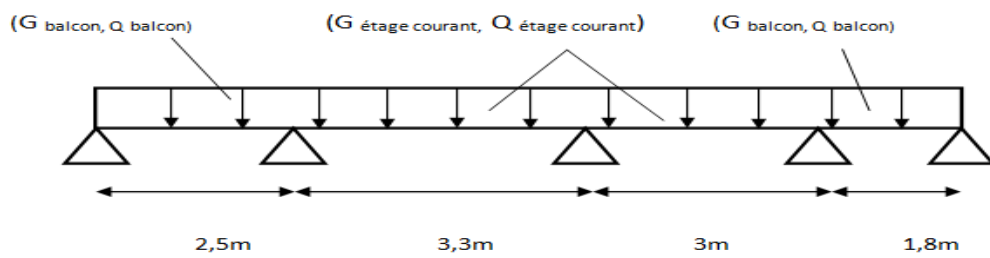
- Type 1



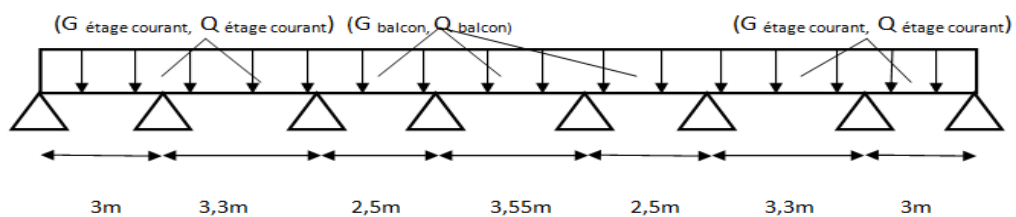
- Type 2



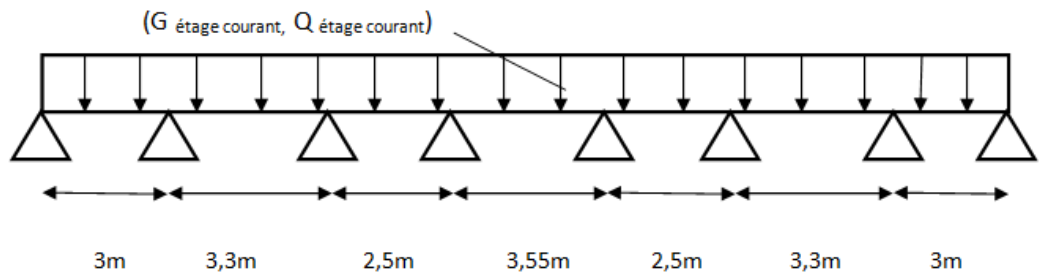
- Type 3



- Type 4

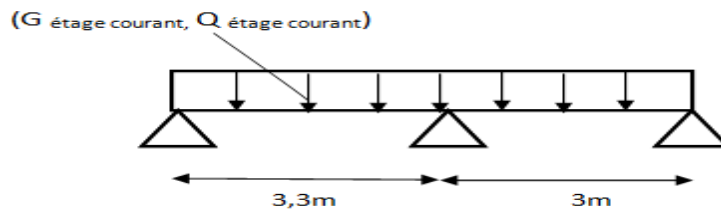


- Type 5

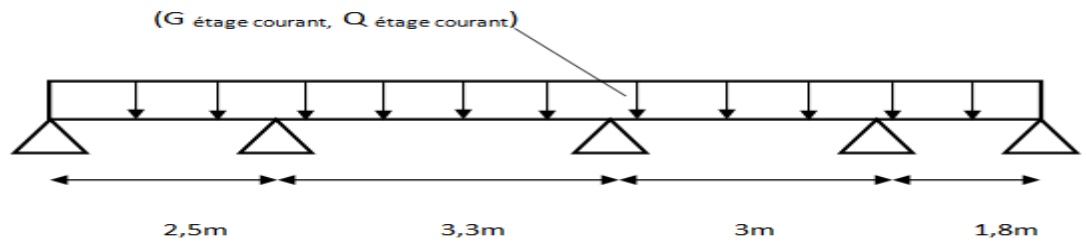


❖ Plancher de 1eme étage courant

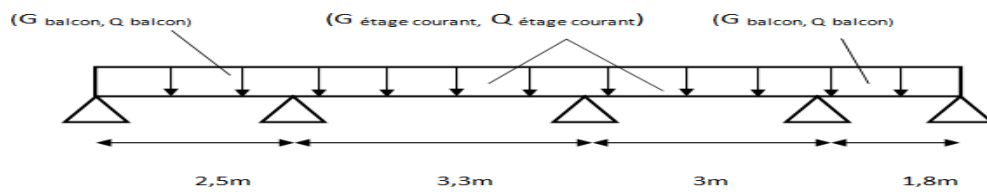
- Type 1



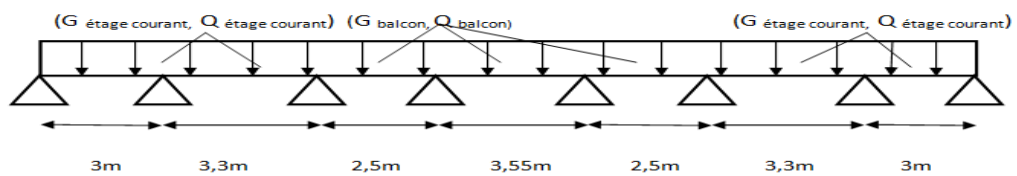
- Type 2



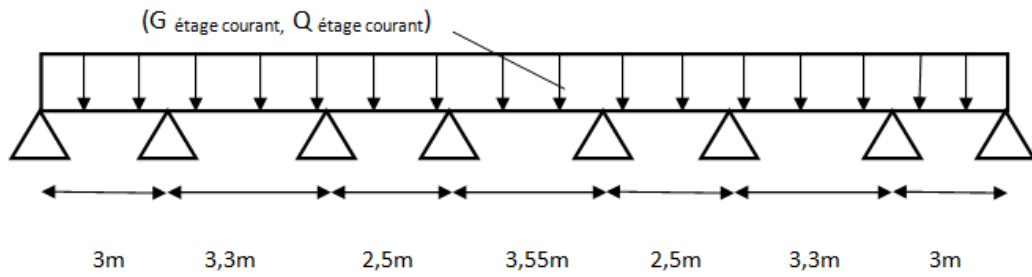
- Type 3



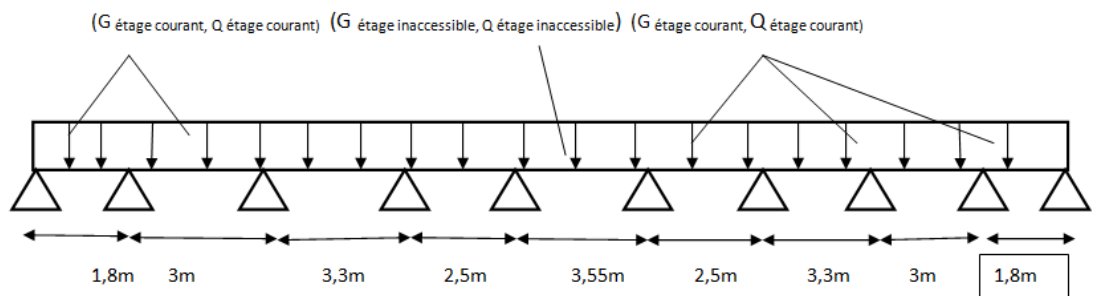
- Type 4



- Type 5

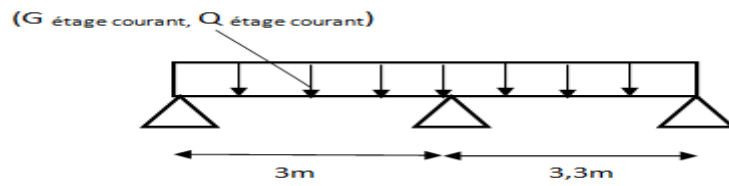


- Type 6

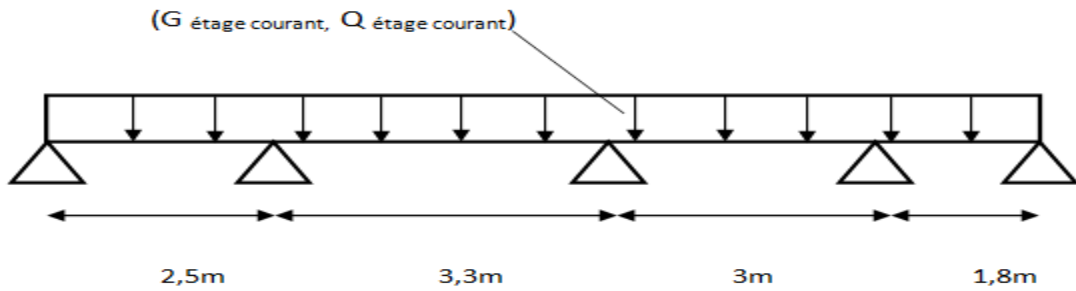


❖ Plancher de RDC

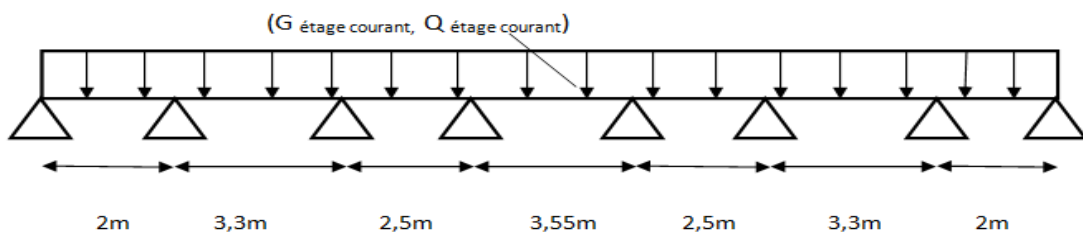
- Type 1



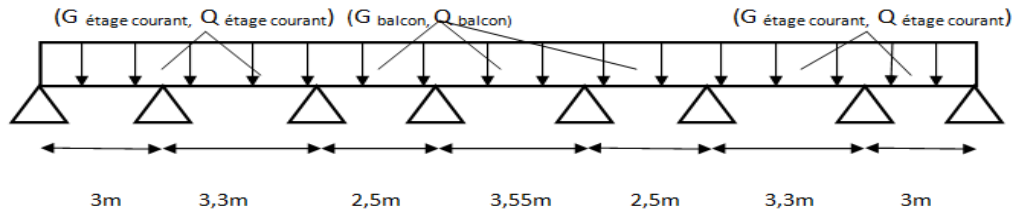
- Type 2



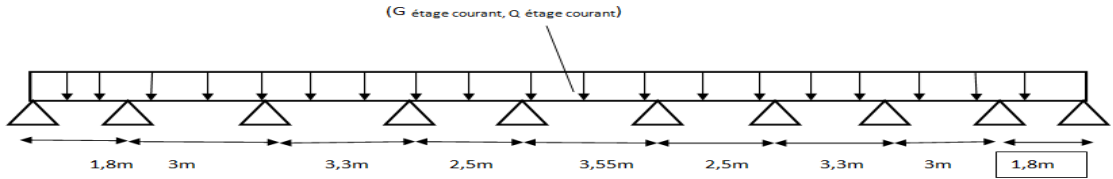
- Type 3



- Type 4



- Type 5



3.2.3 Les charges de poutrelles

Tableau 3-1 Charges supportées par les poutrelles.

| Niveau | G(KN/m ²) | Q (KN/m ²) | b (m) | ELU (KN/ml) (1,35.G+1,5.Q).b | ELS(KN/ml) (G+Q). b |
|-----------------------|-----------------------|------------------------|-------|---------------------------------|------------------------|
| Terrasse inaccessible | 6,63 | 1 | 0,65 | 6,79 | 4,6 |
| Terrasse accessible | 4,62 | 1,5 | 0,65 | 5,52 | 3,98 |
| RDC | 5,5 | 1,5 | 0,65 | 6,29 | 4,55 |
| Etage courant | 5,5 | 1,5 | 0,65 | 6,29 | 4,55 |
| Balcon | 5,5 | 3,5 | 0,65 | 8,24 | 5,85 |

3.2.4 Détermination des efforts internes

- Un exemple de calcul : RDC (type 1)

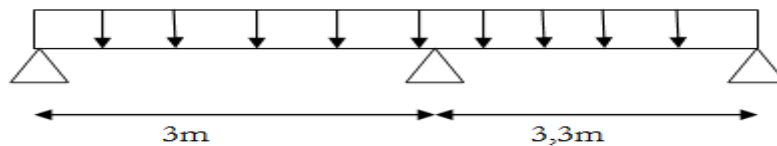


Figure 3-1: Schéma statique de poutrelle type 1 (étage courant)

$$S_{\text{poutrelle}} = (0,65 \times 0,05) + (0,16 \times 0,12) = 0,0517 \text{ m}^2$$

$$P_p = S_{\text{poutrelle}} \times \gamma_{\text{béton}} = 0,0517 \times 25 = 1,29 \text{ KN/m}$$

Avec :

P_p : poids propre de poutrelle

➤ **ELU**

$$q_u = b(1,35G + P_p + 1,5 \cdot Q)$$

$$q_u = 0,65((1,35 \times 5,5) + 1,29 + 1,5 \times 1,5) = 7,42 \text{ KN/m}$$

➤ **ELS**

$$q_s = b(G + P_p + Q)$$

$$q_s = 0,65(5,5 + 1,29 + 1,5) = 5,39 \text{ KN/m}$$

❖ **Méthodes de trois moments**

L'équation des trois moments s'écrit :

$$M_{i-1} l_{i-1} + 2(l_{i-1} + l_i) M_i + M_{i+1} l_i + 6A_i = 0$$

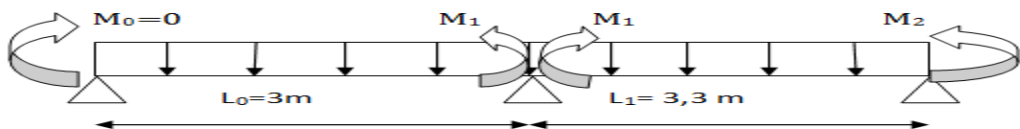
Avec : $A_i = R_{ig} + R_{id}$

➤ **ELU**

- **Calcul du moment en appui**

- Travée 0-1-2 :

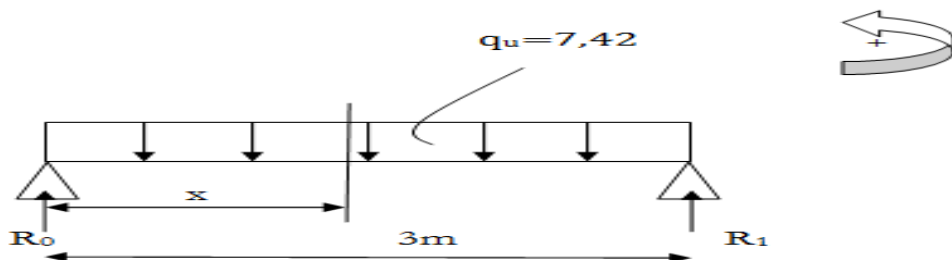
$$q_u = 7,42 \text{ KN/m}$$



$$M_0 l_0 + 2(l_0 + l_1) M_1 + M_2 l_1 + 6A_1 = 0$$

$$2 \times (3 + 3,3) \times M_1 + 6A_1 = 0 \quad \text{Car } M_0 = M_2 = 0$$

$$12,6M_1 + 6A_1 = 0$$



Avec : $A_1 = R_{1d} + R_1$

$$\sum M_{/1} = 0 \rightarrow -R_{0d}(3) + 7,42 \times \left(\frac{3}{2}\right)^2 = 0$$

$$R_{0d} = 11,13 \text{ KN}$$

$$R_{1g} = 11,13 \text{ KN}$$

- $0 \leq x \leq 3\text{m}$

$$M_{(x)} = R_0x - \frac{q_u X^2}{2} = R_0x - \frac{7,42 \times X^2}{2} = 11,13x - 3,71x^2$$

$$M_{(0)} = 0$$

$$M_{(3)} = 0$$

$$M'_{(x)} = 11,13x - 7,42x$$

$$M'_{(x)} = 0 \rightarrow x = 1,5$$

$$M_{(\text{max})} = M(1,5) = 8,348 \text{ KN.m}$$

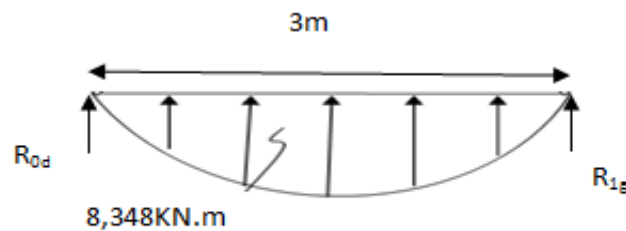
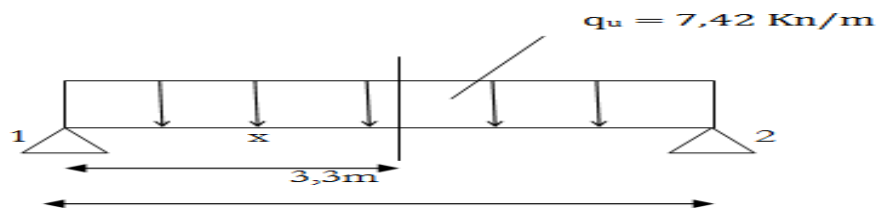


Figure 3-2 Diagrammes des moments de poutrelle type 1 (RDC) à ELU

$$\sum M_{/0} = 0 \rightarrow R_{1g}(3) - \frac{2}{3} \times 3 \times 8,348 \times \frac{3}{2} = 0$$

$$R_{1g} = 8,348 \text{ KN}$$

$$R_{1d} = ?$$



$$\sum M_{/2} = 0 \rightarrow -R_{1d}(3,3) + 7,42 \times \frac{3,3^2}{2} = 0$$

$$R_{1d} = 12,243 \text{ KN}$$

$$R_{2g} = 12,243 \text{ KN}$$

- $0 \leq x \leq 3,3\text{m}$

$$M_{(x)} = R_{1g}x - \frac{q_u X^2}{2} = 12,243x - \frac{7,42 \times X^2}{2} = 12,243x - 3,71x^2$$

$$M_{(0)} = 0$$

$$M_{(3,3)} = 0$$

$$M'_{(x)} = 12,243x - 7,42x$$

$$M'_{(x)} = 0 \rightarrow x = 1,65$$

$$M_{(\text{max})} = M(1,65) = 10,10 \text{ KN.m}$$

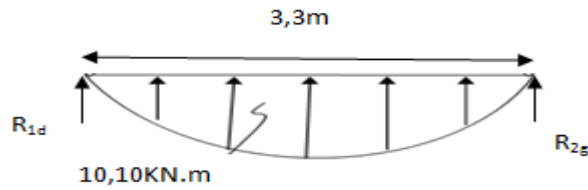


Figure 3-3 Diagrammes des moments de poutrelle type 1 (RDC) à ELU

$$\sum M_{/2} = 0 \rightarrow -R_{1d}(3,3) + \frac{2}{3} \times 3,3 \times 10,10 \times \frac{3,3}{2} = 0$$

$$R_{1d} = 11,11 \text{ KN}$$

$$R_{2g} = 11,11 \text{ KN}$$

$$A_1 = R_{1g} + R_{1d}$$

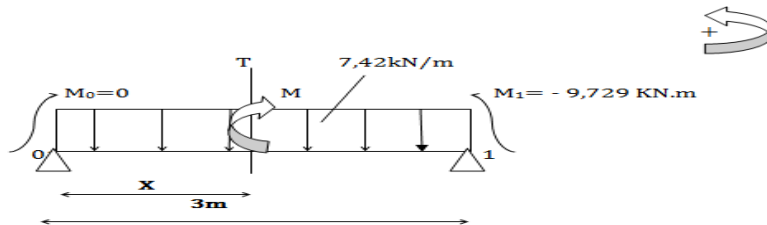
$$A_1 = 11,11 + 8,348 \Rightarrow A_1 = 19,458 \text{ KN}$$

$$\text{On a : } 12,6M_1 + 6A_1 = 0$$

$$M_1 = \frac{-6 \cdot (19,458)}{12,6} = -9,265 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments et des efforts tranchants :

- Travée 0-1 :



$$\sum M_{/1} = 0 \rightarrow -R_0(3) + 7,42 \times \frac{3^2}{2} + (-9,729) = 0$$

$$R_0 = 7,887 \text{ KN}$$

- $0 \leq x \leq 3\text{m}$

$$M_{(x)} = 7,887x - 3,71x^2$$

$$M_{(0)} = 0$$

$$M_{(3)} = -9,729 \text{ KN.m}$$

$$M'_{(x)} = 7,887x - 7,42x$$

$$M'_{(x)} = 0 \rightarrow x = 1,06$$

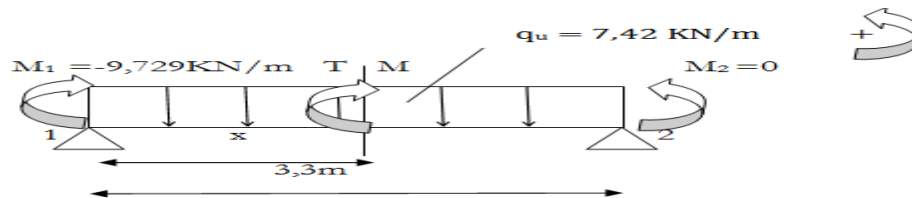
$$M_{(\text{max})} = M(1,06) = 4,192 \text{ KN.m}$$

$$T_{(x)} = R_0 - 7,42 x = 7,887 - 7,42x$$

$$T_{(0)} = 7,887\text{KN}$$

$$T_{(3)} = -14,171,729\text{KN}$$

- Travée 0-2



$$\sum M_{/2} = 0 \rightarrow -R_1(3,3) + 7,42 \times \frac{3,3^2}{2} + (-9,729) = 0$$

$$R_1 = 15,191\text{KN}$$

▪ $0 \leq x \leq 3,3\text{m}$

$$M_{(x)} = R_1 x - 7,42 \times \frac{x^2}{2} - 9,729$$

$$M_{(0)} = -9,729 \text{ KN.m}$$

$$M_{(3,3)} = -6.10^{-4} \text{ KN.m.}$$

$$M'_{(x)} = 15,191 - 7,42x$$

$$M'_{(x)} = 0 \rightarrow x = 2,05$$

$$M_{(\text{max})} = M(2,05) = 5,82 \text{ KN.m}$$

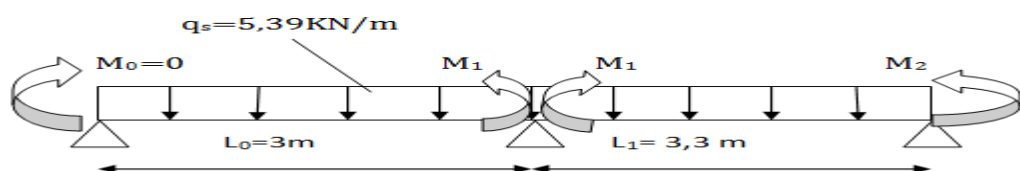
$$T_{(x)} = R_0 - 7,42 x = 15,191 - 7,42x$$

$$T_{(0)} = 15,191\text{KN}$$

$$T_{(3,3)} = -9,295\text{KN}$$

➤ ELS

- Calcul du moment en appui

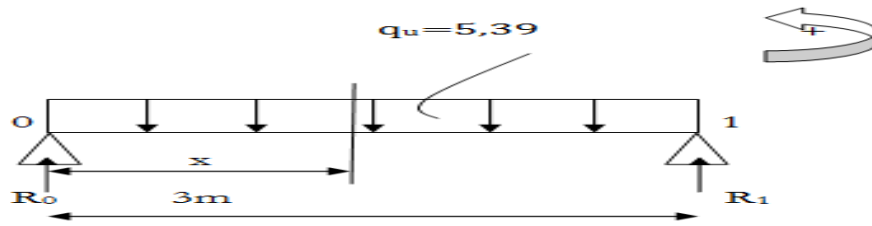


$$M_0 l_0 + 2(l_0 + l_1) M_1 + M_2 l_1 + 6A_1 = 0$$

$$2 \times (3 + 3,3) \times M_1 + 6A_1 = 0 \quad \text{Car } M_0 = M_2 = 0$$

$$12,6M_1 + 6A_1 = 0$$

$$\text{Avec : } A_1 = R_{1d} + R_{1g}$$



$$\sum M_{/1} = 0 \rightarrow -R_{0d}(3) + 5,39 \times \left(\frac{3}{2}\right)^2 = 0$$

$$R_{0d} = 8,085 \text{ KN}$$

$$R_{1g} = 8,085 \text{ KN}$$

▪ $0 \leq x \leq 3$

$$M_{(x)} = R_{0d} \cdot x - \frac{q_{sx}x^2}{2} = R_{0d} \cdot x - \frac{5,39x^2}{2} = 8,085 \cdot x - 2,695 \cdot x^2$$

$$M_{(0)} = 0$$

$$M_{(3)} = 0$$

$$M'_{(x)} = 8,085x - 5,39x$$

$$M'_{(x)} = 0 \rightarrow x = 1,5$$

$$M_{(\max)} = M(1,5) = 6,064 \text{ KN.m}$$

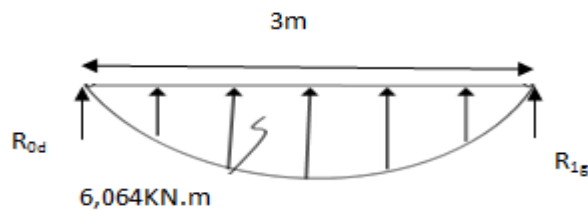
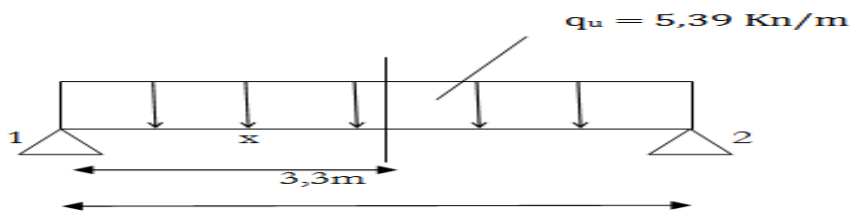


Figure 3-4 Diagrammes des moments de poutrelle type 1 (RDC) à ELS

$$\sum M_{/0} = 0 \rightarrow R_{1g}(3) - \frac{2}{3} \times 3 \times 6,064 \times \frac{3}{2} = 0$$

$$R_{1g} = 6,064 \text{ KN}$$

$$R_{1d} = ?$$



$$\sum M_{/2} = 0 \rightarrow -R_{1d}(3,3) + 5,39 \times \frac{3,3^2}{2} = 0$$

$$R_{1d} = 8,894 \text{ KN}$$

$$R_{2g} = 8,894 \text{ KN}$$

- $0 \leq x \leq 3,3\text{m}$

$$M_{(x)} = R_{1g}x - \frac{q_{sx^2}}{2} = 8,894x - \frac{5,39x^2}{2} = 8,894x - 2,695x^2$$

$$M_{(0)} = 0$$

$$M_{(3,3)} = 1,65 \times 10^{-3} \text{KN.m}$$

$$M'_{(x)} = 8,894x - 5,39x$$

$$M'_{(x)} = 0 \rightarrow x = 1,65$$

$$M_{(\text{max})} = M(1,65) = 7,338 \text{KN.m}$$

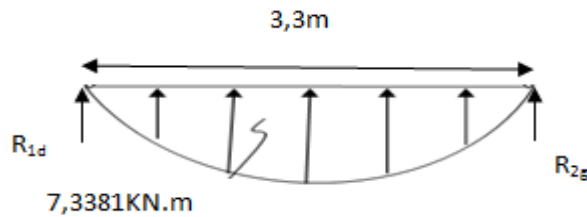


Figure 3-5 Diagrammes des moments de poutrelle type 1 (RDC) à ELS.

$$\sum M_{/2} = 0 \rightarrow -R_{1d}(3,3) + \frac{2}{3} \times 3,3 \times 7,338 \times \frac{3,3}{2} = 0$$

$$R_{1d} = 8,072 \text{KN}$$

$$R_{2g} = 8,072 \text{KN}$$

$$A_1 = R_{1g} + R_{1d}$$

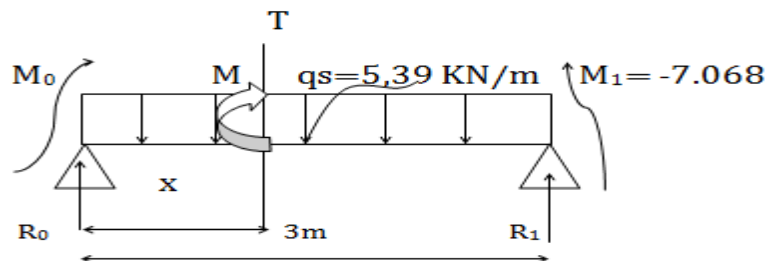
$$A_1 = 8,072 + 6,064 \Rightarrow A_1 = 14,136 \text{KN}$$

$$\text{On a : } 12,6M_1 + 6A_1 = 0$$

$$M_1 = \frac{-6 \cdot (14,136)}{12,6} = -7,068 \text{KN.m}$$

- Calcul des moments et des efforts tranchants :

- Travée 0-1 :



$$\sum M_{/1} = 0 \rightarrow -R_0(3) + 5,39 \times \left(\frac{3}{2}\right)^2 + (-7,068) = 0$$

$$R_0 = 5,729 \text{KN}$$

▪ $0 \leq x \leq 3\text{m}$

$$M_{(x)} = 5,729x - 2,695x^2$$

$$M_{(0)} = 0$$

$$M_{(3)} = -7,068\text{KN.m}$$

$$M'_{(x)} = 5,729 - 5,39x$$

$$M'_{(x)} = 0 \rightarrow x = 1,06$$

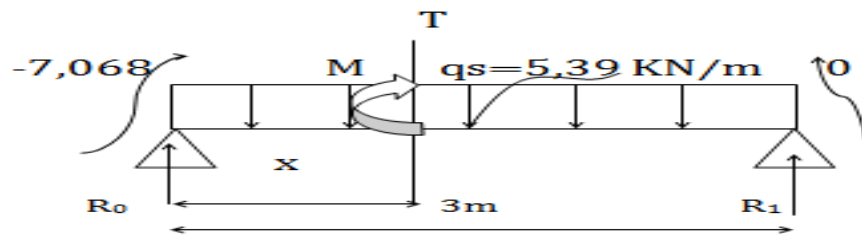
$$M_{(\text{max})} = M(1,06) = 3,045 \text{ KN.m}$$

$$T_{(x)} = R_0 - 5,39 x = 5,729 - 5,39x$$

$$T_{(0)} = 5,729\text{KN}$$

$$T_{(3)} = -10,441\text{KN}$$

Travée 0-2



$$\sum M_{/2} = 0 \rightarrow -R_1(3,3) + 5,39 \times \left(\frac{3,3}{2}\right)^2 + (-7,068) = 0$$

$$R_1 = 11,035\text{KN}$$

▪ $0 \leq x \leq 3,3\text{m}$

$$M_{(x)} = 11,035 \cdot x - 5,39 \frac{x^2}{2} - 7,68$$

$$M_{(0)} = -7,068 \text{ KN.m}$$

$$M_{(3,3)} = -1,05 \cdot 10^{-3} \text{ KN.m}$$

$$M'_{(x)} = 11,035x - 5,39x$$

$$M'_{(x)} = 0 \rightarrow x = 2,05$$

$$M_{(\text{max})} = M(2,05) = 4,23 \text{ KN.m}$$

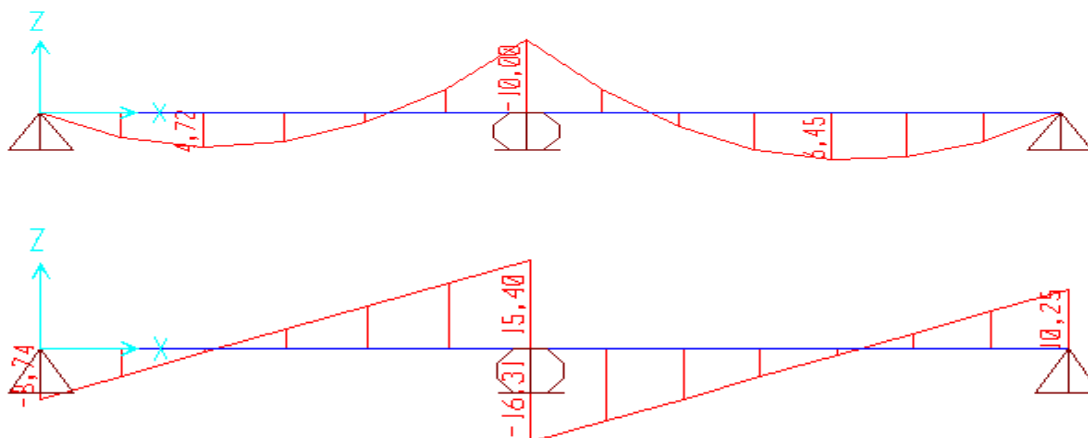
$$T_{(x)} = R_0 - 5,39 x$$

$$T_{(0)} = 11,035\text{KN}$$

$$T_{(3,3)} = -6,752\text{KN}$$

Les résultats obtenus par le logiciel SAP 2000 sont représentés dans les schémas ci-après :

➤ ELU



➤ ELS

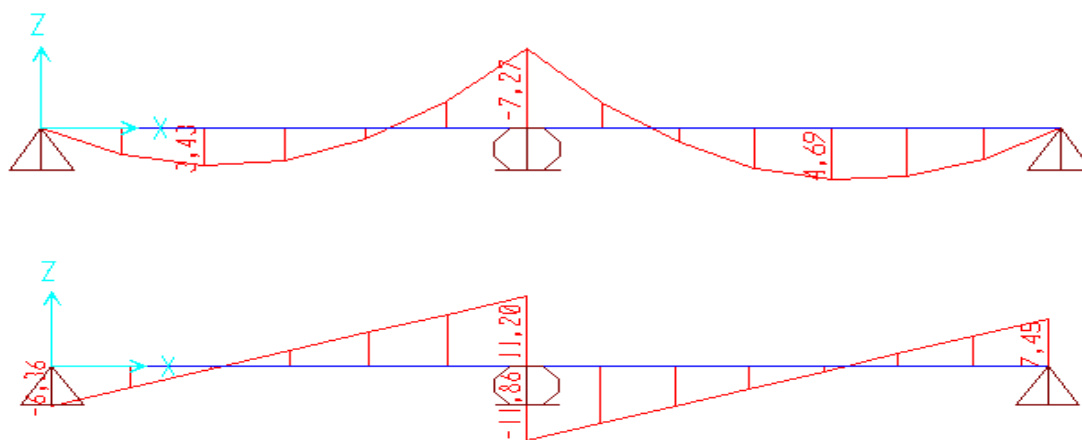


Figure 3-6 Diagrammes des moments et l'effort tranchant des poutrelles type 1 (RDC)

❖ Moments et efforts tranchants des poutrelles

Les résultats obtenus par le logiciel SAP200 sont représentés dans les tableaux ci-après :

➤ Plancher de terrasse inaccessible

Tableau 3-2: récapitulatif des Moments et efforts tranchants de Plancher de terrasse inaccessible.

| | ELU | | | ELS | | |
|--------------|-------------------------|-------|-------------------------|-------------------------|-------|-------------------------|
| | M _{max} (KN/m) | | T _{max} (KN/m) | M _{max} (KN/m) | | T _{max} (KN/m) |
| | Travée | Appui | | Travée | Appui | |
| Type1 | 6,84 | 10,61 | 17,3 | 5,01 | 7,77 | 11,97 |
| Type2 | 3,96 | 7,57 | 14,17 | 2,90 | 5,54 | 10,26 |
| Type3 | 5,11 | 6,89 | 14,31 | 3,7 | 5,05 | 10,38 |
| Type4 | 5,06 | 7,98 | 14,73 | 3,66 | 5,87 | 10,79 |

➤ Plancher de 8eme étage courant

Tableau 3-3récapitulatif des Moments et efforts tranchants de Plancher de 8ème étage courant.

| | ELU | | | ELS | | |
|--------------|-------------------------|-------|-------------------------|-------------------------|-------|-------------------------|
| | M _{max} (KN/m) | | T _{max} (KN/m) | M _{max} (KN/m) | | T _{max} (KN/m) |
| | Travée | Appui | | Travée | Appui | |
| Type1 | 8,01 | 12,48 | 20,26 | 5,73 | 8,89 | 14,49 |
| Type2 | 6,45 | 10 | 16,31 | 4,69 | 7,27 | 11,86 |
| Type3 | 3,74 | 7,13 | 13,35 | 2,72 | 5,19 | 10,39 |
| Type4 | 4,45 | 7,62 | 15,55 | 3,17 | 5,5 | 11,14 |
| Type5 | 6,96 | 8,79 | 17,15 | 4,99 | 6,29 | 12,70 |
| Type6 | 5,77 | 5,57 | 14,28 | 4,20 | 5,51 | 10,34 |

➤ Plancher de 7eme étage courant

Tableau 3-4: récapitulatif des Moments et efforts tranchants de Plancher de 7eme étage courant.

| | ELU | | | ELS | | |
|--------------|-------------------------|-------|-------------------------|-------------------------|-------|-------------------------|
| | M _{max} (KN/m) | | T _{max} (KN/m) | M _{max} (KN/m) | | T _{max} (KN/m) |
| | Travée | Appui | | Travée | Appui | |
| Type1 | 9,78 | 0 | 13,04 | 6,96 | 0 | 9,28 |
| Type2 | 8,01 | 12,48 | 20,26 | 5,73 | 8,89 | 14,49 |
| Type3 | 6,45 | 10 | 16,31 | 4,89 | 7,27 | 11,86 |
| Type4 | 3,74 | 7,13 | 13,35 | 2,72 | 5,19 | 10,39 |
| Type5 | 4,45 | 7,62 | 15,55 | 3,17 | 5,5 | 11,14 |
| Type6 | 6,96 | 8,79 | 17,15 | 4,99 | 6,29 | 12,70 |
| Type7 | 5,77 | 7,57 | 14,28 | 4,20 | 5,51 | 10,34 |

➤ Plancher du 3ème, 4ème, 5ème et 6ème étage courant

Tableau 3-5 récapitulatif des Moments et efforts tranchants de plancher de 3, 4,5 et 6ème étage courant.

| | ELU | | | ELS | | |
|--------------|-------------------------|-------|-------------------------|-------------------------|-------|-------------------------|
| | M _{max} (KN/m) | | T _{max} (KN/m) | M _{max} (KN/m) | | T _{max} (KN/m) |
| | Travée | Appui | | Travée | Appui | |
| Type1 | 9,78 | 0 | 13,03 | 6,96 | 0 | 9,28 |
| Type2 | 6,45 | 10 | 16,31 | 4,69 | 7,27 | 11,86 |
| Type3 | 3,74 | 7,13 | 13,35 | 2,72 | 5,19 | 10,39 |
| Type4 | 4,45 | 7,62 | 15,55 | 3,17 | 5,5 | 11,14 |
| Type5 | 6,96 | 8,79 | 17,15 | 4,99 | 6,29 | 12,70 |
| Type6 | 5,77 | 5,57 | 14,28 | 4,20 | 5,51 | 10,34 |

➤ Plancher de 2eme étage courant

Tableau 3-6 récapitulatif des Moments et efforts tranchants de Plancher de 2ème étage courant.

| | ELU | | | ELS | | |
|--------------|-------------------------|-------|-------------------------|-------------------------|-------|-------------------------|
| | M _{max} (KN/m) | | T _{max} (KN/m) | M _{max} (KN/m) | | T _{max} (KN/m) |
| | Travée | Appui | | Travée | Appui | |
| Type1 | 6,45 | 10 | 16 ,31 | 4,96 | 7,27 | 11,86 |
| Type2 | 3,74 | 7 ,13 | 13,35 | 2,72 | 5,19 | 9,71 |
| Type3 | 4,45 | 7,62 | 15,55 | 3,17 | 5,50 | 11,14 |
| Type4 | 6,96 | 8,79 | 17,15 | 4,99 | 6,29 | 12,70 |
| Type5 | 5,77 | 7,57 | 14,28 | 4,20 | 5,51 | 10,39 |

➤ Plancher de 1ere étage courant

Tableau 3-7 récapitulatif des Moments et efforts tranchants de Plancher de 1ere étage courant.

| | ELU | | | ELS | | |
|---------------|-------------------------|-------|-------------------------|-------------------------|-------|-------------------------|
| | M _{max} (KN/m) | | T _{max} (KN/m) | M _{max} (KN/m) | | T _{max} (KN/m) |
| | Travée | Appui | | Travée | Appui | |
| Type 1 | 6,45 | 10 | 16 ,31 | 4,69 | 7,27 | 11,86 |
| Type 2 | 3,74 | 7 ,13 | 13,35 | 2,72 | 5,19 | 9,71 |
| Type 3 | 4,45 | 7,62 | 15,55 | 3,17 | 5,50 | 11,14 |
| Type 4 | 6,96 | 8,79 | 17,15 | 4,99 | 6,29 | 12,7 |
| Type 5 | 5,77 | 7,57 | 14,28 | 4,20 | 5,51 | 10,39 |
| Type 6 | 6,18 | 7,6 | 15,16 | 4,33 | 5,53 | 11,1 |

➤ Plancher de RDC

Tableau 3-8 récapitulatif des Moments et efforts tranchants de Plancher de RDC.

| | ELU | | | ELS | | |
|--------------|-------------------------|-------|-------------------------|-------------------------|-------|-------------------------|
| | M _{max} (KN/m) | | T _{max} (KN/m) | M _{max} (KN/m) | | T _{max} (KN/m) |
| | Travée | Appui | | Travée | Appui | |
| Type1 | 6,45 | 10 | 16,31 | 4,96 | 7,27 | 11,86 |
| Type2 | 3,74 | 7,13 | 13,35 | 2,72 | 5,19 | 9,71 |
| Type3 | 5,82 | 6,86 | 14,28 | 4,23 | 4,99 | 10,39 |
| Type4 | 6,96 | 8,79 | 17,15 | 4,99 | 6,29 | 12,7 |
| Type5 | 5,77 | 7,57 | 14,28 | 4,20 | 5,51 | 10,39 |

3.2.5 Ferrailage des poutrelles

On prend « Type1 » comme un exemple de calcul au niveau du plancher RDC.

3.2.5.1 Armatures longitudinales :

❖ ELU

• En travée :

$$M_{max} = 6,45 \text{ KN.m} = 0,00645 \text{ MN.m}$$

➤ Moment qui équilibre la table

$$M_t = b \cdot h_0 f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

Avec : $b = 0,65 \text{ m}$; $h_0 = 0,05 \text{ m}$; $h = 0,21 \text{ m}$; $d = 0,189 \text{ m}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$

$$M_t = 0,65 \times 0,05 \times 14,17 \times \left(0,189 - \frac{0,05}{2} \right) = 0,0755 \text{ MN.m}$$

$M_{max} < M_t$: Donc, la table n'est pas entièrement comprimée ce qui veut dire que l'axe neutre se trouve dans la table.

On considère notre section (Section **Te**) comme section rectangulaire de hauteur (h) et de Largeur (b) dans les calculs des armatures.

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,00645}{0,65 \times 0,189^2 \times 14,17} = 0,019$$

$\mu_u < \mu_R = 0,392 \Rightarrow$. Les armatures comprimées ne sont pas nécessaire.

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,025$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0,187m.$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400/1,15 = 347,826 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{0,00645}{0,187 \times 347,826} = 0,99 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } A_{st} = 2T10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

▪ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq [(0,23 \text{ b. d. } f_{t28}/f_e)]$$

$$A_{st} \geq [(0,23 \times 0,65 \times 0,189 \times 2.1/400)]$$

$$A_{st} \geq \max[1,48 \times 10^{-4}]$$

$$A_{st} > 1.48 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

• **En Appui**

$$M_{max} = 10 \text{ KN.m} = 0,010 \text{ MN.m}$$

$$M_t = b \cdot h_0 f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$\text{Avec : } b = 0,65 \text{ m ; } h_0 = 0,05 \text{ m ; } h = 0,21 \text{ m ; } d = 0,189 \text{ m ; } f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$M_t = 0,65 \times 0,05 \times 14,17 \times \left(0,189 - \frac{0,05}{2} \right) = 0,0755 \text{ MN.m}$$

$M_{max} < M_t$: Donc, la table n'est pas entièrement comprimée ce qui veut dire que l'axe neutre se trouve dans la table.

On considère notre section (Section **Te**) comme section rectangulaire de hauteur (h) et de Largeur (b) dans les calculs des armatures.

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0,010}{0,65 \times 0,189^2 \times 14,17} = 0,03$$

$$\mu_u < \mu_R = 0,392 \Rightarrow \text{Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.}$$

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,038$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0,186m.$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400/1,15 = 347,826 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{0,010}{0,186 \times 347,826} = 1,54 \text{ cm}^2$$

Choix : $A_{st} = 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \max[(b \cdot 0.23 \cdot d \cdot f_{t28}/f_e]$$

$$A_{st} \geq \max[(65 \cdot 21)/1000 ; 0.23 \cdot 65 \cdot 18.9 \cdot 2.1/400]$$

$$A_{st} \geq \max[1.365 ; 1.48]$$

$$A_{st} > 1.48 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

❖ : **Vérification à ELS**

Ce type de poutrelle est soumis à des fissurations peu nuisibles et par conséquent On Vérifie que les contraintes dans le béton. Dans ces conditions, la vérification des Contraintes se simplifie comme suite :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

- **En travée :**

$$M_u = 6,45 \text{ KN.m} ; M_s = 4,69 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1,375$$

$$\alpha_{travée} \leq \frac{1,375 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,438$$

$$\Rightarrow \alpha_{travée} = 0,025 < 0,438 \rightarrow \text{C.V}$$

- **En appui :**

$$M_u = 10 \text{ KN.m} ; M_s = 7,27 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1,375$$

$$\alpha_{appui} \leq \frac{1,375 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,438$$

$$\Rightarrow \alpha_{appui} = 0,038 < 0,438 \rightarrow \text{C.V}$$

3.2.5.2 Armatures transversale

A) Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b_0 \times d}$$

Avec : $b_0 = 0,12 \text{ m}$, $d = 0,189 \text{ m}$, $V_u = 16,3 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{0,0163}{0,12 \times 0,189} = 0,719 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u \text{ adm}} = \min(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}) \rightarrow \tau_{u \text{ adm}} = \min(0.33 ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau_{u adm} \text{ Donc C.V}$$

B) Calcul des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{l min}; \frac{b_0}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(0.6; 1.4; 1.2) \rightarrow \phi_t = 6 \text{ mm}$$

$$A_t = 2 * \frac{\pi * 0.6^2}{4} = 0.57 \text{ cm}^2$$

Choix : $A_t = 2T6$

C) Calcul d'espacement des cadres

D'après les règles du RPA 99 v.2003

➤ **Zone nodale :**

$$S_T \leq \min\left(\frac{h_t}{4}; 12\phi_{l min}; 30 \text{ cm}\right)$$

$$S_T \leq 5.25 \text{ cm}$$

On prend $S_T = 5 \text{ cm}$ (min RPA)

➤ **Zone courante :**

$$S'_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow S'_t \leq 10.5 \text{ On prend } \rightarrow S'_t = 10 \text{ cm}$$

D) Vérification au glissement:

➤ **En appuis**

Avec : $M_u = 10 \text{ KN.m}$; $T_u = 16,31 \text{ KN}$

$$T_u - \frac{M_u}{0.9d} \leq 0$$

$$0.01631 - \frac{0.010}{0.9 \times 0.189} = -0.042$$

$$-0.042 \leq 0 \rightarrow \text{C.V}$$

E) Vérification de la flèche

➤ **En appui**

Selon les règles du BAEL 91 : $f \leq f_{adm}$

$$f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{355}{500} = 0.71 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \times A_{st} \times \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2$$

$$I_0 = 0.65 \times \frac{0.21^3}{12} + 15 \times 1,57 \times 10^{-4} \times \left(\frac{0.21}{2} - 0.1 \times 0.21\right)^2$$

$$I_0 = 5,182 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \times \phi}$$

$$\text{Avec : } \varphi = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{1,57 \times 10^{-4}}{0,12 \times 0,189} = 0,0069$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + 3 \times \frac{0,12}{0,65}\right) \times 0,0069} = 5,94$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4\varphi\sigma_{st} + f_{t28}} = 0,686$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} = \frac{1,1 \times 5,182 \times 10^{-4}}{1 + 5,94 \times 0,686} = 1,123 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$f = \frac{M_{ts} \times L^2}{10E_i I_{fi}} = \frac{7,27 \times 10^{-3} \times 3,55^2}{10 \times 32164,2 \times 1,123 \times 10^{-4}} = 0,0025 \text{ m}$$

0,25 cm < 0,71 cm → C.V

❖ **Récapitulatif du ferrailage des poutrelles**

- **Plancher de terrasse inaccessible**

Tableau 3-9 Récapitulatif des ferrillages de plancher terrasse inaccessible.

| | Ferrailage calculé (cm ²) | | Ferrailage choisi (cm ²) | |
|--------------|---------------------------------------|-------|--------------------------------------|--------------------|
| | Travée | Appui | Travée | Appui |
| Type1 | 1,328 | 2,396 | 2T10 = 1,57 | 1T12 + 1T14 = 2,67 |
| Type2 | 0,841 | 1,593 | 2T10 = 1,57 | 1T10 + 1T12 = 1,92 |
| Type3 | 1,077 | 1,431 | 2T10 = 1,57 | 2T10 = 1,57 |
| Type4 | 1,069 | 1,90 | 2T10 = 1,57 | 1T10 + 1T12 = 1,92 |

- Plancher de 8ème étage courant

Tableau 3-10 récapitulatif des ferrailrages de plancher de 8eme étage courant

| | Ferrailage calculé (cm ²) | | Ferrailage choisi (cm ²) | |
|---------------|---------------------------------------|-------|--------------------------------------|--------------------|
| | Travée | Appui | Travée | Appui |
| Type 1 | 1,363 | 2,228 | 2T10 = 1,57 | 2T12 = 2,26 |
| Type 2 | 1,054 | 1,731 | 2T10 = 1,57 | 1T10 + 1T12 = 1,92 |
| Type 3 | 0,704 | 1,190 | 2T10 = 1,57 | 2T10 = 1,57 |
| Type 4 | 1,012 | 1,565 | 2T10 = 1,57 | 2T10 = 1,57 |
| Type 5 | 1,653 | 1,894 | 1T10 + 1T12 = 1,92 | 1T10 + 1T12 = 1,92 |
| Type 6 | 1,216 | 1,594 | 2T10 = 1,57 | 1T10 + 1T12 = 1,92 |

- Plancher de 7ème étage courant

Tableau 3-11 Récapitulatif des ferrailrages de plancher de 7eme étage courant.

| | Ferrailage calculé (cm ²) | | Ferrailage choisi (cm ²) | |
|---------------|---------------------------------------|-------|--------------------------------------|--------------------|
| | Travée | Appui | Travée | Appui |
| Type 1 | 2,110 | 1,042 | 2T12= 2,26 | 2T10 = 1,57 |
| Type 2 | 1,363 | 2,228 | 2T10 = 1,57 | 2T12 = 2,26 |
| Type 3 | 1,054 | 1,731 | 2T10 = 1,57 | 1T10 + 1T12 = 1,92 |
| Type 4 | 0,704 | 1,190 | 2T10 = 1,57 | 2T10 = 1,57 |
| Type 5 | 1,012 | 1,565 | 2T10 = 1,57 | 2T10 = 1,57 |
| Type 6 | 1,653 | 1,894 | 1T10 + 1T12 = 1,92 | 1T10 + 1T12 = 1,92 |
| Type 7 | 1,216 | 1,594 | 2T10 = 1,57 | 1T10 + 1T12 = 1,92 |

- Plancher de 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème} et 6^{ème} étage courant

Tableau 3-12 récapitulatif des ferraillements de plancher de 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème} et 6^{ème} étage courant.

| | Ferraillement calculé (cm ²) | | Ferraillement choisi (cm ²) | |
|---------------|--|-------|---|--------------------|
| | Travée | Appui | Travée | Appui |
| Type1 | 2,110 | 1,042 | 2T12 = 2,26 | 2T10 = 1,57 |
| Type2 | 1,054 | 1,731 | 2T10 = 1,57 | 1T10 + 1T12 = 1,92 |
| Type 3 | 0,704 | 1,190 | 2T10 = 1,57 | 2T10 = 1,57 |
| Type 4 | 1,012 | 1,565 | 2T10 = 1,57 | 2T10 = 1,57 |
| Type 5 | 1,653 | 1,894 | 1T10 + 1T12 = 1,92 | 1T10 + 1T12 = 1,92 |
| Type 6 | 1,216 | 1,594 | 2T10 = 1,57 | 1T10 + 1T12 = 1,92 |

- Plancher de 2^{ème} étage courant

Tableau 3-13 récapitulatif des ferraillements de plancher de 2^{ème} étage courant.

| | Ferraillement calculé (cm ²) | | Ferraillement choisi (cm ²) | |
|---------------|--|-------|---|--------------------|
| | Travée | Appui | Travée | Appui |
| Type 1 | 1,054 | 1,731 | 2T10 = 1,57 | 2T12 = 2,26 |
| Type 2 | 0,704 | 1,190 | 2T10 = 1,57 | 2T10 = 1,57 |
| Type 3 | 1,012 | 1,565 | 2T10 = 1,57 | 2T10 = 1,57 |
| Type 4 | 1,653 | 1,894 | 1T10 + 1T12 = 1,92 | 1T10 + 1T12 = 1,92 |
| Type 5 | 1,216 | 1,594 | 2T10 = 1,57 | 1T10 + 1T12 = 1,92 |

• Plancher de 1ere étage courant

Tableau 3-14 récapitulatif des ferrailages de plancher de 1ere étage courant.

| | Ferrailage calculé (cm ²) | | Ferrailage choisi (cm ²) | |
|---------------|---------------------------------------|-------|--------------------------------------|--------------------|
| | Travée | Appui | Travée | Appui |
| Type 1 | 1,054 | 1,731 | 2T10 = 1,57 | 2T12 = 2,26 |
| Type 2 | 0,704 | 1,190 | 2T10 = 1,57 | 2T10 = 1,57 |
| Type 3 | 1,01 2 | 1,565 | 2T10 = 1,57 | 2T10 = 1,57 |
| Type 4 | 1,653 | 1,894 | 1T10 + 1T12 = 1,92 | 1T10 + 1T12 = 1,92 |
| Type 5 | 1,216 | 1,594 | 2T10 = 1,57 | 1T10 + 1T12 = 1,92 |
| Type 6 | 1,046 | 1,275 | 2T10 = 1,57 | 2T10 = 1,57 |

• Plancher de RDC

Tableau 3-15 récapitulatif des ferrailages de plancher de RDC.

| | Ferrailage calculé (cm ²) | | Ferrailage choisi (cm ²) | |
|---------------|---------------------------------------|-------|--------------------------------------|--------------------|
| | Travée | Appui | Travée | Appui |
| Type 1 | 1,054 | 1,731 | 2T10 = 1,57 | 2T12 = 2,26 |
| Type 2 | 0,704 | 1,190 | 2T10 = 1,57 | 2T10 = 1,57 |
| Type 3 | 1,224 | 1,424 | 2T10 = 1,57 | 2T10 = 1,57 |
| Type 4 | 1,653 | 1,894 | 1T10 + 1T12 = 1,92 | 1T10 + 1T12 = 1,92 |
| Type 5 | 1,216 | 1,594 | 2T10 = 1,57 | 1T10 + 1T12 = 1,92 |

A) Calcule la longueur d'ancrage

$$\text{La longueur d'ancrage : } L \geq l_2 + r + \frac{\emptyset}{2}$$

Avec :

r : Rayon de courbure $\rightarrow r = 5,5 \times \emptyset$ pour les aciers (HA)

\emptyset : Diamètre d'armature.

$$l_2 = l_s - (\alpha \times l_1) - (\beta \times r)$$

(l_1 ; l_2) : Longueurs rectilignes

l_s : Longueur de scellement droit.

$$l_s = \frac{\emptyset}{4} \times \frac{f_e}{\tau_s}$$

avec τ_s : Contrainte d'adhérence $\rightarrow \tau_s = 0,6 (\chi)^2 f_{tj}$

$\chi = 1,5$ pour les aciers (HA).

On adopte un ancrage courbe ($\theta = 120^\circ$) $\rightarrow (\alpha = 2,31)$; ($\beta = 3,28$) ; ($l_1 = 8 \times \emptyset$) ;

(Fe = 400 MPa) ; ($f_{t28} = 2,1$ MPa)

Tableau 3-16 la longueur calculée et choisis de l'ancrage pour chaque type d'acier

| \emptyset (mm) | l_s (mm) | l_1 (mm) | r (mm) | l_2 (mm) | L calculé (mm) | L choisis (mm) |
|------------------|------------|------------|--------|------------|----------------|----------------|
| Ø10 | 352,733 | 80 | 55 | -12,46=0 | 60 | 200 |
| Ø12 | 423,280 | 96 | 66 | -14,959 =0 | 72 | 200 |
| Ø14 | 493,827 | 112 | 77 | -17,453=0 | 84 | 200 |

3.2.6 Ferrailage de la dalle de compression

D'après le règlement CBA :

La dalle de compression a une épaisseur de 5cm armée par treillis soudés de diamètre $\emptyset 5$ mm, dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- ✓ 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ✓ 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

❖ Pour les armatures perpendiculaires aux nervures

$$A_1 \geq \frac{4 \cdot L}{f_e}$$

Avec : $f_e = 500$ MPa ; $L = 65$ cm

$$\Rightarrow A_1 \geq 0,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

❖ Pour les armatures parallèles aux nervures

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc : On adopte un treillis soudé de $\emptyset 5$ et un espacement $(15 \times 15) \text{ cm}^2$.

Les deux coupes en appui et en travée, sont illustrées sur les deux figures suivantes :

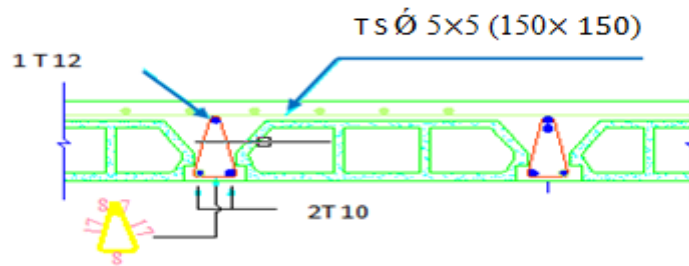


Figure 3-7 Coupe en travée (Type 1 RDC).

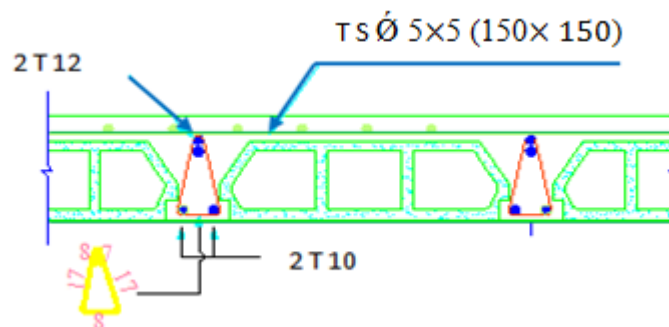


Figure 3-8 Coupe en appui (Type 1 RDC).

3.3 L'acrotère

Élément structural contournant le bâtiment, l'acrotère ligne conjonctive entre lui-même L'acrotère, réalisé en béton armé, est assimilé à une console encastrée au dernier plancher, car la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

L'acrotère est soumis à son poids propre (G), à une surcharge horizontale due à la main courante (Q) et à une force sismique (F_p).

Ses dimensions sont données par la figure 3-9.

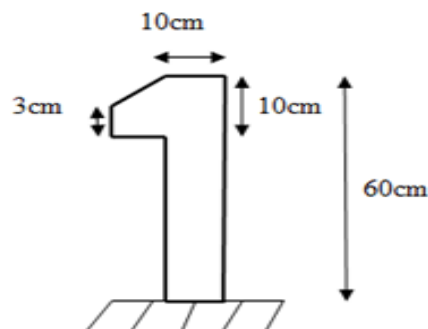


Figure 3-9 Dimension de l'acrotère.

3.3.1 Évaluation des charges

❖ calcul de la surface

$$S = [(10 \times 60) + (10+3) \times \frac{10}{2}] = 665 \text{ cm}^2$$

$$S = 0,0665 \text{ m}^2$$

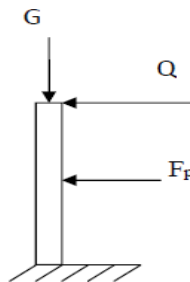


Figure 3-10 Schéma statique de l'acrotère.

❖ Calcul de poids propre « G acrotère » :

$$G_{\text{acrotère}} = \gamma_{\text{béton}} \times S \rightarrow G_{\text{acrotère}} = 25 \times 0,0665 = 1,6625 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$

❖ Force sismique F_p

La force sismique horizontale F_p est donnée par la formule suivante

$$F_p = 4 \cdot A_p \cdot C_p \cdot W_p \rightarrow (\text{Art. 6.2.3}).$$

A : coefficient d'accélération de zone (groupe 2, zone I).

$$A = 0,1$$

C_p : Facteur de force horizontale.

$$C_p = 0,8$$

$$W_p = \text{poids propre} = 1,6625 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Donc : } F_p = 0,532 \text{ KN/ml}$$

$F_p < Q \rightarrow$ On doit calcul l'acrotère à l'ELU et L'ELS.

3.3.2 Sollicitations de l'acrotère

➤ Calcul à l'ELU

$$N_u = 1,35 \cdot G = 1,35 \times (1,6625) = 2,24 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = 1,5 \cdot Q \times h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m/ml}$$

$$V_u = 1,5 \cdot Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN/m}$$

➤ Calcul à l'ELS

$$N_s = G = 1,6625 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = Q \times h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m/ml}$$

$$V_s = Q = 1 \text{ KN/ml}$$

L'acrotère soumis à la flexion composée

❖ Calcul de l'excentricité

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,24} = 0,401 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0,1}{6} = 0,016$$

$$e > \frac{h}{6} \rightarrow \text{section partiellement comprimée}$$

3.3.3 Calcul du ferrailage

3.3.3.1 ELU

La section considérée pour le calcul est la suivante :

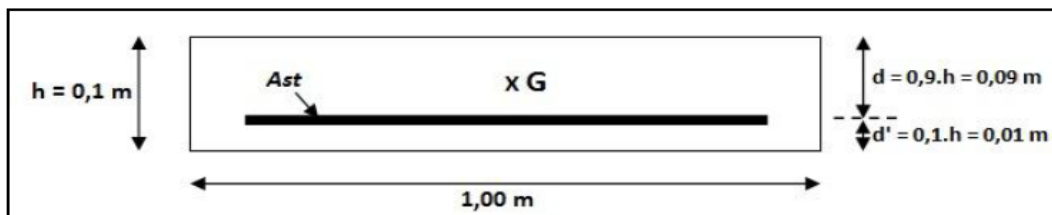


Figure 3-11 Section à considérer dans les calculs.

❖ Moment de flexion fictive (M_a)

$$M_a = N_u \cdot e_a$$

$$e_a = e + \left(\frac{h}{2} - h\right)$$

$$e_a = 40,1 + \left(\frac{10}{2} - (10)\right) = 35,1 \text{ cm}$$

$$M_a = 2,24 \times 0,351 = 0,786 \text{ KN.m/ml}$$

❖ Moment réduit (μ)

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{0,786 \times 10^{-3}}{1(0,9 \times 0,1)^2 \times \frac{0,85 \times 25}{1,5}} = 6,850 \times 10^{-3} < \mu_R = 0,392$$

→ Section simple armature $A_s = 0$

❖ Calcul de Ast :

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left[\frac{Ma}{z} - Nu \right]$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347,826 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2(6,85 \times 10^{-3})}) = 8,592 \times 10^{-3}$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,09 \times (1 - 0,4 \times (8,592 \times 10^{-3})) = 0,08 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{1}{347,82} \left[\frac{0,786 \times 10^{-3}}{0,08} - 2,24 \times 10^{-3} \right] = 2,18 \times 10^{-5} \text{ m}^2$$

$$A_{st} = 0,218 \text{ cm}^2$$

On remarque que A_{st} est très faible, alors on calcul A_{st} selon la formule de non fragilité

$$A_{st \text{ min}} \geq 0,23bd \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \times 0,1 \times 0,09 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 1,08 \text{ cm}^2$$

Choix : 4T8=2,01 cm²

❖ Calcul d'armature de répartition :

$$A_{rep} = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2$$

On Prend $\rightarrow A_{rep} = 3T8 = \text{cm}^2$

❖ Calcul de l'espacement :

$$S_t = \min(3 \cdot h; 33 \text{ cm}) \rightarrow S_t = 30 \text{ cm}$$

3.3.3.2 Vérification à l'ELS

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,6625} = 0,36 \text{ m}$$

$$P = -3 \left(e - \frac{h}{2} \right)^2 + \frac{6 \times n \times A_2}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d' \right) + \frac{6 \times n \times A_1}{b} \times \left(e - \frac{h}{2} + d \right)$$

$$P = -3 \left(36 - \frac{10}{2} \right)^2 + \frac{6 \times 15 \times 2,01}{100} \times \left(36 - \frac{10}{2} + 9 \right)$$

$$P = -2810,64 \text{ cm}^2 = -0,281064 \text{ m}^2$$

$$q = 2 \times \left(e - \frac{h}{2} \right)^3 - \frac{6 \times n \times A_2}{b} \times \left(e - \frac{h}{2} + d' \right)^2 - \frac{6 \times n \times A_1}{b} \times \left(e - \frac{h}{2} + d \right)^2$$

$$q = 2 - (36 - 5)^3 - \frac{6 \times 15 \times 2,01}{100} \times (36 - 5 + 9)^2$$

$$q = 56687,6 \text{ cm}^3 = 0,0566876 \text{ m}^3$$

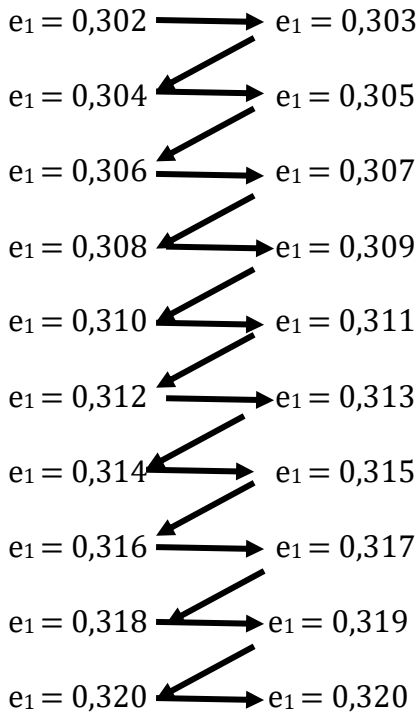
Pour déterminer e , on choisit forfaitairement $e_1=0,3$, on remplace e_1 dans l'équation suivante et on s'arrête quand e_1 est constante.

• **Méthode de l'intersection successive**

On a $e_1 = \sqrt[3]{(-p \times e_1 - q)}$

On prend la valeur de : $e_1= 0,3m$

$$e_1 = \sqrt[3]{-(-0,281064 \times 0,3 - 0,056876)}$$



Donc : $e_1=32cm$

$$x = \frac{h}{2} - (e - e_1) = 5 - (36 - 32) = 1cm$$

❖ **Moment isostatique**

$$S = \frac{b \times x^2}{2} + n \times A_2 \times (x - d) - n \times A_1 \times (d - x)$$

$$S = \frac{1 \times (0,01)^2}{2} - 15 \times 2,01 \times 10^{-4} \times ((0,9 \times 0,1) - 0,01)$$

$$S = -1,912 \times 10^{-4}m^3$$

❖ **Calcul des contraintes**

A) Béton

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s \times x}{S} = \frac{1,66 \times 10^{-3} \times 1 \times 10^{-2}}{-1,912 \times 10^{-4}} = -0,086$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15MPa$$

$$\overline{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc} \rightarrow C.V$$

B) Acier

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e 110 \times \sqrt{n \times f_{t28}}\right)$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400, 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1}\right) \rightarrow \overline{\sigma}_{st} = 201,63 MPa$$

Avec :

$\overline{\sigma}_{st}$: choisi selon la fissuration préjudiciable car l'acrotère est exposé aux intempéries et peut être alternativement émergé ou noyée en eau de pluie. Et on prend $\eta = 1,6$ (HA).

$$\sigma_{st} = \frac{N_s \times (d - x)}{S}$$

$$\sigma_{st} = \frac{1,66 \times 10^{-3} \times (0,09 - 0,01)}{(-1,912 \times 10^{-4})} = -0,69$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \rightarrow C.V$$

• **Vérification**

$$\sigma_{bc} = \overline{\sigma}_{bc} = -0,086 < 15MPa$$

$$\sigma_{st} = \overline{\sigma}_{st} = -0,69 < 201,63MPa$$

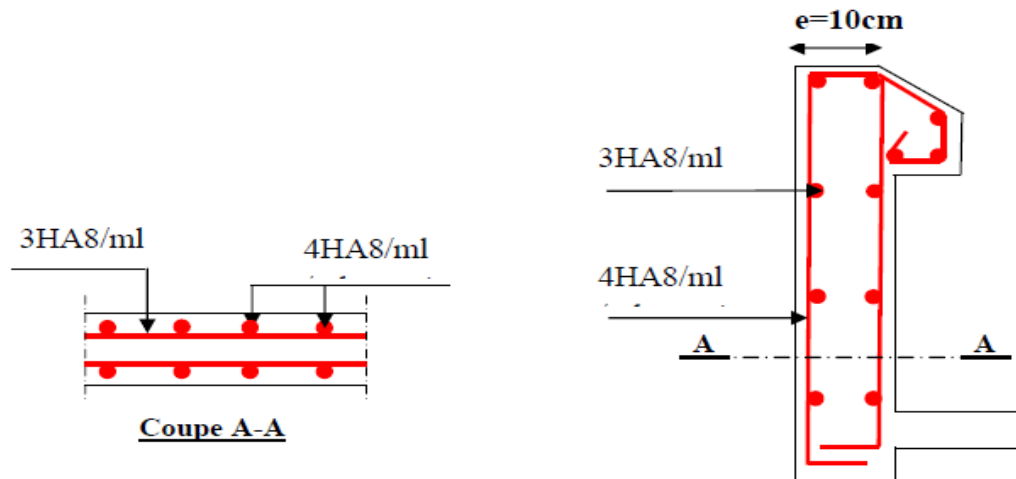


Figure 3-12 Ferrailage de l'acrotère.

3.4 Etude des escaliers :

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations auxquelles il est soumis pour pouvoir ensuite déterminer le ferrailage qu'il lui convient.

Dans notre bâtiment on distingue 1 type d'escalier avec 1 type de poutre palière.

3.4.1 Ferrailage des escaliers

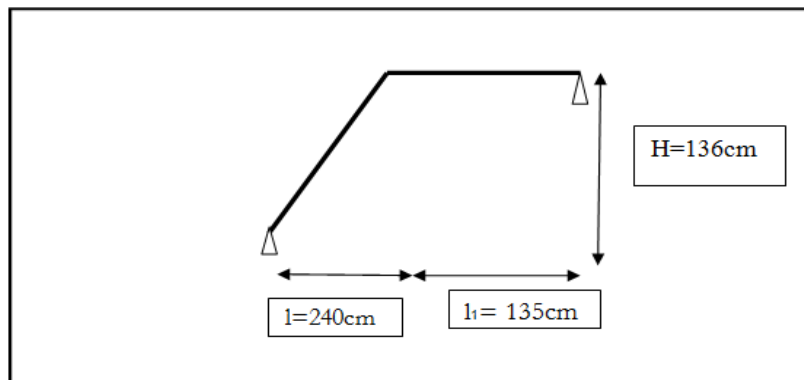


Figure 3-13 Schéma statique d'escalier.

Tableau 3-17 Combinaisons (ELU, ELS) des escaliers.

| | G (KN/ml) | Q (KN/ml) | ELU (1,35G+1,5Q) (KN/m) | ELS (G+Q) (KN/ml) |
|-----------|-----------|-----------|----------------------------|----------------------|
| Paillasse | 7,3682 | 2,5 | 13,697 | 9,8682 |
| Palier | 4,87 | 2,5 | 10,3245 | 7,37 |

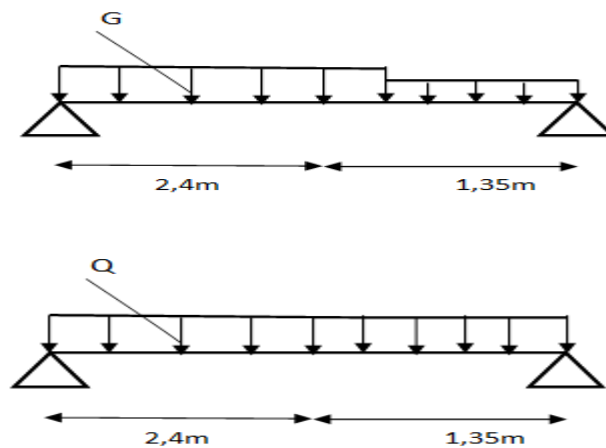


Figure 3-14 Sollicitation des charges d'escalier.

La résolution de ce système se fera par le logiciel SAP2000, Les diagrammes des moments et efforts tranchants en ELU et en ELS sont donnés par la figure 3-15.

➤ ELU

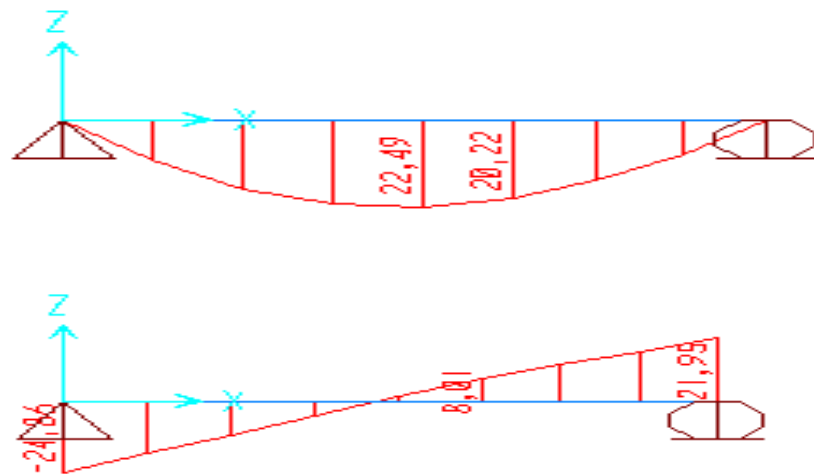


Figure 3-15 Diagrammes des Moments fléchissant (M) et efforts tranchant (T) en ELU

➤ ELS

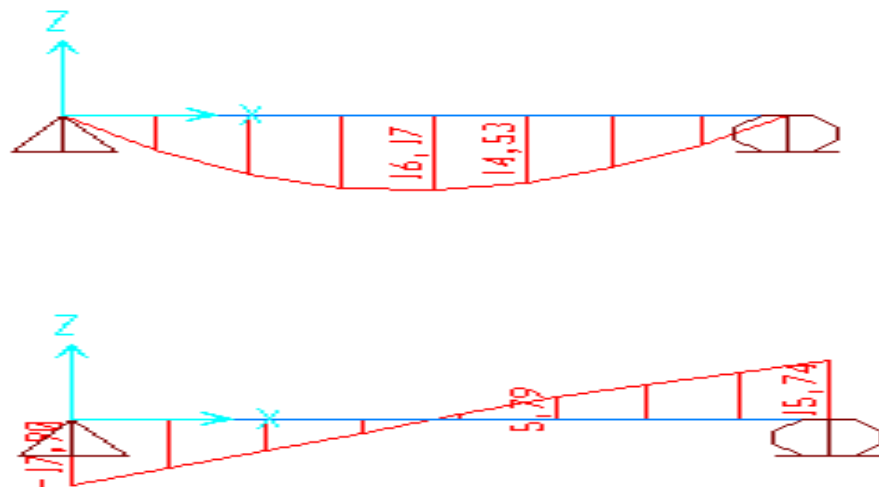


Figure 3-16 Diagrammes des Moments fléchissant (M) et efforts tranchant (T) en ELS.

❖ Calcul à ELU

- Pour le calcul on tient en compte des valeurs suivantes :
- ✓ Moment isostatique : $M_o = 22,49 \text{ KN.m}$
- ✓ Moment en travée : $M_T = 0,85 M_o = 19,1165 \text{ KN.m}$
- ✓ Moment en appui : $M_a = 0,5 M_o = 11,245 \text{ KN.m}$
- ✓ efforts tranchant (T) en ELU : $T_u = 24,86 \text{ KN}$

3.4.1.1 Armatures longitudinales

Le calcul se fait sur une bande de 1m.

❖ **Condition de non fragilisé :**

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 1 \times 0,108 \times 2,1}{400} = 1,3 \text{ cm}^2$$

Avec : $d = 0,9 \cdot h = 0,9 \times 0,12 = 0,108 \text{ m}$

▪ **En travée :**

$$M_{tu} = 19,1165 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{19,1165 \times 10^{-3}}{1 \times 0,108^2 \times 14,17} = 0,115$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2(0,115)}) = 0,155$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,108 \cdot (1 - 0,4(0,155)) = 0,101 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{19,1165 \times 10^{-3}}{0,101 \times 347,826} = 5,44 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 5,44 \text{ cm}^2$$

On prend 6T12 = 6,79 cm²

▪ **En appui :**

$$M_{au} = 11,245 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{11,245 \times 10^{-3}}{1 \times 0,108^2 \times 14,17} = 0,068$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2(0,068)}) = 0,088$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,108 \times (1 - 0,4(0,088)) = 0,104 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{11,245 \times 10^{-3}}{0,104 \times 347,826} = 3,108 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 3,108 \text{ cm}^2$$

On prend 6T10 = 4,71 cm²

3.4.1.2 Armature de répartition

▪ **En travée :**

$$A_{\text{répartition}} = \frac{A_{\text{adopté}}}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,69 \text{ cm}^2$$

On adapte : 3T10 = 2,36 cm²

- **En appuis :**

$$A_{\text{répartition}} = \frac{A_{\text{adopté}}}{4} = \frac{4,71}{4} = 1,18 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3T8 = 1,51 cm²

3.4.1.3 Vérification à l'ELS

- ✓ Moment isostatique : $M_o = 16,17 \text{ KN.m}$
- ✓ Moment en travée : $M_T = 0,85 M_o = 13,7445 \text{ KN.m}$
- ✓ Moment en appui : $M_a = 0,5 M_o = 8,085 \text{ KN.m}$
- ✓ efforts tranchant (T) en ELS : $T_s = 17,9 \text{ KN}$

Ce type d'escalier est situé dans un local couvert, donc il soumit à des fissurations peu préjudiciables. Dans ces conditions la vérification des contraintes se simplifier comme suite :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

- **En travée :**

$$M_u = 19,1160 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 13,7445 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{19,116}{13,7445} = 1,39$$

$$\alpha \leq \frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha_{\text{travée}} = 0,155 < 0,445 \rightarrow C.V$$

- **En appui :**

$$M_u = 11,245 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 8,085 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{11,245}{8,085} = 1,39$$

$$\alpha \leq \frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha_{\text{appui}} = 0,088 < 0,445 \rightarrow C.V$$

La vérification de béton n'est pas nécessaire.

3.4.1.4 Vérification de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_{u \text{ max}}}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{0,0179}{1 \times 0,108} = 0,165 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) \rightarrow \mathcal{T}_{u \text{ adm}} = \min(0.33; 5\text{MPa}) = 3.33\text{MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{C.V}$$

3.4.1.5 Vérification de la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont Vérifiées (B.A.E.L.91modifié 99).

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{3,06}{3,76} = 0.81 \geq 0.0625 \rightarrow \text{C.V}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{18} \times \frac{M_s}{M_u} \rightarrow 0,81 \geq 0,077 \rightarrow \text{C.V}$$

$$\frac{A_{st \text{ adopté}}}{b.d} \leq \frac{4.20}{f_e}$$

$$\frac{4,71 \times 10^{-4}}{1 \times 0,108} \leq \frac{4.20}{400}$$

$$0.00436 \leq 0.0105 \rightarrow \text{C.V}$$

Avec :

h : hauteur de la cage d'escalier.

l : distance entre appuis.

3.4.1.6 Schéma du ferrailage d'escalier

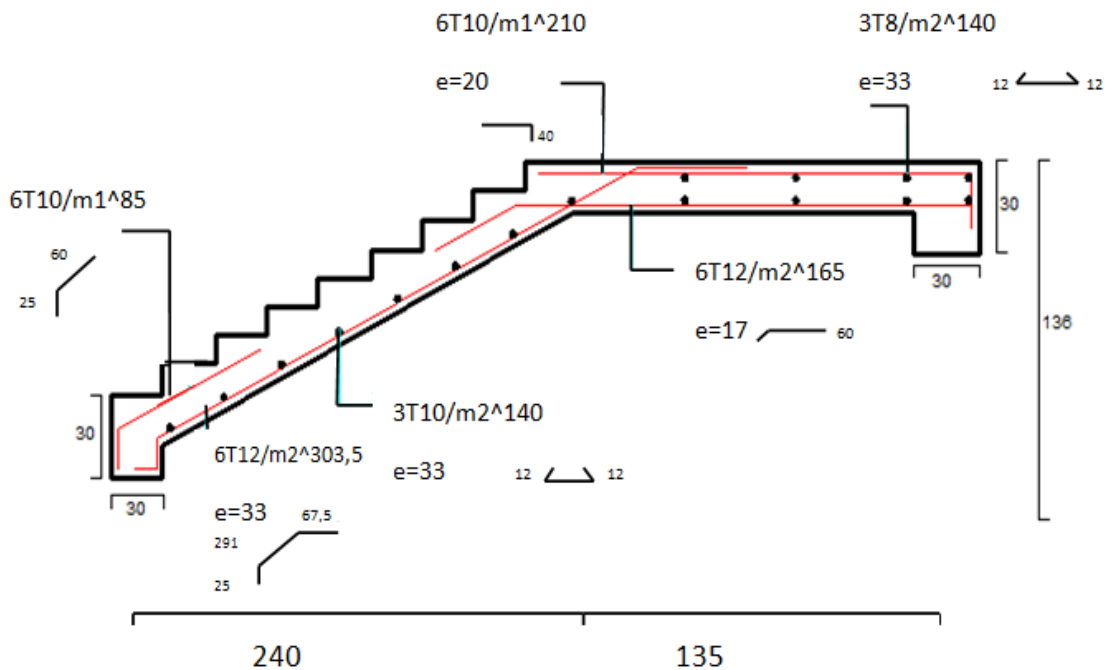


Figure 3-17 Armatures longitudinales et de répartition pour l'Escalier.

3.4.2 Ferrailage de la poutre palière

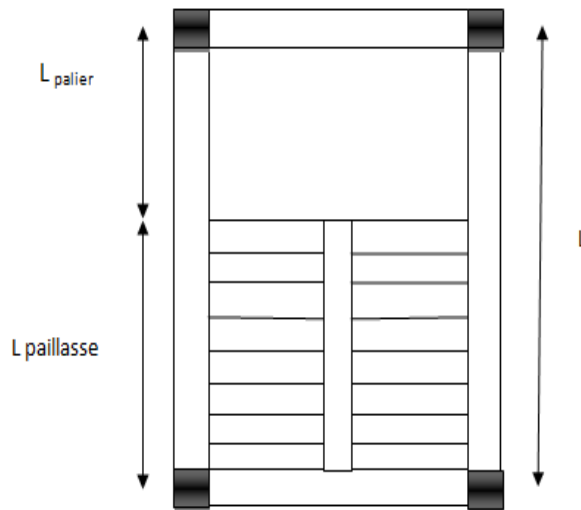


Figure 3-18 Vue en plan d'escalier.

3.4.2.1 Evaluation des charges

❖ Poids propre de la poutre :

$$G_{p.palier} = 0,30 \times 0,30 \times 25 \times 1ml = 2,25 \text{ KN/ml}$$

❖ Poids propre de murs double parois :

$$G_{palier 1} = h \times G_{paroi} = 2,67 \times 2,73 = 7,53 \text{ KN/ml}$$

$$G_{palier 2} = l_{palier} \times G_{paroi} = 4,87 \times 1,35 = 6,57 \text{ KN/ml}$$

$$G_{paillasse} = G_{paillasse} \times \left(\frac{l}{2} - l_{palier} \right) = 7,36 \times \left(\frac{3,75}{2} - 1,35 \right) = 3,86 \text{ KN}$$

$$G = 2,25 + 7,53 + 6,57 + 3,86 = 20,21 \text{ KN/m}$$

$$Q = 2,5 \text{ KN/ml}$$

➤ Diagrammes des moments et l'effort tranchant :

D'après les résultats retirer de SAP2000

• ELU

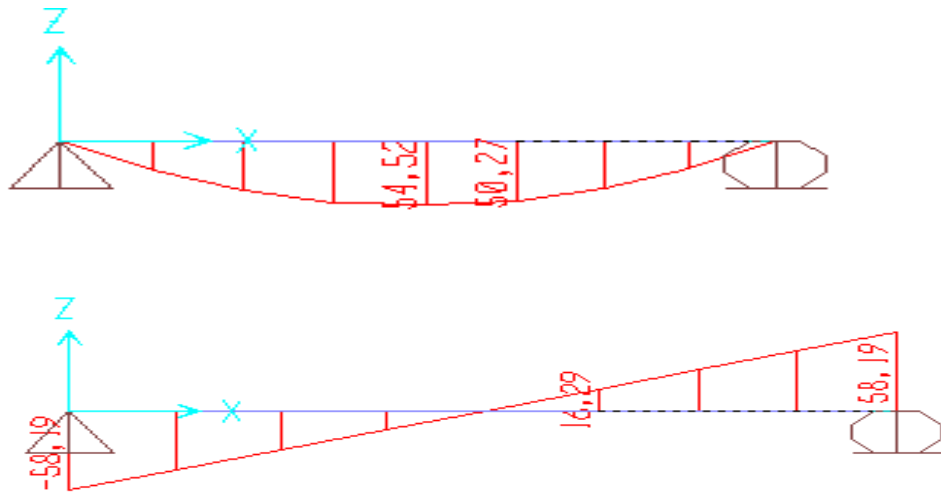


Figure 3-19 Diagrammes des moments et l'effort tranchant de poutre palière en ELU.

• ELS

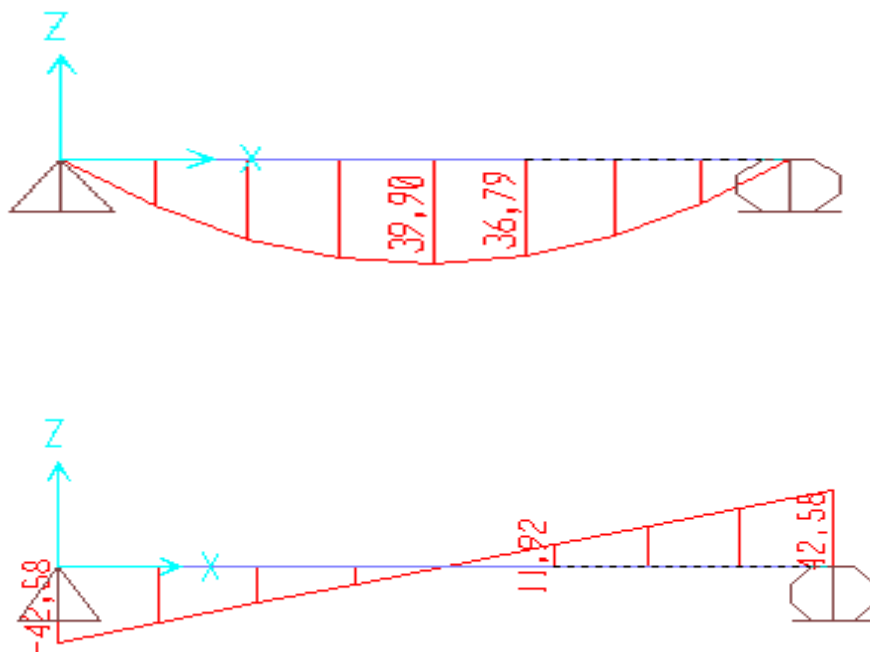


Figure 3-20 Diagrammes des moments et l'effort tranchant de poutre palière en ELS.

3.4.2.2 Calcul de ferrailage

On utilise les valeurs suivantes

- ✓ Moment isostatique : $M_o=54,52$ KN.m
- ✓ Moment en travée : $M_t = 0,85 \times M_o=46,34$ KN.m
- ✓ Moment en appui : $M_a=0,5 \times M_o=27,26$ KN.m
- ✓ Efforts tranchant (T) en ELU : $T_u= 58,19$ KN

A) Armateur longitudinale :

Le calcul se fait sur une bonde de 1m :

$$A_{st} \geq \frac{M_u}{z \sigma_{st}}$$

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{46,34 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,27^2 \times 14,17} = 0,15$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,15}) = 0,2$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,27 \times (1 - 0,4 \times 0,2) = 0,248 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{46,34 \times 10^{-3}}{0,248 \times \frac{400}{1,15}} = 5,37 \text{ cm}^2$$

Choix de ferrailage : 4T14=6,16 cm²

- **En appui :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{27,26 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,27^2 \times 14,17} = 0,087$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,087}) = 0,114$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,27 \times (1 - 0,4 \times 0,114) = 0,257 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{27,26 \times 10^{-3}}{0,257 \times \frac{400}{1,15}} = 3,05 \text{ cm}^2$$

Choix de ferrailage : 2T14=3,08 cm²

B) Condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,3 \times 0,27 \times 2,1}{400} = 0,978 \text{ cm}^2$$

Avec: $d=0,9h = 0,9 \times 0,3=0,27$ m

$A_{st} \geq 0,978 \rightarrow$ C.V

C) Vérification a l'ELS

- ✓ Le moment isostatique : $M_o=39,99$ KN.m
- ✓ Le moment en travée : $M_t=0,85 M_o=33,99$ KN.m
- ✓ Le moment en appuis : $M_a=0,5 M_o=19,99$ KN.m
- ✓ Effort tranchant (T) en ELS : $T_s = 42,58$ KN

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

- **En travée :**

$$M_u = 46,34 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 33,99 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{46,34}{33,99} = 1,363 \quad \alpha \leq \frac{1,363-1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha_{\text{travée}} = 0,2 < 0,431 \rightarrow C.V$$

- **En appui :**

$$M_u = 27,26 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 19,99 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{27,26}{19,99} = 1,363$$

$$\alpha \leq \frac{1,363 - 1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha_{\text{appui}} = 0,114 < 0,431 \rightarrow C.V$$

➤ **Le RPA 99 V2003 exige que :**

$$A_{\min} = 0,5\% \times b.h$$

$$A_{\min} = 0,5\% \times (0,3 \times 0,3) = 4,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'où } A_{\text{st travée}} + A_{\text{st appui}} = 6,16 + 3,08 = 9,24 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A > A_{\min} \quad C.V$$

D) Calcul des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{\min}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{30}{35}; 1,2; \frac{30}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(0,857; 1,2; 3\text{cm})$$

On prend $\phi_t = 6 \text{ mm}$

➤ **Calcul des espacements**

D'après les règles du RPA 99 v.2003:

• **Zone nodale :**

$$S_T \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{l \min}; 30 \text{ cm}\right)$$

$$S_T \leq \min(7,5 ; 14,4 ; 30\text{cm})$$

On prend $S_T = 5 \text{ cm}$

• **Zone courante :**

$$S_T' \leq \frac{h}{2} \rightarrow S_T' \leq 15$$

$$\rightarrow S_T' = 15\text{cm}$$

E) Vérification de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{0,5819}{1 \times 0.108} = 0,718 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) \rightarrow \tau_{u \text{ adm}} = \min(3,33; 5\text{MPa}) = 3.33\text{MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{C.V}$$

F) Vérification de la flèche (BA EL 91)

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont

Vérfifiées (B.A.E.L.91modifié 99).

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0,084 \geq 0.0625 \rightarrow \text{C.V}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{18} \times \frac{M_s}{M_u} \rightarrow 0,084 \geq 0,076 \rightarrow \text{C.V}$$

$$\frac{A_{st}}{bd} \leq \frac{4.20}{f}$$

$$0,008 \leq 0,011 \rightarrow \text{C.V}$$

Avec $h=0,3$; $l= 3,55$

$$A_{st}= 6,16 \text{ cm}^2$$

Donc le calcul de la flèche n'est pas utile.

G) schéma du ferrailage de la poutre palière

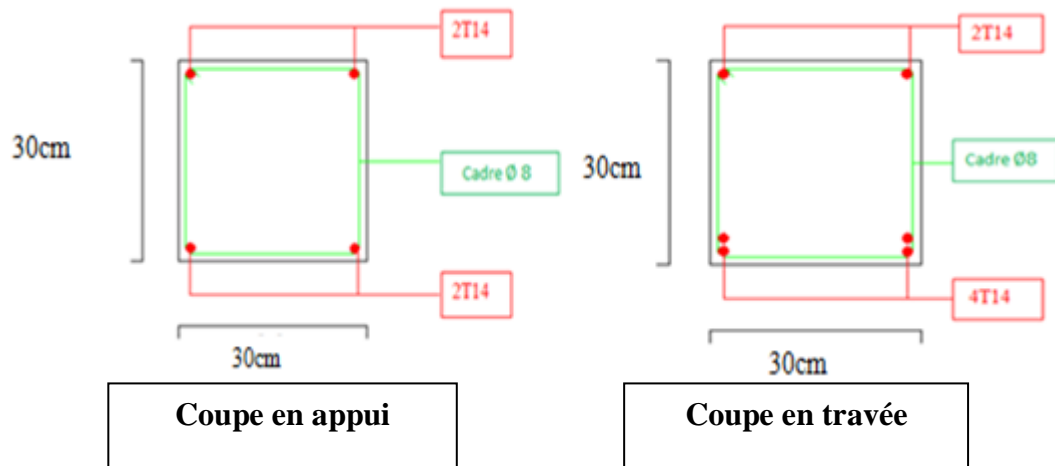


Figure 3-21 Ferrailage de la poutre palière.

3.5 Conclusion

Dans ce chapitre on détermine le ferrailage des éléments secondaires à l'aide du RPA99 version 2003, BAEL 91 modifié en 99 ; on utilise le logiciel SAP2000 pour la détermination des efforts internes, on passe au chapitre 4 qui est l'étude dynamique.

Chapitre 4

Etude dynamique

4.1 Introduction

Le séisme est le risque naturel majeur le plus dangereux et qui cause le plus de dégâts, ce phénomène est l'une des manifestations inévitable de la tectonique des plaques qui expose certaines parties de la planète à un risque potentiel permanent.

Un séisme dépend de plusieurs facteurs, comme les caractéristiques du séisme, la qualité du sol et les propriétés structurelles.

Le génie parasismique est un secteur du génie civil qui œuvre pour la réduction des dommages des structures résultant des séismes et la minimisation en pertes matérielles et humaines.

Le risque associé aux sollicitations sismique représente une menace considérable au bon fonctionnement des structures de bâtiments en particulier pour les bâtiments qui doivent demeurer fonctionnels après un séisme.

4.2 Etude dynamique :

L'analyse dynamique d'une structure est une étape primordiale dans l'étude générale d'un ouvrage en Génie Civil dans une zone sismique (zone I dans notre cas), ou éventuellement soumis à des actions accidentelles (vent extrême, explosion.....).

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des Caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations.

4.3 Méthode de Calcul

Méthodes utilisables selon le RPA99 version 2003 :

- ✓ Méthode statique équivalente.
- ✓ Méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

4.3.1 Méthode statique équivalente

Le règlement parasismique algérien permet sous certaines conditions (art4.2 du RPA 99/2003) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Selon le RPA99/version 2003 (art4.1.2) La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

A) - Le bâtiment étudié satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec une hauteur au plus égale à 65m en zone (I et II) et 30m en zone (III).

B) - Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en (A), les conditions complémentaires :

- **Zone (I)** : Tous groupes.
- **Zone (II)** : Groupe d'usage 3.
 - Groupe d'usage 2, avec $H \leq \min(7 \text{ Niveaux ; } 23 \text{ m})$.
 - Groupe d'usage 1B, avec $H \leq \min(5 \text{ Niveaux ; } 17 \text{ m})$.
 - Groupe d'usage 1A, avec $H \leq \min(3 \text{ Niveaux ; } 10 \text{ m})$.
- **Zone (III)** : Groupe d'usage 2 et 3, avec $H \leq \min(5 \text{ Niveaux ; } 17\text{m})$.
 - Groupe d'usage 1B, avec $H \leq \min(3 \text{ Niveaux ; } 10 \text{ m})$.
 - Groupe d'usage 1A, avec $H \leq \min(2 \text{ Niveaux ; } 8\text{m})$.

4.3.2 Méthode d'analyse modale spectrale

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.

4.3.3 La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

Cette méthode peut être utilisée par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degrés de libertés (deux translations horizontales et une rotation d'axe vertical).
- La somme des masses modales effectives pour les modes retenue soit égale au moins à 90% de la masse totale de la structure.
- Tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier certaines conditions relatives aux règles parasismiques en vigueur en Algérie (RPA99 version 2003), et qui ont le rapport avec les régularités en plan et en élévation du bâtiment.

On va utiliser les deux méthodes, la méthode statique équivalente et modale spectrale car toutes les conditions sont vérifiées, et on compare entre eux.

4.4 Combinaisons d'action

Pour le calcul, on utilise les combinaisons d'action aux états limites suivantes : « Ultime, Service, et Accidentel ».

- ✓ **ELU** : $1.35G + 1.5Q$
- ✓ **ELS** : $G + Q$
- ✓ **ELA** : $G + Q \pm E$
- ✓ **ELA** : $0.8G \pm E$

4.5 Modélisation de la structure

Notre structure a été modélisée avec le logiciel de calcul (SAP2000.), un modèle en élément finis du bâtiment en 3D.

- La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :
 - Les éléments en portique (poutres- poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « frame » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (d.d.l.) par nœud.
 - Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « Shell » à quatre nœuds.
 - les planchers, nous avons attribué une (Contrainte) de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigide dans leur plan pour satisfaire l'hypothèse.
 - Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres (6 DDL bloqués).
- Les masses M_t ont été calculées suivant le RPA99v2003 où il faut prendre la totalité des charges permanente avec une fraction des charges d'exploitation.

$$M_t = M_g + \beta \cdot M_Q$$

Avec :

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et la durée de la charge

d'exploitation. Dans ce cas on a bâtiment à usage d'habitation donc $\beta = 0,20$.

- La masse des murs extérieurs ou intérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres et chainages.
- La masse de l'acrotère a été répartie aux niveaux des poutres et chainages qui se trouvent sur le périmètre du plancher terrasse.

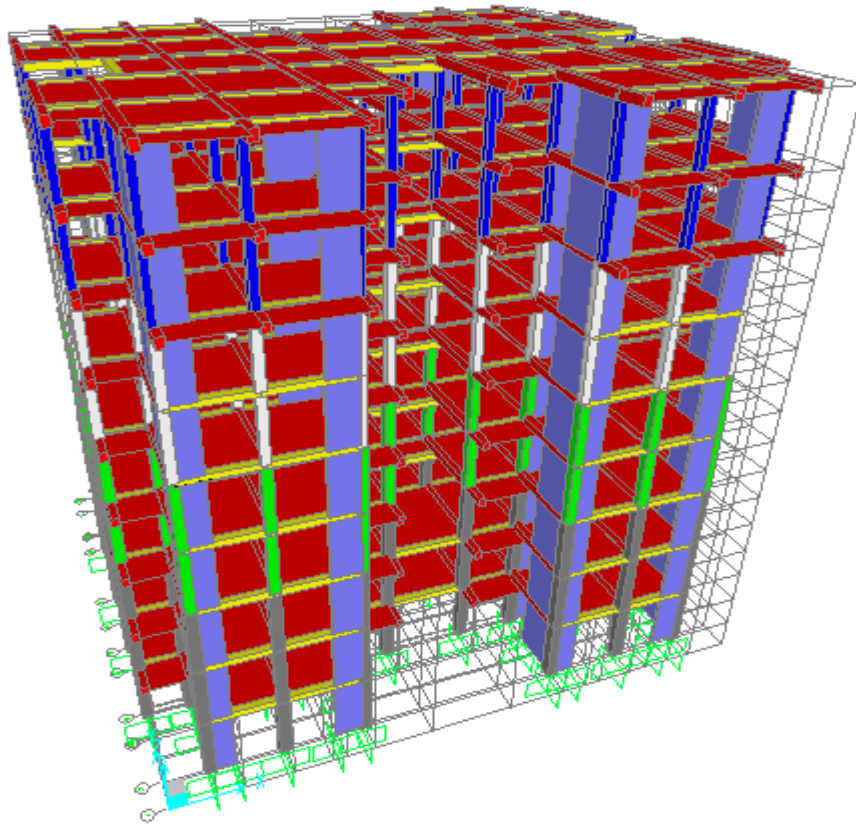


Figure 4-1 Modèle 3D de la structure.

4.6 Analyse modale de la structure

- ✓ L'analyse modale de la structure est une étape fondamentale pour l'analyse sismique car elle permet de comprendre le comportement vibratoire de la structure.
- ✓ L'analyse modale concerne le calcul des pulsations et modes propres.

4.6.1 Distribution des voiles :

Le choix d'une disposition qui puisse répondre aux exigences du RPA est un vrai défi vu les contraintes architecturales. Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti soit à un mauvais comportement de la structure soit à la non vérification de l'interaction portiques .la disposition retenue est la suivante :

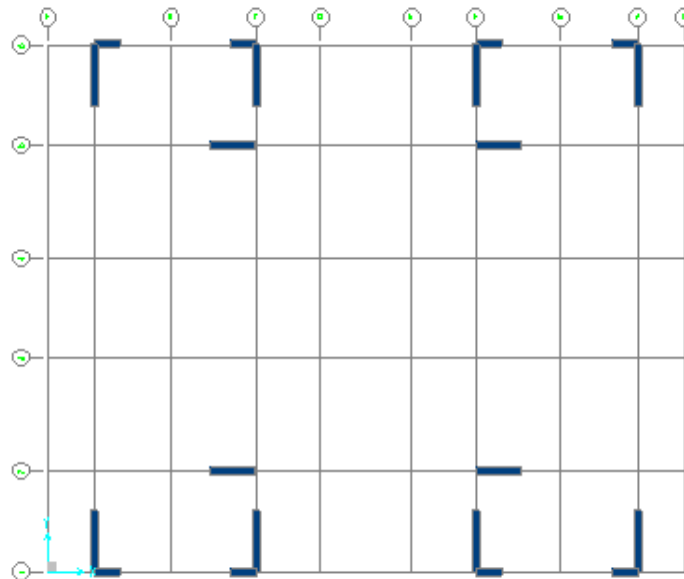


Figure 4-2 Disposition des voiles.

Tableau 4-1 Périodes et participation modale du modèle finale (donné par SAP).

| TABLE: Modal Participating Mass Ratios | | | | | | | | | |
|--|----------|----------|----------|-------------|-----------|-----------|----------|-----------|-------------|
| OutputCase | StepType | StepNum | Period | UX | UY | UZ | SumUX | SumUY | SumUZ |
| Text | Text | Unitless | Sec | Unitless | Unitless | Unitless | Unitless | Unitless | Unitless |
| MODAL | Mode | 1 | 0,972782 | 0,72721 | 4,827E-11 | 7,348E-09 | 0,72721 | 4,827E-11 | 7,348E-09 |
| MODAL | Mode | 2 | 0,754096 | 7,723E-09 | 0,70111 | 2,219E-07 | 0,72721 | 0,70111 | 2,293E-07 |
| MODAL | Mode | 3 | 0,727407 | 0,000006537 | 0,001 | 1,636E-10 | 0,72722 | 0,70211 | 2,294E-07 |
| MODAL | Mode | 4 | 0,297895 | 0,13467 | 1,344E-09 | 4,392E-08 | 0,86189 | 0,70211 | 2,733E-07 |
| MODAL | Mode | 5 | 0,21616 | 1,701E-07 | 0,16076 | 4,616E-08 | 0,86189 | 0,86287 | 3,195E-07 |
| MODAL | Mode | 6 | 0,210905 | 0,00002363 | 0,00098 | 1,6E-09 | 0,86191 | 0,86385 | 3,211E-07 |
| MODAL | Mode | 7 | 0,145338 | 0,05593 | 5,649E-10 | 2,597E-08 | 0,91784 | 0,86385 | 3,471E-07 |
| MODAL | Mode | 8 | 0,10144 | 7,715E-08 | 0,05977 | 9,235E-07 | 0,91784 | 0,92363 | 0,000001271 |
| MODAL | Mode | 9 | 0,09915 | 0,000005744 | 0,00063 | 3,761E-09 | 0,91785 | 0,92426 | 0,000001274 |
| MODAL | Mode | 10 | 0,094469 | 2,354E-12 | 3,063E-07 | 0,25229 | 0,91785 | 0,92426 | 0,25229 |
| MODAL | Mode | 11 | 0,090094 | 0,00003813 | 4,416E-11 | 5,139E-09 | 0,91789 | 0,92426 | 0,25229 |
| MODAL | Mode | 12 | 0,085674 | 0,03063 | 8,203E-10 | 9,988E-07 | 0,94851 | 0,92426 | 0,25229 |

D’après le tableau au dessus on remarque :

- on a vibration transratiionnelle dans les deux premiers modes et torsionnaire dans le troisième mode.
- Le nombre des modes qui satisfait la condition somme des masse modales >90%Mt est : 7 modes pour le sens x-x, et 8 modes pour le sens y-y.

4.7 Méthode statique équivalente

4.7.1 L'effort tranchant (V)

L'effort sismique équivalent (V) appliqué à la base de la structure dans les deux directions est donné par la formule suivante :

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

A : coefficient d'accélération de zone.

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et du période fondamentale de la structure (T) .

R : coefficient de comportement global de la structure.

Q : facteur de qualité.

W : poids total de la structure.

4.7.1.1 Coefficient d'accélération de zone (A)

Zone I : D'après la classification sismique de wilaya de Tlemcen (RPA 99 V 2003).

Groupe d'usage 2 (Ouvrages courants ou d'importance moyenne) ==> A = 0.10.

4.7.1.2 Facteur d'amplification dynamique moyen (D)

$2,5\eta$ Si $0 \leq T \leq T_2$

$2,5\eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$ Si $T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s}$

$2,5\eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3}$ Si $T \geq 3,0 \text{ s}$

- (η) : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}}$$

- (ε) : Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\varepsilon = 7 \%$ pour les portiques en béton armé avec un remplissage dense.

- (T_1 - T_2) : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Selon le rapport de sol établi par le laboratoire, le sol d'implantation de notre structure est classé : catégorie S2 (site ferme).

site ferme → (T₁= 0.15 s ; T₂=0.40 s)

- **Période fondamentale de la structure (T) : D'après RPA99 V 2003 (art 4.6 et 4.7)**

$$T = \min\left(C_t \times h_n^{3/4} ; \frac{0,09 \cdot h_n}{\sqrt{D_x}} ; \frac{0,09 \cdot h_n}{\sqrt{D_y}} \right)$$

Avec :

h_n : hauteur mesurée en mètres a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

$$h_n = 27,54 \text{ m}$$

D_{x,y} : est la dimension du bâtiment mesurée a sa base dans la direction de calcul considérée.

$$D_x = 25,1 \text{ m}$$

$$D_y = 19,95 \text{ m}$$

C_T : coefficient fonction du système de contreventement.

C_T = 0,05 (Portique auto stable en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie).

$$T_x = \min (T_1 ; T_2) = \min (0,601 \text{ s} ; 0,494 \text{ s}) \rightarrow T_x = 0,494 \text{ s}$$

$$T_y = \min (T_1 ; T_3) = \min (0,601 \text{ s} ; 0,554 \text{ s}) \rightarrow T_y = 0,554 \text{ s}$$

- **Calculer (t majoré)**

$$\begin{cases} T_{(x \text{ majoré})} = 1,3 \times T_x = 1,3 \times 0,494 = 0,6422 \text{ s} \\ T_{(y \text{ majoré})} = 1,3 \times T_y = 1,3 \times 0,554 = 0,7202 \text{ s} \end{cases}$$

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

$$D = 2,5\eta \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad \text{Si } T_2 \leq T \leq 3,0$$

- **Sens (x-x)**

$$D_x = 2,5 \times 0,882 \times \left(\frac{0,4}{0,6422} \right)^{2/3} = 1,608$$

- **Sens (y-y)**

$$D_x = 2,5 \times 0,882 \times \left(\frac{0,4}{0,7202} \right)^{2/3} = 1,489$$

4.7.1.3 Facteur de qualité (Q)

Le facteur de qualité (Q) est déterminé par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 Pq$

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non

Sa valeur est donnée au tableau :

Tableau 4-2 Les critères de qualité (q).

| Critère de q | Sens X | | Sens Y | |
|---|---------|-------------|---------|-------------|
| | observé | Non observé | observé | Non observé |
| Conditions minimales sur les files de contreventement | / | 0,05 | 0 | / |
| Redondance en plan | / | 0,05 | 0 | / |
| Régularité en plan | 0 | / | 0 | / |
| Régularité en élévation | 0 | / | 0 | / |
| Contrôle de la qualité des matériaux | 0 | / | 0 | / |
| Contrôle de la qualité de l'exécution | / | 0,1 | / | 0,1 |
| SOMME | 0,20 | | 0,10 | |

$$Q_x = 1 + \sum_1^6 Pq = 1,20$$

$$Q_y = 1 + \sum_1^6 Pq = 1,10$$

4.7.1.4 Coefficient de comportement global de la structure (R)

Sa valeur unique est donnée par le tableau (4.3) du (RPA99/V2003) en fonction du système de contreventement.

Pour notre structure, on prend R=5 (Système (4.a)).

Système (4.a) : C'est un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction Portiques-Voiles, Les voiles doivent reprendre aux plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

4.7.1.5 Le poids total de la structure (W_T)

W_T : est égal a la somme des poids W_i, calcules a chaque niveau (i) :

$$W_T = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta \cdot W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids du aux charges permanentes et a celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi}: charges d'exploitation.

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge.

$$\beta = 0,2 \text{ Pour un bâtiment à usage d'habitation.}$$

Tableau 4-3 Poids des différents niveaux (donné par le SAP2000).

| Niveau | Hauteur h _i (m) | Poids W _i (KN) |
|-----------------|----------------------------|---------------------------|
| RDC | 3,06 | 5214,849 |
| 1 | 6,12 | 5220,269 |
| 2 | 9,18 | 5142,685 |
| 3 | 12,24 | 5058,143 |
| 4 | 15,30 | 4983,548 |
| 5 | 18,36 | 4735,864 |
| 6 | 21,42 | 4798,086 |
| 7 | 24,48 | 4783,064 |
| 8 | 27,54 | 4098,662 |
| Σw _i | | 44035,17 |

4.7.1.6 Détermination l'effort tranchant (V) :

- Sens (x-x)

$$V_x = \frac{A \cdot D_x \cdot Q_x}{R} \cdot W_T = \frac{0,1 \times 1,608 \times 1,2}{5} \times 44035,17 = 1699,405 \text{ KN}$$

- Sens (y-y)

$$V_y = \frac{A \cdot D_y \cdot Q_y}{R} \cdot W_T = \frac{0,1 \times 1,489 \times 1,1}{5} \times 44035,17 = 14425,504 \text{ KN}$$

4.7.2 La force sismique (F) de chaque niveau :

Les forces sismiques de chaque niveau est donnée par la formule (RPA99 V 2003).

$$F = \frac{(V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^n W_i \cdot h_i}$$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir Compte de l'influence des modes supérieurs de vibration, donnée par la formule suivante :

$$F_t = 0,07 TV \quad \text{Si } T > 0,7 \text{ s}$$

$$F_t = 0 \quad \text{Si } T < 0,7 \text{ s}$$

- Sens (x-x)

$$F_x = \frac{(V_x - F_t) \cdot W_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^n W_i \cdot h_i}$$

Avec :

$$T_x = 0,6422 \text{ s} < 0,7 \text{ s} \rightarrow F_{tx} = 0$$

$$V_x = 1699,405 \text{ KN}$$

- Sens (y-y)

$$F_y = \frac{(V_y - F_t) \cdot W_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^n W_i \cdot h_i}$$

Avec :

$$T_y = 0,7202 \text{ s} > 0,7 \text{ s} \rightarrow F_{ty} = 0,07TV$$

$$V_y = 1442,504 \text{ KN}$$

Tableau 4-4 les forces sismiques des différents niveaux pour R=5.

| Niveau | Wi (KN) | hi (m) | Wi . hi | Fx(KN) | Fy(KN) |
|--------|----------|--------|-----------------------|---------|---------|
| RDC | 5214,849 | 3,06 | 15957,437 | 41,530 | 33,475 |
| 1 | 5220,269 | 6,12 | 31948,046 | 83,147 | 67,019 |
| 2 | 5142,685 | 9,18 | 47209,848 | 122,867 | 99,035 |
| 3 | 5058,143 | 12,24 | 61911,670 | 161,130 | 129,877 |
| 4 | 4983,548 | 15,30 | 76248,284 | 198,442 | 159,952 |
| 5 | 4735,864 | 18,36 | 86950,463 | 226,296 | 182,402 |
| 6 | 4798,086 | 21,42 | 102775,002 | 267,481 | 215,599 |
| 7 | 4783,064 | 24,48 | 117089,406 | 304,735 | 245,627 |
| 8 | 4098,662 | 27,54 | 112877,151 | 293,772 | 236,791 |
| | | | Σwi . hi = 652967,307 | | |

4.8 Méthode d'analyse modale spectrale

Pour la Méthode d'analyse modale spectrale, les forces sismiques sont représentées par le spectre de réponse de calcul suivant :

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

Le spectre a été calculé à l'aide d'un programme de calcul des spectres selon le RPA99/Vrsion2003.

Avec :

$\frac{S_a}{g}$: Accélération spectrale.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement.

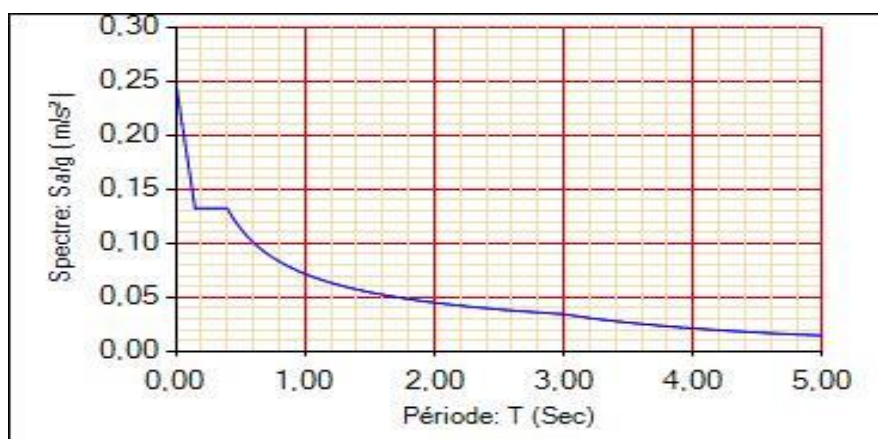


Figure 4-3 Spectre de réponse.

4.9 Vérifications du calcul dynamique :

D’après le RPA 99 Version 2003 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 $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8 V/V_t$.

Tableau 4-5 Effort tranchant à la base par la méthode modale spectrale (donné par le SAP2000).

| TABLE: Base Reactions | | | | |
|-----------------------|-------------|----------|----------|----------|
| OutputCase | CaseType | StepType | GlobalFX | GlobalFY |
| Text | Text | Text | KN | KN |
| EX 2 | LinRespSpec | Max | 1325,007 | 0,21 |
| EY2 | LinRespSpec | Max | 0,195 | 1399,232 |

Tableau 4-6 Effort tranchant à la base par la méthode Statique équivalente (déjà calculer).

| Méthode Statique équivalente | | |
|----------------------------------|----------|----------|
| Effort tranchant a la base (KN) | Vx | Vy |
| | 1699,405 | 1442,504 |

- Vérification de la relation : $V_{dyn} \geq 80\% V_{stat}$

- Sens (x-x)

$$1325,007 < 0,8 \times 1699,405 \rightarrow 1325,007 \text{KN} < 1359,524 \text{KN} \rightarrow \text{C.N.V}$$

- Donc on doit vérifier la relation suivante : $0,8 V_{stat} / V_{dyn} = 1,1$

$$1359,524 / 1325,007 = 1,02 \rightarrow \text{C.V}$$

- Sens (y-y)

$$1399,232 > 0,8 \times 14425,504 \rightarrow 1399,232 \text{KN} > 1154,003 \text{KN} \rightarrow \text{C.V}$$

4.10 Justification de la sécurité

4.10.1 Vérification de facteur de comportement R

4.10.1.1 Les pourcentages des efforts tranchants repris par les voiles et les portiques

- On doit vérifier la condition du RPA

$$\text{Les voiles} \rightarrow \frac{V_{voiles}}{V_{globale}} \leq 75\%$$

$$\text{Les portiques} \rightarrow 100 - 75 \geq 25 \%$$

On fait la vérification avec les combinaisons sismiques Ex et Ey.

- Sens (x-x)

Tableau 4-7 Vérification des efforts tranchants sens (x-x).

| Niveau | V voile (KN) | V globale (KN) | Les voiles % | Les portique % |
|--------|--------------|----------------|--------------|----------------|
| RDC | 1291,676 | 1699,405 | 76,007 | 23,991 |
| 1 | 1013,740 | 1657,875 | 61,146 | 38,854 |
| 2 | 787,033 | 1574,728 | 49,978 | 50,022 |
| 3 | 807,634 | 1451,861 | 55,627 | 44,373 |
| 4 | 572,198 | 1290,731 | 44,331 | 55,669 |
| 5 | 601,285 | 1092,289 | 55,048 | 44,952 |
| 6 | 365,366 | 865,993 | 42,190 | 57,810 |
| 7 | 317,600 | 598,512 | 53,064 | 46,936 |
| 8 | 174,174 | 293,777 | 59,278 | 40,722 |

- Sens (y-y)

Tableau 4-8 Vérification des efforts tranchants sens (y-y).

| Niveau | V voile (KN) | V globale (KN) | Les voiles % | Les portique % |
|--------|--------------|----------------|--------------|----------------|
| RDC | 1118,428 | 1369,782 | 81,650 | 18,340 |
| 1 | 955,328 | 1336,307 | 71,490 | 28,490 |
| 2 | 763,601 | 1269,288 | 60,159 | 39,841 |
| 3 | 747,752 | 1170,253 | 63,896 | 36,104 |
| 4 | 552,901 | 1040,376 | 53,144 | 46,856 |
| 5 | 541,191 | 880,424 | 61,469 | 38,531 |
| 6 | 336,752 | 698,022 | 48,243 | 51,575 |
| 7 | 269,757 | 482,423 | 55,917 | 44,083 |
| 8 | 100,92 | 236,796 | 42,618 | 57,382 |

4.10.1.2 Les pourcentages les efforts normaux repris par les voiles et les portiques

- On doit vérifier la condition du RPA

$$\text{Les voiles} \rightarrow \frac{N_{\text{voiles}}}{N_{\text{globale}}} \rightarrow \leq 20\%$$

$$\text{Les portiques} \rightarrow 100 - 20 \geq 80 \%$$

On fait la vérification avec la combinaison ELS.

Tableau 4-9 Vérification les efforts normaux sens (x-x).

| Niveau | N voile (KN) | N globale (KN) | Les voiles % | Les portique % |
|--------|--------------|----------------|--------------|----------------|
| RDC | 11671,744 | 44035,170 | 26,505 | 73,495 |
| 1 | 10566,314 | 38820,321 | 27,218 | 72,782 |
| 2 | 9338,424 | 33600,052 | 27,792 | 72,208 |
| 3 | 7863,273 | 28457,367 | 27,631 | 72,369 |
| 4 | 6571,446 | 23399,224 | 28,084 | 71,916 |
| 5 | 5137,403 | 18415,676 | 27,896 | 72,104 |
| 6 | 3862,354 | 13679,812 | 28,233 | 71,767 |
| 7 | 2465,726 | 8881,726 | 27,761 | 72,239 |
| 8 | 1152,547 | 4098,662 | 28,120 | 71,880 |

Tableau 4-10 Vérification les efforts normaux sens (y-y).

| Niveau | N voile (KN) | N globale (KN) | Les voiles % | Les portique % |
|--------|--------------|----------------|--------------|----------------|
| RDC | 9677,824 | 44035,170 | 21,977 | 78,023 |
| 1 | 8757,141 | 38820,321 | 22,558 | 77,442 |
| 2 | 7753,580 | 33600,052 | 23,076 | 76,924 |
| 3 | 69596,821 | 28457,367 | 23,181 | 76,819 |
| 4 | 5526,217 | 23399,224 | 23,617 | 76,383 |
| 5 | 4398,533 | 18415,676 | 23,884 | 76,116 |
| 6 | 3314,845 | 13679,812 | 24,231 | 75,769 |
| 7 | 2127,413 | 8881,726 | 23,952 | 76,048 |
| 8 | 929,428 | 4098,662 | 22,676 | 77,324 |

❖ **Analyse des résultats**

D'après les tableaux ci-dessus, on constate que notre choix pour R= 5 est vérifié.

4.10.2 Vérification de la stabilité de la structure vis-à-vis le renversement [RPA99/V2003 Art - 4.4.1]

La vérification au renversement de la structure s'avère nécessaire pour justifier la stabilité d'un ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique. On doit vérifier la condition suivante.

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

N : L'effort normal global.

M : moment de renversement.

$N = P + 10\% P$ (poids de semelle) = 1,1 P

Tableau 4-11 effort normale globale (donné par le SAP2000).

| TABLE: Base Reactions | | | | |
|-----------------------|-------------|-----------|------------|-----------|
| OutputCase | CaseType | GlobalFX | GlobalFY | GlobalFZ |
| Text | Text | KN | KN | KN |
| ELS | Combination | 1,293E-11 | -1,272E-10 | 51548,808 |

$$N = 51548,808 \times 1,1 = 56703,688$$

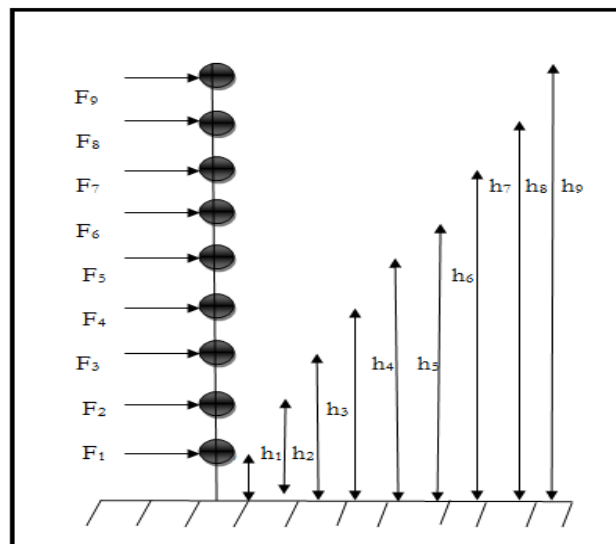


Figure 4-4 Distribution des forces sismiques.

$$M = F_i \times h_i$$

$$M_x = 32206,885 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 25959,895 \text{ KN.m}$$

Avec:

$$B_x = 25,1\text{m} ; B_y = 19,95\text{m}$$

- **Sens (x-x)**

$$e = \frac{32206,885}{56703,688} = 0,567 < \frac{25,1}{4} = 6,275 \rightarrow \text{C.V}$$

- **Sens (y-y)**

$$e = \frac{25959,895}{56703,688} = 0,457 < \frac{19,95}{4} = 4,987 \rightarrow \text{C.V}$$

❖ **Analyse des résultats**

On conclue que la structure est stable vis-à-vis le renversement.

4.10.3 Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme.

La formule utilisée est la suivante : $V = \frac{N_d}{Bc.f_{c28}} \leq 0,3$ (RPA99 (Article 7.4.3.1))

Avec :

N_d : L'effort normal maximum appliqué sur les poteaux sous les combinaisons sismique.

B : La section transversale des poteaux.

Tableau 4-12 Vérification de l'effort normal réduit.

| Niveau | N _d (MN) | B _c (m ²) | F _{c28} (MPa) | V | V < 0,3 |
|--------|---------------------|----------------------------------|------------------------|-------|---------|
| RDC | 1,339733 | 0,45 ² | 25 | 0,264 | C.V |
| 1 | 1,178509 | 0,45 ² | 25 | 0,232 | C.V |
| 2 | 1,016726 | 0,45 ² | 25 | 0,200 | C.V |
| 3 | 0,855538 | 0,40 ² | 25 | 0,213 | C.V |
| 4 | 0,699453 | 0,40 ² | 25 | 0,174 | C.V |
| 5 | 0,545224 | 0,35 ² | 25 | 0,178 | C.V |
| 6 | 0,396022 | 0,35 ² | 25 | 0,129 | C.V |
| 7 | 0,248195 | 0,30 ² | 25 | 0,110 | C.V |
| 8 | 0,118024 | 0,30 ² | 25 | 0,052 | C.V |

❖ Analyse des résultats

L'effort normal réduit est vérifié à tous les niveaux.

4.11 Vérification des déplacements

4.11.1 Justification vis-à-vis des déformations

Selon le RPA99 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\Delta k = d_i - d_{i-1} \leq 1\% h_{\text{étage}}$$

Avec : $d_i = R \cdot \delta_i$

δ_i : est le déplacement du plancher (donné par SAP).

R : coefficient de comportement (R=5).

Tableau 4-13 Vérification des déformations.

| Etage | δx_i (cm) | δy_i (cm) | dx (cm) | dy (cm) | Δ_{xk} (cm) | Δ_{yk} (cm) | 1% h_e (cm) | $\Delta_d < 1\%h_e$ |
|-------|---------------------|---------------------|-----------|-----------|----------------------|----------------------|---------------|---------------------|
| 8 | 1,6953 | 0,9158 | 8,4765 | 4,5790 | 0,7595 | 0,5060 | 3,06 | C.V |
| 7 | 1,5434 | 0,8146 | 7,7170 | 4,0730 | 0,8825 | 0,5495 | 3,06 | C.V |
| 6 | 1,3669 | 0,7047 | 6,8345 | 3,5235 | 1,0060 | 0,5860 | 3,06 | C.V |
| 5 | 1,1657 | 0,5875 | 5,8285 | 2,9375 | 1,1175 | 0,6140 | 3,06 | C.V |
| 4 | 0,9422 | 0,4647 | 4,7110 | 2,3235 | 1,1730 | 0,6130 | 3,06 | C.V |
| 3 | 0,7076 | 0,3421 | 3,5380 | 1,7105 | 1,1805 | 0,5910 | 3,06 | C.V |
| 2 | 0,4715 | 0,2239 | 2,3575 | 1,1195 | 1,0980 | 0,5220 | 3,06 | C.V |
| 1 | 0,2519 | 0,1195 | 1,2595 | 0,5975 | 0,8680 | 0,4070 | 3,06 | C.V |
| RDC | 0,0783 | 0,0381 | 0,3915 | 0,1905 | 0,3915 | 0,1905 | 3,06 | C.V |

❖ Analyse des résultats

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

4.11.2 Vérification de l'effet P-Delta [RPA99/V2003 (5.9)]

Les effets du 2^{ordre} (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h} \leq 0,01$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k".

$$P_k = \sum_{i=1}^n (W_{gi} + \beta \cdot W_{qi})$$

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".

- Sens (x-x)

Tableau 4-14 Vérification de l'effet P-Delta (Sens x-x).

| Etage | h_K (cm) | Δ_{xK} (cm) | V_{Kx} (KN) | P_k (KN) | θ_K | $\theta_K \leq 0,1$ |
|-------|------------|--------------------|---------------|------------|------------|---------------------|
| 8 | 306 | 0,7595 | 293,777 | 4098,662 | 0,0346 | C.V |
| 7 | 306 | 0,8825 | 598,512 | 8881,726 | 0,0427 | C.V |
| 6 | 306 | 1,0060 | 865,993 | 13679,812 | 0,0519 | C.V |
| 5 | 306 | 1,1175 | 1092,289 | 18415,676 | 0,0615 | C.V |
| 4 | 306 | 1,1730 | 1290,731 | 23399,224 | 0,0694 | C.V |
| 3 | 306 | 1,1805 | 1451,861 | 28457,367 | 0,0756 | C.V |
| 2 | 306 | 1,0980 | 1574,728 | 33600,052 | 0,0765 | C.V |
| 1 | 306 | 0,8680 | 1657,875 | 38820,321 | 0,0664 | C.V |
| RDC | 306 | 0,3915 | 1699,405 | 44035,17 | 0,0331 | C.V |

- Sens (y-y)

Tableau 4-15 Vérification de l'effet P-Delta (Sens y-y).

| Etage | h_K (cm) | Δ_{Ky} (cm) | V_{Ky} (KN) | P_k (KN) | θ_K | $\theta_K \leq 0,1$ |
|-------|------------|--------------------|---------------|------------|------------|---------------------|
| 8 | 306 | 0,5060 | 236,796 | 4098,662 | 0,0286 | C.V |
| 7 | 306 | 0,5495 | 482,423 | 8881,726 | 0,0330 | C.V |
| 6 | 306 | 0,5860 | 698,022 | 13679,812 | 0,0375 | C.V |
| 5 | 306 | 0,6140 | 880,424 | 18415,676 | 0,0419 | C.V |
| 4 | 306 | 0,6130 | 1040,376 | 23399,224 | 0,0450 | C.V |
| 3 | 306 | 0,5910 | 1170,253 | 28457,367 | 0,0460 | C.V |
| 2 | 306 | 0,5220 | 1269,288 | 33600,052 | 0,0451 | C.V |
| 1 | 306 | 0,4070 | 1336,307 | 38820,321 | 0,0386 | C.V |
| RDC | 306 | 0,1905 | 1369,782 | 44035,17 | 0,2000 | C.V |

❖ Analyse des résultats

D'après les tableaux ci-dessus on remarque que la condition $\Theta_k \leq 0,1$ est satisfaite donc les effets P- Δ peuvent être négligés.

4.12 Conclusion :

Dans notre étude dynamique on a opté pour la disposition des voiles qui donner les meilleurs résultats vis- à-vis des exigences du règlement algérien parasismique (RPA99/Version2003).

On a effectué les différentes vérifications du modèle par rapport l'interaction voiles portiques, les autres conditions du RPA se retrouvent vérifiées d'elles même (Période, effort normal réduit, effet P- Δ ), ce qui nous permet de garder notre modèle et de passer au calcul des éléments structuraux.

Chapitre 5

Etude des éléments structuraux

5.1 Introduction

La structure est un ensemble des éléments de contreventement : les portiques (poteaux –poutres) et les voiles, ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme.

Le ferrailage sera fait conformément aux règles CBA93, BAEL91 et le RPA99V2003.
Dont :

- Les poutres seront calculées en flexion simple.
- Les poteaux seront calculés en flexion composée.
- Les voiles seront calculées en flexion composée.

5.2 Etude des poteaux

5.2.1 Introduction

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à des efforts normaux et des moments fléchissant à la tête et à la base dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal.

Le Rôle des poteaux, ne se limite pas d'assurer la reprise des charges verticales, mais également contribuent largement lorsqu'ils sont associés à des poutres pour former des portiques destinés à reprendre les actions horizontales dues aux séismes.

5.2.2 Combinaisons des charges

Les combinaisons utilisées pour la détermination des sollicitations sont :

- **Selon (C.B.A.93)** : Les combinaisons fondamentales.
- ELU → $1.35 G + 1.5 Q$
- ELS → $G + Q$

➤ **Selon RPA99/version 2003** : Les combinaisons accidentelles.

- $G + Q \pm E_x$
- $G + Q \pm E_y$
- $0,8 G \pm E_x$
- $0,8 G \pm E_y$

5.2.3 Recommandation du RPA99, version 2003

Selon les recommandations du RPA99 le ferrailage doit satisfaire les conditions suivantes:

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de 0.7 % (zone I).
- Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ (zone I).
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone I).

5.2.4 Sollicitations dans les poteaux

Les sections d'armatures sont déterminées et calculées selon les sollicitations les plus défavorables :

- Effort normal maximal et le moment correspondant $N_{\max} M_{\text{correspondant}}$
- Moment maximum et l'effort normal correspondant $M_{\max} N_{\text{correspondant}}$

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau 5-1 Sollicitation maximales dans les poteaux à ELU.

| Niveau | $N_{max} \rightarrow M$ correspondant | | $M_{max} \rightarrow N$ correspondant | |
|--------|---------------------------------------|-----------------------|---------------------------------------|----------------------|
| | N_{max} (MN) | M correspondant(MN.m) | M_{max} (MN.m) | N correspondant.(MN) |
| RDC | 1,7589 | 0,0051 | 0,0897 | 0,1536 |
| 1 | 1,5470 | 0,0149 | 0,0258 | 0,9600 |
| 2 | 1,3381 | 0,0143 | 0,0253 | 0,5962 |
| 3 | 1,1307 | 0,0120 | 0,0224 | 0,4952 |
| 4 | 0,9293 | 0,0150 | 0,0266 | 0,5339 |
| 5 | 0,7287 | 0,0112 | 0,0227 | 0,3143 |
| 6 | 0,5326 | 0,0140 | 0,0281 | 0,2331 |
| 7 | 0,3361 | 0,0098 | 0,0190 | 0,1519 |
| 8 | 0,1591 | 0,0010 | 0,0248 | 0,0776 |

Tableau 5-2 Sollicitation maximales dans les poteaux à l'accidentel (G+Q ±E) .

| Niveau | $N_{max} \rightarrow M$ correspondant | | $M_{max} \rightarrow N$ correspondant | |
|--------|---------------------------------------|-----------------------|---------------------------------------|----------------------|
| | N_{max} (MN) | M correspondant(MN.m) | M_{max} (MN.m) | N correspondant.(MN) |
| RDC | 1,3399 | 0,0228 | 0,0336 | 0,6446 |
| 1 | 1,1787 | 0,0160 | 0,0485 | 0,5725 |
| 2 | 1,0169 | 0,0178 | 0,0556 | 0,2600 |
| 3 | 0,8557 | 0,0131 | 0,0461 | 0,4072 |
| 4 | 0,6996 | 0,0130 | 0,0542 | 0,2159 |
| 5 | 0,5453 | 0,0079 | 0,0378 | 0,1877 |
| 6 | 0,3961 | 0,0067 | 0,0416 | 0,1516 |
| 7 | 0,2482 | 0,0022 | 0,0251 | 0,1072 |
| 8 | 0,1190 | 0,0096 | 0,0291 | 0,0584 |

Tableau 5-3 Sollicitation maximales dans les poteaux à l'accidentel (0,8 G ±E) .

| Niveau | N _{max} → M correspondant | | M _{max} → N correspondant | |
|--------|------------------------------------|------------------------|------------------------------------|----------------------|
| | N _{max} (MN) | M correspondant (MN.m) | M _{max} (MN.m) | N correspondant (MN) |
| RDC | 0,9647 | 0,0239 | 0,0336 | 0,4401 |
| 1 | 0,8478 | 0,0200 | 0,0483 | 0,3891 |
| 2 | 0,7299 | 0,0209 | 0,0549 | 0,3430 |
| 3 | 0,6123 | 0,0157 | 0,0458 | 0,2893 |
| 4 | 0,4988 | 0,0162 | 0,0532 | 0,2223 |
| 5 | 0,3870 | 0,0102 | 0,0362 | 0,1736 |
| 6 | 0,2796 | 0,0097 | 0,0375 | 0,1281 |
| 7 | 0,1735 | 0,0043 | 0,0209 | 0,0864 |
| 8 | 0,0855 | 0,0095 | 0,0233 | 0,0432 |

5.2.5 Ferrailages des poteaux :

5.2.5.1 Armatures longitudinales :

A) Calcul du ferrailage

❖ Exemple de calcul

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux du niveau RDC, et le reste des résultats de ferrailage des autres niveaux seront donnés dans un tableau récapitulatif.

Avec :

$$a = b = 0,45 \text{ m} ; d = 0,405 \text{ m} ; d' = 0,045 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = 347,826 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,15 ; \gamma_b = 1,5 ; f_{bc} = 14,17$$

- Calcule l'excentricité : $e = \frac{M_u}{N_u}$

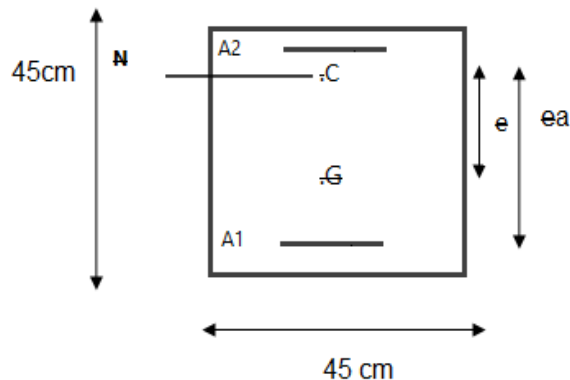
Avec :

$$M_u = 0,0051 \text{ MN.m} ; N_u = 1,7589 \text{ MN}$$

$$e = 0,0028 \text{ m}$$

$$e_a = d - \frac{h}{2} + e = 0,1828 \text{ m}$$

Donc : Nu effort de compression et C a l'intérieur de la section et près de A₂.



- **Moment fictive Ma** : $M_a = M_u \cdot e_a$

$$M_a = 0,3215 \text{ MN.m}$$

- **Vérification domaine de fonctionnement**

- **Domaine 2**

$$N_u \times (d - d') - M_a = 0,3177 \quad (1)$$

$$\left(0,337 - 0,81 \times \frac{d'}{d}\right) b \times d^2 \times f_{bc} = 0,2583 \quad (2)$$

(1) < (2) → C.N.V

Donc : on doit vérifier domaine 3.

- **Domaine 3**

$$\left(0,337 - 0,81 \times \frac{d'}{d}\right) b \times d^2 \times f_{bc} = 0,2583 \quad (1)$$

$$N_u \times (d - d') - M_a = 0,3177 \quad (2)$$

$$\left(0,337 - 0,81 \times \frac{d'}{h}\right) b \times d^2 \times f_{bc} = 0,3305 \quad (3)$$

(1) < (2) < (3) → C.V → donc il s'agit d'une section partiellement comprimée avec armature inférieure comprimée.

- **Moment réduit μ_u**

$$\mu_u = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0,3215}{0,45 \times 0,405^2 \times 14,17} = 0,307 < \mu_R = 0,392$$

Donc : section à simple armature.

$$A_2 = 0$$

$$A_1 = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{Ma}{z} - Nu \right)$$

Avec :

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) = 0,4733$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0,3283 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 347.826 \text{ MPa}$$

$$A_1 = \frac{1}{347,826} \times \left(\frac{0,3215}{0,3283} - 1,7589 \right) = -2,2413 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$A_1 = -22,413 \text{ cm}^2$$

Tableau 5-4 Les résultats de ferrailage des poteaux à ELU.

| Niveau | N _{max} → M correspondant | | | M _{max} → N correspondant | | |
|--------|------------------------------------|------------------------------------|------------------------------------|------------------------------------|-----------------------------------|------------------------------------|
| | Section (cm ²) | A ₂ (cm ²) | A ₁ (cm ²) | Section (cm ²) | A ₂ (cm ²) | A ₁ (cm ²) |
| RDC | 45 × 45 | 0 | 22,413 | 45 × 45 | 0 | 4,440 |
| 1 | 45 × 45 | 0 | 19,432 | 45 × 45 | 0 | 11,827 |
| 2 | 45 × 45 | 0 | 17,358 | 45 × 45 | 0 | 7,039 |
| 3 | 40 × 40 | 0 | 14,461 | 40 × 40 | 0 | 5,465 |
| 4 | 40 × 40 | 0 | 11,675 | 40 × 40 | 0 | 5,592 |
| 5 | 35 × 35 | 0 | 9,037 | 35 × 35 | 0 | 2,466 |
| 6 | 35 × 35 | 0 | 6,337 | 35 × 35 | 0 | 0,767 |
| 7 | 30 × 30 | 0 | 3,807 | 30 × 30 | 0 | 0,133 |
| 8 | 30 × 30 | 0 | 4,299 | 30 × 30 | 0 | 1,625 |

Tableau 5-5 Les résultats de ferrailage des poteaux à l'accidentel (G+Q ±E).

| Niveau | N _{max} → M correspondant | | | M _{max} → N correspondant | | |
|--------|------------------------------------|------------------------------------|------------------------------------|------------------------------------|-----------------------------------|------------------------------------|
| | Section (cm ²) | A ₂ (cm ²) | A ₁ (cm ²) | Section (cm ²) | A ₂ (cm ²) | A ₁ (cm ²) |
| RDC | 45 × 45 | 0 | 16,530 | 45 × 45 | 0 | 7,019 |
| 1 | 45 × 45 | 0 | 15,388 | 45 × 45 | 0 | 4,785 |
| 2 | 45 × 45 | 0 | 13,261 | 45 × 45 | 0 | 0,182 |
| 3 | 40 × 40 | 0 | 11,057 | 40 × 40 | 0 | 2,027 |
| 4 | 40 × 40 | 0 | 9,105 | 40 × 40 | 0 | 1,360 |
| 5 | 35 × 35 | 0 | 8,240 | 35 × 35 | 0 | 0,885 |
| 6 | 35 × 35 | 0 | 5,306 | 35 × 35 | 0 | 1,795 |
| 7 | 30 × 30 | 0 | 3,542 | 30 × 30 | 0 | 1,212 |
| 8 | 30 × 30 | 0 | 0,780 | 30 × 30 | 0 | 2,420 |

Tableau 5-6 Les résultats de ferrailage des poteaux à l'accidentel (0,8G ±E).

| Niveau | N _{max} → M correspondant | | | M _{max} → N correspondant | | |
|--------|------------------------------------|------------------------------------|------------------------------------|------------------------------------|-----------------------------------|------------------------------------|
| | Section (cm ²) | A ₂ (cm ²) | A ₁ (cm ²) | Section (cm ²) | A ₂ (cm ²) | A ₁ (cm ²) |
| RDC | 45 × 45 | 0 | 12,066 | 45 × 45 | 0 | 4,168 |
| 1 | 45 × 45 | 0 | 10,905 | 45 × 45 | 0 | 2,250 |
| 2 | 45 × 45 | 0 | 9,233 | 45 × 45 | 0 | 1,062 |
| 3 | 40 × 40 | 0 | 7,694 | 40 × 40 | 0 | 0,440 |
| 4 | 40 × 40 | 0 | 6,102 | 40 × 40 | 0 | 1,182 |
| 5 | 35 × 35 | 0 | 4,812 | 35 × 35 | 0 | 0,909 |
| 6 | 35 × 35 | 0 | 3,337 | 35 × 35 | 0 | 1,696 |
| 7 | 30 × 30 | 0 | 2,197 | 30 × 30 | 0 | 1,025 |
| 8 | 30 × 30 | 0 | 0,288 | 30 × 30 | 0 | 1,935 |

B) Vérification des armatures longitudinales D'après le RPA99/version 2003

$$A_{\min} = 0,7 \% \times b \times h \quad \rightarrow \text{(Zone I)}.$$

$$A_{\max} = 4 \% \times b \times h \quad \rightarrow \text{(Zone courante)}.$$

$$A_{\max} = 6 \% \times b \times h \quad \rightarrow \text{(Zone de recouvrement)}.$$

Tableau 5-7 Armatures minimales et maximales des poteaux.

| Niveau | Section (cm ²) | A _{min} (cm ²) | A _{max} (cm ²) | |
|--------|----------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------|
| | | | Zone courante | Zone nodale |
| RDC | 45 × 45 | 14,175 | 81 | 121,5 |
| 1 | 45 × 45 | 14,175 | 81 | 121,5 |
| 2 | 45 × 45 | 14,175 | 81 | 121,5 |
| 3 | 40 × 40 | 11,200 | 64 | 96 |
| 4 | 40 × 40 | 11,200 | 64 | 96 |
| 5 | 35 × 35 | 8,575 | 49 | 73,500 |
| 6 | 35 × 35 | 8,575 | 49 | 73,500 |
| 7 | 30 × 30 | 6,300 | 36 | 54 |
| 8 | 30 × 30 | 6,300 | 36 | 54 |

C) Choix des armatures longitudinales

Choix des armatures $\rightarrow A_{\min} \leq A_{st} \leq A_{\max}$

Tableau 5-8 Tableau récapitulatif des ferrillages des poteaux.

| Niveau | Section (cm ²) | Ferrailage longitudinale (cm ²) | |
|--------|----------------------------|---|---------|
| | | Choix | Section |
| RDC | 45 × 45 | 12T14 + 4T12 | 23 |
| 1 | 45 × 45 | 4T14 + 12T12 | 19,72 |
| 2 | 45 × 45 | 4T14 + 12T12 | 19,72 |
| 3 | 40 × 40 | 4T14 + 8T12 | 15,2 |
| 4 | 40 × 40 | 12T12 | 13,56 |
| 5 | 35 × 35 | 8T12 | 9,04 |
| 6 | 35 × 35 | 8T12 | 9,04 |
| 7 | 30 × 30 | 4T12 + 4T10 | 7,68 |
| 8 | 30 × 30 | 4T12 + 4T10 | 7,68 |

D) Calcule des longueurs de recouvrement : D'après le RPA99/version2003

La longueur minimale de recouvrement est de $40 \Phi_l$ (zone I).

Tableau 5-9 Longueur de recouvrement des poteaux.

| Φ_l (mm) | RPA99/V/2003 | Lr (choix) |
|---------------|--------------|------------|
| | Lr (mm) | Lr (mm) |
| 10 | 400 | 400 |
| 12 | 480 | 500 |
| 14 | 560 | 600 |

E) calcule des longueurs de la zone nodale

La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

La zone nodale est définie par l' et h' .

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm}\right)$$

Avec : h_e : Hauteur d'étage ;

h : hauteur de la poutre

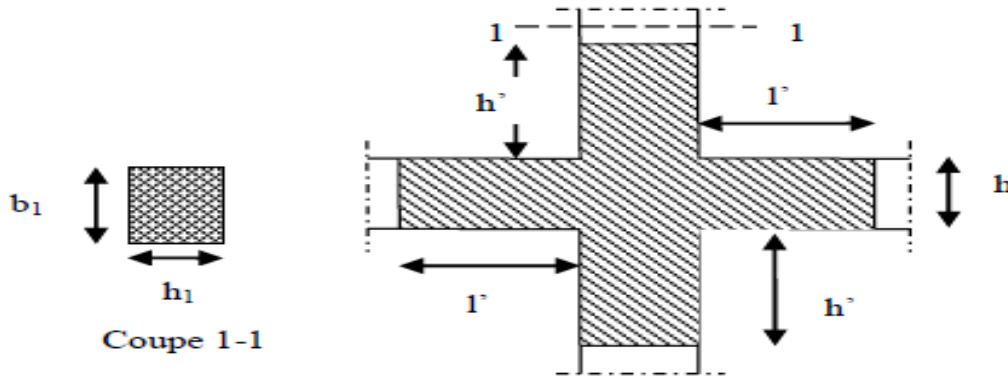


Figure 5-1 zone nodale.

Tableau 5-10 La longueur de la zone nodale des poteaux.

| (a=b) (cm) | h_e (cm) | h' (cm) |
|------------|------------|-----------|
| 45 | 306 | 60 |
| 40 | 306 | 60 |
| 35 | 306 | 60 |
| 30 | 306 | 60 |

Tableau 5-11 La longueur de la zone nodale des poutres.

| h (cm) | h' (cm) |
|----------|-----------|
| 40 | 80 |
| 30 | 60 |

5.2.5.2 Armatures transversales

A) Vérification spécifique sous sollicitations tangentes

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} \leq \overline{\tau_{bu}}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V}{b.d}$$

$$\overline{\tau_{bu}} = \rho d \times f_{c28}$$

τ_{bu} : La contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique.

V : Efforts tranchants maximum sous combinaison sismique.

Avec :

$$\rho_d = 0,075 \text{ Si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_d = 0,04 \text{ Si } \lambda_g < 5$$

λ_g : est l'élançement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

$$l_f = 0,7 \times l_0 \quad (\text{Pour étage multiple}).$$

$$l_0 = h_{(\text{étage})} - h_{(\text{plancher}16+5)}$$

Avec :

a , b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : longueur de flambement du poteau.

l_0 : La hauteur libre du poteau.

$$l_0 = 3,06 - 0,21 = 2,85 \rightarrow l_f = 0,7 \times 2,85 = 1,995\text{m}$$

Tableau 5-12 Vérification spécifique sous sollicitations tangentes. des poteaux.

| Niveau | A=b (cm) | V (MN) | τ_{bu} (MPa) | λ_g | ρ_d | $\overline{\tau_{bu}}$ (Mpa) | $\tau_{bu} < \overline{\tau_{bu}}$ |
|--------|----------|----------|-------------------|-------------|----------|------------------------------|------------------------------------|
| RDC | 45 | 0,023820 | 0,1306 | 4,4333 | 0,04 | 1 | C.V |
| 1 | 45 | 0,028207 | 0,1547 | 4,4333 | 0,04 | 1 | C.V |
| 2 | 45 | 0,035968 | 0,1973 | 4,4333 | 0,04 | 1 | C.V |
| 3 | 40 | 0,033250 | 0,2314 | 4,9875 | 0,04 | 1 | C.V |
| 4 | 40 | 0,035417 | 0,2459 | 4,9875 | 0,04 | 1 | C.V |
| 5 | 35 | 0,032364 | 0,2935 | 5,7000 | 0,075 | 1,875 | C.V |
| 6 | 35 | 0,032775 | 0,2972 | 5,7000 | 0,075 | 1,875 | C.V |
| 7 | 30 | 0,028216 | 0,348 | 6,6500 | 0,075 | 1,875 | C.V |
| 8 | 30 | 0,018408 | 0,2272 | 6,6500 | 0,075 | 1,875 | C.V |

B) Calcul du ferrailage transversal

D'après le RPA99 version 2003, les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V}{h \times f_e}$$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur total de la section brute.

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort Tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.50 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 3.75 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases}$$

- **Calcul de l'espacement des armatures transversales :**

D'après RPA99/version 2003 :

$t \leq \min(10\phi_l, 15 \text{ cm}) \rightarrow$ la zone nodale \rightarrow (Zone 1).

$t' \leq 15\phi_l \text{ min} \rightarrow$ la zone courant \rightarrow (Zone 1).

Avec :

ϕ_l : le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- **Diamètre des armatures transversales :**

Diamètre des armatures transversales est déterminé par cette formule :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right)$$

Avec :

h et b : les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

ϕ_l : le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Tableau 5-13 Ferrailage transversal des poteaux.

| Niveau | h_1 (cm) | V (MN) | λg | ρ_a | t (cm) | t'cm) | A_t (cm ²) | \varnothing_t (mm) |
|--------|---------------|----------|-------------|----------|--------|-------|-----------------------------|-------------------------|
| RDC | 45 | 0,023820 | 4,4333 | 3,75 | 10 | 15 | 0,4962 | $\varnothing 8$ |
| 1 | 45 | 0,028207 | 4,4333 | 3,75 | 10 | 15 | 0,5876 | $\varnothing 8$ |
| 2 | 45 | 0,035968 | 4,4333 | 3,75 | 10 | 15 | 0,7493 | $\varnothing 8$ |
| 3 | 40 | 0,033250 | 4,9875 | 3,75 | 10 | 15 | 0,7810 | $\varnothing 8$ |
| 4 | 40 | 0,035417 | 4,9875 | 3,75 | 10 | 15 | 0,8300 | $\varnothing 8$ |
| 5 | 35 | 0,032364 | 5,7000 | 2,5 | 10 | 15 | 0,5779 | $\varnothing 8$ |
| 6 | 35 | 0,032775 | 5,7000 | 2,5 | 10 | 15 | 0,5852 | $\varnothing 8$ |
| 7 | 30 | 0,028216 | 6,6500 | 2,5 | 10 | 15 | 0,5878 | $\varnothing 8$ |
| 8 | 30 | 0,018408 | 6,6500 | 2,5 | 10 | 15 | 0,3835 | $\varnothing 8$ |

5.2.5.3 Schéma du ferrailage des poteaux

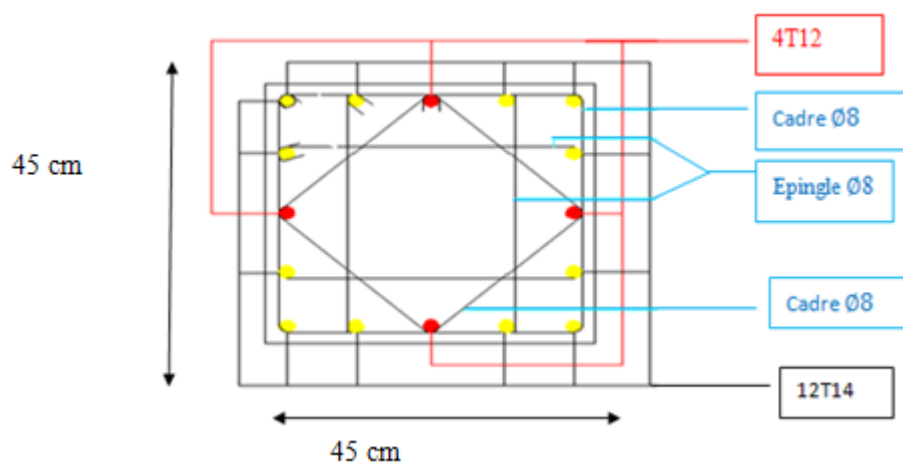


Figure 5-2 Ferrailage des poteaux (RDC).

5.3 Etude des poutres

5.3.1 Introduction

Les poutres sont sollicitées en fléchissant, celui-ci permet la détermination des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

- On distingue deux types de poutres :

- ✓ les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles (30 x 40) cm²
- ✓ les poutres secondaires qui assurent le chaînage (30 x 30) cm²

5.3.2 Combinaisons des charges :

Les combinaisons utilisées pour la détermination des sollicitations sont :

- **Selon (C.B.A.93)** : Les combinaisons fondamentales.

- ELU → 1.35 G + 1.5 Q
- ELS → G + Q

- **Selon RPA99/version 2003** : Les combinaisons accidentelles.

- G + Q ± Ex
- G + Q ± Ey
- 0,8 G ± Ex
- 0,8 G ± Ey

5.3.3 Recommandation du RPA99, version 2003 :

- Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux, sur toute la longueur de la poutre, est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximal des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40 Ø en zone I.

5.3.4 Poutre principale

5.3.4.1 Détermination des sollicitations

Les résultats des moments et des efforts tranchantes des poutres principales pour toutes les combinaisons sont donnée par logiciel « SAP 2000 » sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5-14 sollicitations maximales des poutres principales.

| Niveau | Sectin (cm ²) | ELU | | ELS | | G + Q ± E | | 0,8G ± Ex | | V max (Kn) |
|---------------|---------------------------|-----------------|----------------|-----------------|----------------|-----------------|----------------|-----------------|----------------|------------|
| | | M travée (KN.m) | M appui (KN.m) | M travée (KN.m) | M appui (KN.m) | M travée (KN.m) | M appui (KN.m) | M travée (KN.m) | M appui (KN.m) | |
| RDC | 30 x40 | 32,9728 | 62,3958 | 24,0503 | 45,4693 | 32,3315 | 56,0242 | 35,3612 | 47,5601 | 91,176 |
| Etage courant | | 35,2419 | 61,7942 | 25,8341 | 44,8995 | 29,0913 | 74,4948 | 25,6466 | 61,7007 | 91,091 |
| Terrasse | | 34,1051 | 61,9325 | 24,9494 | 45,2851 | 26,0339 | 55,0712 | 18,7920 | 43,4495 | 82,991 |

5.3.4.2 Ferrailages des poutres principales :

B) Armatures longitudinales

❖ Exemple de calcul : on va prendre comme exemple de calcul la poutre principale du RDC par la combinaison ELU.

$$M_{ut} = 32,9728 \text{KN.m} \quad ; \quad M_{ua} = 62,3958 \text{KN.m}$$

$$\text{Avec : } b = 0,30 \text{m} \quad ; \quad h = 0,40 \text{m} \quad ; \quad d = 0,9h = 0,36$$

$$f_{c28} = 25 \text{MPa} \quad ; \quad f_e = 400 \text{MPa} \quad ; \quad \mu_R = 0,39$$

- En travée :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{32,9728 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,36^2 \times 14,17} = 0,0598.$$

$$\mu_u < \mu_R \rightarrow \text{Section simple armature} \rightarrow (Asc = 0)$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0598}) = 0,0771$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,27 \times (1 - 0,4 \times 0,0771) = 0,3488 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{32,9728 \times 10^{-3}}{0,3488 \times \frac{400}{1,15}} = 2,717 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{st} = 2,7177 \text{ cm}^2$$

- **En appui :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{62,3958 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,36^2 \times 14,17} = 0,1132.$$

$\mu_u < \mu_R \rightarrow$ Section simple armature $\rightarrow (A_{sc} = 0)$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,1132}) = 0,1505$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,27 \times (1 - 0,4 \times 0,1505) = 0,3383 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{62,3958 \times 10^{-3}}{0,3383 \times \frac{400}{1,15}} = 5,3026 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{st} = 5,3026 \text{ cm}^2$$

Les résultats de ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 5-15 ferrailage calculés de la poutre principale.

| Niveau | Position | ELU | | G + Q ± E | |
|---------------|----------|------------------------------------|------------------------------------|------------------------------------|------------------------------------|
| | | A _{st} (cm ²) | A _{sc} (cm ²) | A _{st} (cm ²) | A _{sc} (cm ²) |
| RDC | Travée | 2,7177 | 0 | 2,6626 | 0 |
| | Appui | 5,3025 | 0 | 4,7289 | 0 |
| Etage courant | travée | 2,9106 | 0 | 2,3882 | 0 |
| | Appui | 5,2484 | 0 | 6,4810 | 0 |
| Terrasse | Travée | 2,8143 | 0 | 2,0790 | 0 |
| | Appui | 5,2617 | 0 | 4,6431 | 0 |

C) Vérification des armatures longitudinales :

- Selon le RPA99/version 2003

- **Armatures minimale**

$$A_{\min} = 0,5 \% \times b \times h = 0,5 \% \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

- **Armatures maximale**

Zone nodale $\rightarrow A_{\max} = 4\% \times b \times h = 4 \% \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement $\rightarrow A_{\max} = 6\% \times b \times h = 6\% \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$

- Condition de non fragilité

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $b=0,3\text{m}$; $d = 0,36\text{m}$

$$A_{st} \geq 0,23 \times 0,3 \times 0,36 \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,3041 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,3041 \text{ cm}^2$$

$A_{st} \geq 1,3041 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{C.V}$

D) Vérification à l'état limite de service

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poutres principales du niveau RDC, et le reste des résultats de vérification des autres niveaux seront donnés dans un tableau récapitulatif.

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Avec $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

- **Travée**

- **Le moment maximum en travée**

$$M_{u \text{ max}} = 32,9728 \text{ KN.m}$$

$$M_{s \text{ max}} = 24,0503 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{32,9728}{24,0503} = 1,370$$

$$\alpha_{\text{Travée}} \leq \frac{1,370 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha_{\text{Travée}} = 0,0771 < 0,4354 \rightarrow \text{C.V}$$

- **Appui**

- **Le moment maximum en Appui**

$$M_{u \text{ max}} = 62,3998 \text{ KN.m}$$

$$M_{s \text{ max}} = 45,4693 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{62,3998}{45,4693} = 1,3722$$

$$\alpha_{\text{Appui}} \leq \frac{1,3722 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha_{\text{Appui}} = 0,1132 < 0,4354 \rightarrow \text{C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$

L'armature calculée. à l'ELU convient pour l'ELS.

Tableau 5-16 Vérification à l'état limite de service des poutres principales.

| Niveau | Position | γ | $\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ | α | Observation |
|---------------|----------|----------|--|----------|-------------|
| RDC | Travée | 1,3709 | 0,4354 | 0,0771 | C.V |
| | Appui | 1,3722 | 0,4361 | 0,1132 | C.V |
| Etage courant | travée | 1,3641 | 0,4320 | 0,0826 | C.V |
| | Appui | 1,3762 | 0,4381 | 0,1490 | C.V |
| Terrasse | Travée | 1,3669 | 0,4334 | 0,0799 | C.V |
| | Appui | 1,3676 | 0,4338 | 0,1494 | C.V |

E) Choix des armatures

Choix des armatures $\rightarrow A_{min} \leq A_{st} \leq A_{max}$

Tableau 5-17 ferrailage longitudinal des poutres principales.

| Niveau | Position | Choix | Section choisi (cm ²) |
|---------------|----------|-------------|-----------------------------------|
| RDC | Travée | 3T14 + 3T12 | 8,01 |
| | Appui | 3T14 + 3T12 | 8,01 |
| Etage courant | travée | 3T14 + 3T12 | 8,01 |
| | Appui | 3T14 + 3T12 | 8,01 |
| Terrasse | Travée | 3T14 + 3T12 | 8,01 |
| | Appui | 3T14 + 3T12 | 8,01 |

F) Calcul la longueur d'ancrage

La longueur d'ancrage : $L \geq l_2 + r + \frac{\emptyset}{2}$

Avec : r : Rayon de courbure $\rightarrow r = 5,5 \times \emptyset$ pour les aciers (HA).

\emptyset : Diamètre d'armature.

$$l_2 = l_s - (\alpha \times l_1) - (\beta \times r)$$

(l_1 ; l_2) : Longueurs rectilignes.

l_s : Longueur de scellement droit.

$$l_s = \frac{\emptyset}{4} \times \frac{f_e}{\tau_s}$$

Avec τ_s : Contrainte d'adhérence $\rightarrow \tau_s = 0,6 (\chi)^2 f_{tj}$

$\chi = 1,5$ pour les aciers (HA).

On adopte un ancrage courbe ($\theta = 120^\circ$) $\rightarrow (\alpha = 2,31)$; ($\beta = 3,28$) ; ($l_1 = 8 \times \emptyset$) ;

($f_e = 400$ MPa) ; ($f_{t28} = 2,1$ MPa)

Tableau 5-18 la longueur calculée et choisis de l'ancrage pour chaque type d'acier

| Ø (mm) | ls (mm) | li (mm) | r (mm) | l2 (mm) | L calculé (mm) | L choisis (mm) |
|--------|---------|---------|--------|---------|----------------|----------------|
| Ø12 | 423,280 | 96 | 66 | -14,959 | 72 | 200 |
| Ø14 | 493,827 | 112 | 77 | -17,453 | 84 | 200 |

G) Calcule la longueur de recouvrement: D'après le RPA99/version 2003

$$L_r \leq 40 \Phi_1 \rightarrow \text{Zone I}$$

Tableau 5-19 Longueur de recouvrement des poutres principales.

| Ø (mm) | L _r calculé (mm) | L _r choisis (mm) |
|--------|-----------------------------|-----------------------------|
| Ø12 | 480 | 500 |
| Ø14 | 560 | 600 |

H) Calcul des armatures transversales

❖ Vérification au cisaillement

On doit vérifier la condition suivant : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d}$$

Avec :

v: L'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MP}\right) \rightarrow \text{Pour une fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MP}\right) \rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

Tableau 5-20 Vérification de la contrainte de cisaillement de la poutre principale.

| Niveau | Tu (MN) | τ _u (MPa) | τ̄ _u (MPa) | τ _u ≤ τ̄ _u |
|---------------|----------|----------------------|-----------------------|----------------------------------|
| RDC | 0,091176 | 0,8442 | 2,5 | C.V |
| Étage courant | 0,091091 | 0,8434 | 2,5 | C.V |
| Terrasse | 0,082991 | 0,7684 | 2,5 | C.V |

❖ **Choix des armatures transversales**

• **Calcul de diamètre des armatures**

Les armatures transversales les poutres sont calculées à l'aide de la formule(BAEL91).

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_l\right)$$

Avec :

ϕ_l : Diamètre minimales des armatures longitudinales de la poutre.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{400}{35}; \frac{300}{10}; 12\text{mm}\right) = \min(11,42; 30; 12\text{mm})$$

Donc on prend : $\phi_t = 8\text{mm}$

• **L'espacement des armatures transversales**

D'après le RPA 99 V 2003

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 1,2 \cdot \phi_{l \min}; 30\text{cm}\right) \rightarrow \text{Zone nodale.}$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}; 1,2 \times 1,2; 30\text{m} = \text{m}\right) = \min(10; 1,44; 30\text{cm})$$

Donc on prend : $S_t = 10\text{cm}$

$$S_t \leq \left(\frac{h}{2}\right) \rightarrow \text{Zone courante.}$$

$$S'_t \leq \left(\frac{40}{2}\right) = 20\text{cm}$$

Donc on prend $S'_t = 20\text{cm}$

Les longueurs à prendre en considération pour chaque barre sont : $l' = 2 \cdot h = 80\text{cm}$.

I) Schéma du ferrailage des poutres principales

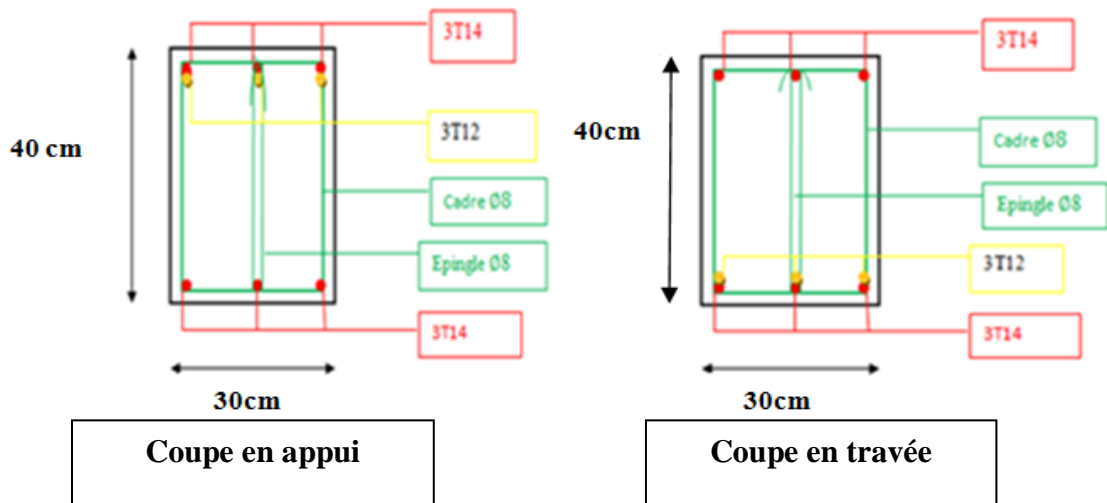


Figure 5-3 Ferrailage de la poutre principale.

5.3.5 Poutre secondaire

5.3.5.1 Détermination des sollicitations

Les résultats des moments et des efforts tranchantes des poutres secondaires, pour toutes les combinaisons sont donnée par logiciel « SAP 2000 » sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5-21 sollicitations maximales de la poutre secondaire.

| Niveau | Section (cm ²) | ELU | | ELS | | G + Q ± E | | 0,8G ± Ex | | V max (Kn) |
|---------------|----------------------------|-----------------|----------------|-----------------|----------------|-----------------|----------------|-----------------|----------------|------------|
| | | M travée (KN.m) | M appui (KN.m) | M travée (KN.m) | M appui (KN.m) | M travée (KN.m) | M appui (KN.m) | M travée (KN.m) | M appui (KN.m) | |
| RDC | 30 x 30 | 18,8534 | 34,8334 | 13,8102 | 25,5201 | 45,8944 | 50,0603 | 44,0735 | 48,0208 | 63,465 |
| Etage courant | | 36,5799 | 44,29988 | 26,5692 | 32,2035 | 43,3323 | 58,6930 | 34,3744 | 48,0784 | 67,567 |
| Terrasse | | 32,3353 | 39,6942 | 23,5044 | 28,8843 | 32,6337 | 46,2064 | 25,4970 | 37,0195 | 51,022 |

5.3.5.2 Ferrillages des poutres secondaires

A) Armatures longitudinales

❖ **Exemple de calcul** : on va prendre comme exemple de calcul la poutre secondaire du RDC par la combinaison G + Q ± E.

$$M_{at} = 45,8944 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_{aa} = 50,603 \text{ KN.m}$$

Avec :

$$b = 0,30 \text{ m} \quad ; \quad h = 0,30 \text{ m} \quad ; \quad d = 0,9.h = 0,27 \text{ m}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad ; \quad f_e = 400 \text{ MPa} \quad ; \quad \mu_R = 0,392$$

- **En travée**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{45,8944 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,27^2 \times 14,17} = 0,1480.$$

$$\mu_u < \mu_R \rightarrow \text{Section simple armature} \rightarrow (A_{sc} = 0)$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,1480}) = 0,2011$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,27 \times (1 - 0,4 \times 0,2011) = 0,2482 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{45,8944 \times 10^{-3}}{0,2482 \times \frac{400}{1,15}} = 5,3161 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{st} = 5,3161 \text{ cm}^2$$

- **En appui :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{50,0603 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,27^2 \times 14,17} = 0,1615$$

$\mu_u < \mu_R \rightarrow$ Section simple armature $\rightarrow (A_{sc} = 0)$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,1615}) = 0,2214$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,27 \times (1 - 0,4 \times 0,2214) = 0,2460 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{50,0603 \times 10^{-3}}{0,2460 \times \frac{400}{1,15}} = 5,8505 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{st} = 5,8505 \text{ cm}^2$$

Les résultats de ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 5-22 ferrailage calculés de la poutre secondaire.

| Niveau | Position | ELU | | G + Q ± E | |
|---------------|----------|------------------------------------|------------------------------------|------------------------------------|------------------------------------|
| | | A _{sc} (cm ²) | A _{st} (cm ²) | A _{sc} (cm ²) | A _{st} (cm ²) |
| RDC | Travée | 0 | 2,0727 | 0 | 5,3161 |
| | Appui | 0 | 3,9458 | 0 | 5,8505 |
| Etage courant | travée | 0 | 4,1568 | 0 | 4,9932 |
| | Appui | 0 | 5,1149 | 0 | 6,9901 |
| Terrasse | Travée | 0 | 3,6442 | 0 | 3,6807 |
| | Appui | 0 | 4,5394 | 0 | 5,3565 |

B) Vérification des armatures longitudinales

Selon le RPA99/version 2003

- Selon le RPA99/version 2003

- Armatures minimales

$$A_{min} = 0,5 \% \times b \times h = 0,5 \% \times 30 \times 30 = 4,5 \text{ cm}^2$$

- Armatures maximale

Zone nodale $\rightarrow A_{max} = 4\% \times b \times h = 4 \% \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement $\rightarrow A_{max} = 6\% \times b \times h = 6\% \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$

- Condition de non fragilité

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $b=0,3\text{m}$; $d = 0,27\text{m}$

$$A_{st} \geq 0,23 \times 0,3 \times 0,27 \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 9,7807 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0,97807 \text{ cm}^2$$

$A_{st} \geq 0,97807 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{C.V}$

C) Vérification à l'état limite de service

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poutres secondaires du niveau RDC, et le reste des résultats de vérification des autres niveaux seront donnés dans un tableau récapitulatif.

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Avec $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$

• Travée

- Le moment maximum en travée

$$M_{u \text{ max}} = 18,8534 \text{ KN.m}$$

$$M_{s \text{ max}} = 13,8102 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{18,8534}{13,8102} = 1,3651$$

$$\alpha_{\text{Travée}} \leq \frac{1,3651 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha_{\text{Travée}} = 0,0784 < 0,4325 \rightarrow \text{C.V}$$

• Appui

- Le moment maximum en Appui

$$M_{u \text{ max}} = 34,8334 \text{ KN.m}$$

$$M_{s \text{ max}} = 25,5201 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{34,8334}{25,5201} = 1,3649$$

$$\alpha_{\text{Appui}} \leq \frac{1,3649 - 1}{2} + \frac{25}{100}$$

$$\alpha_{\text{Appui}} = 0,1494 < 0,4324 \rightarrow \text{C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$

L'armature calculée, à l'ELU convient pour l'ELS.

Tableau 5-23 Vérification à l'état limite de service des poutres secondaires.

| | | | | | |
|---------------|--------|--------|--------|--------|-----|
| RDC | Travée | 1,3651 | 0,4325 | 0,0784 | C.V |
| | Appui | 1,3649 | 0,4324 | 0,1494 | C.V |
| Etage courant | travée | 1,3767 | 0,4384 | 0,1574 | C.V |
| | Appui | 1,3756 | 0,4378 | 0,1936 | C.V |
| Terrasse | Travée | 1,3757 | 0,4378 | 0,1379 | C.V |
| | Appui | 1,3742 | 0,4371 | 0,1718 | C.V |

D) Choix des armatures

Choix des armatures $\rightarrow A_{\min} \leq A_{st} \leq A_{\max}$

Tableau 5-24 ferrailage longitudinal des poutres secondaires.

| Niveau | Position | Choix | Section choisi (cm ²) |
|---------------|----------|-------------|-----------------------------------|
| RDC | Travée | 3T14 + 2T12 | 6,88 |
| | Appui | 3T14 + 2T12 | 6,88 |
| Etage courant | travée | 3T14 + 2T12 | 6,88 |
| | Appui | 3T14 + 3T12 | 8,01 |
| Terrasse | Travée | 3T14 + 2T12 | 6,88 |
| | Appui | 3T14 + 2T12 | 6,88 |

E) Calcule de la longueur d'ancrage

$$\text{La longueur d'ancrage : } L \geq l_2 + r + \frac{\emptyset}{2}$$

Avec : r : Rayon de courbure $\rightarrow r = 5,5 \times \emptyset$ pour les aciers (HA)

\emptyset : Diamètre d'armature.

$$l_2 = l_s - (\alpha \times l_1) - (\beta \times r)$$

(l₁ ; l₂) : Longueurs rectilignes.

l_s : Longueur de scellement droit.

$$l_s = \frac{\emptyset}{4} \times \frac{f_e}{\tau_s}$$

avec τ_s : Contrainte d'adhérence $\rightarrow \tau_s = 0,6 (\chi)^2 f_{tj}$

$\chi = 1,5$ pour les aciers (HA).

On adopte un ancrage courbe ($\theta = 120^\circ$) $\rightarrow (\alpha = 2,31)$; ($\beta = 3,28$) ; ($l_1 = 8 \times \emptyset$) ;

(Fe = 400 MPa) ; ($f_{t28} = 2,1$ MPa)

Tableau 5-25 la longueur calculée et choisis de l'ancrage pour chaque type d'acier

| Ø (mm) | ls (mm) | li (mm) | r (mm) | l2 (mm) | L calculé (mm) | L choisis (mm) |
|--------|---------|---------|--------|---------|----------------|----------------|
| Ø12 | 423,280 | 96 | 66 | -14,959 | 72 | 200 |
| Ø14 | 493,827 | 112 | 77 | -17,453 | 84 | 200 |

F) Calcule la longueur de recouvrement: D'après le RPA99/version 2003

$$L_r \leq 40 \Phi_1 \rightarrow \text{Zone I}$$

Tableau 5-26 Longueur de recouvrement.

| Ø (mm) | L r calculé (mm) | Lr choisis (mm) |
|--------|------------------|-----------------|
| Ø12 | 480 | 500 |
| Ø14 | 560 | 600 |

G) Calcul des armatures transversales

❖ Vérification au cisaillement

On doit vérifier la condition suivant : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d}$$

Avec :

v: L'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MP} \right) \rightarrow \text{Pour une fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MP} \right) \rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

Tableau 5-27Vérification de la contrainte de cisaillement de la poutre secondaire.

| Niveau | Tu (MN) | τ_u (MPa) | $\bar{\tau}_u$ (MPa) | $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ |
|---------------|----------|----------------|----------------------|----------------------------|
| RDC | 0,063465 | 0,7835 | 2,5 | C.V |
| Etage courant | 0,067567 | 0,8341 | 2,5 | C.V |
| Terrasse | 0,051022 | 0,6299 | 2,5 | C.V |

❖ **Choix des armatures transversales**

➤ **Calcul de diamètre des armatures**

Les armatures transversales les poutres sont calculées à l'aide de la formule(BAEL91) :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_l\right)$$

Avec :

ϕ_l : Diamètre minimales des armatures longitudinales de la poutre secondaire.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{300}{35}; \frac{300}{10}; 12\text{mm}\right) = \min(8,571; 30; 12\text{mm})$$

Donc on prend : $\Phi_t = 8\text{mm}$

➤ **L'espacement des armatures transversales**

D'après le RPA 99 V 2003

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 1,2 \cdot \phi_{l\text{min}}; 30\text{cm}\right) \rightarrow \text{Zone nodale.}$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{30}{4}; 1,2 \times 1,2; 30\text{cm}\right) = \min(7,5; 1,44; 30\text{cm})$$

Donc on prend : $S_t = 8\text{cm}$

$$S_t \leq \left(\frac{h}{2}\right) \rightarrow \text{Zone courante.}$$

$$S'_t \leq \left(\frac{30}{2}\right) = 15\text{cm}$$

Donc on prend $S'_t = 15\text{cm}$

Les longueurs à prendre en considération pour chaque barre sont : $l' = 2 \cdot h = 60\text{cm}$.

H) Schéma du ferrailage des et poutres secondaires

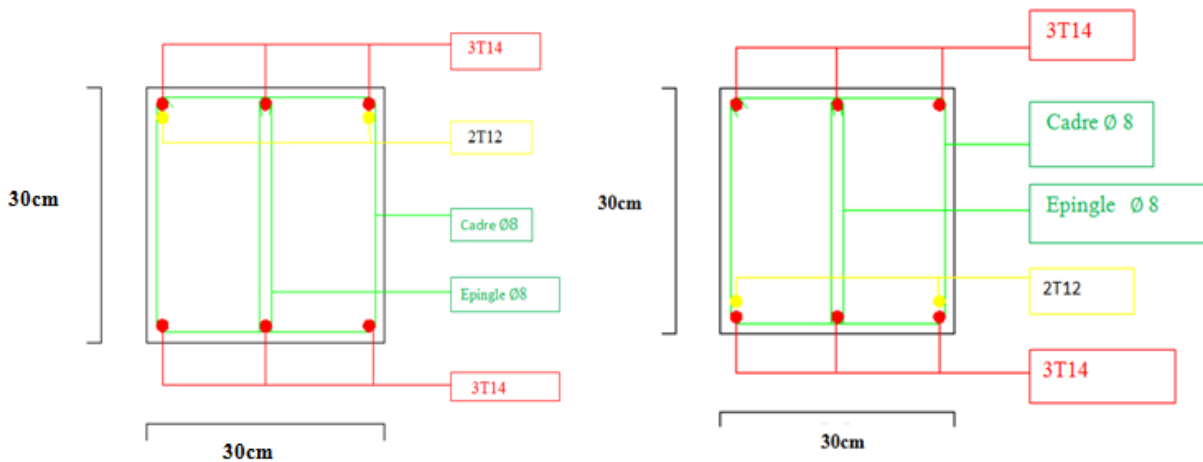


Figure 5-4 Ferrailage de la poutre secondaire.

5.4 Les voiles

5.4.1 Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc, le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Les voiles de contreventement présentent des avantages importants :

- ✓ Une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales permettant de réduire considérablement les dommages sismiques.
- ✓ Les structures contreventées par des voiles ont de faibles déplacements.
- ✓ La masse élevée des voiles permet un bon isolement acoustique et la bonne capacité calorifique du béton armé donne au bâtiment une inertie thermique appréciable.
- ✓ Dans un bâtiment, les efforts horizontaux sont transmis aux voiles habituellement par les planchers qui jouent le rôle de diaphragme, entre chaque voile les sollicitations sont réparties proportionnellement avec sa rigidité dans la direction de sollicitation et le voile transmet ces efforts à la base du bâtiment et donc au sol.

5.4.2 Combinaisons des charges :

Les combinaisons utilisées pour la détermination des sollicitations sont :

- **Selon (C.B.A.93)** : Les combinaisons fondamentales.

- ELU → $1.35 G + 1.5 Q$
- ELS → $G + Q$

- **Selon RPA99/version 2003** : Les combinaisons accidentelles.

- $G + Q \pm Ex$
- $G + Q \pm Ey$
- $0,8 G \pm Ex$
- $0,8 G \pm Ey$

5.4.3 Ferrailage des voiles

Le calcul du ferrailage pour tous les voiles, nous avons constaté qu’il est possible d’adopter le même type de ferrailage pour un certain nombre de niveaux, pour ce la nous ferrillons nos voiles par zones :

- Zone I : Niveaux RDC, 1 et 2.
- Zone II : Niveaux 3, 4 et 5.
- Zone III : Niveaux 6, 7, et 8.

5.4.3.1 Détermination des sollicitations

Tableau 5-28 sollicitations des voiles (L=1,05m).

| | | Niveaux | | |
|--------------------------------|------------------|-----------------------|------------------------|------------------------|
| | | RDC, 1ere, 2eme étage | 3eme, 4eme, 5eme étage | 6eme, 7eme, 8eme étage |
| $N_{max} \rightarrow M_{cors}$ | $N_{max}(KN)$ | 691,779 | 420,749 | 237,778 |
| | $M_{cors}(KN,m)$ | 22,614 | 16,494 | 36,237 |
| $M_{max} \rightarrow N_{cors}$ | $M_{max}(KN,m)$ | 236,785 | 103,027 | 51,177 |
| | $N_{cors}(KN)$ | 550,159 | 280,08 | 207,215 |
| $N_s (KN)$ | | 415,497 | 307,693 | 155,215 |
| $T_{max} (KN)$ | | 95,221 | 64,299 | 41,642 |

Tableau 5-29 sollicitation des voiles (L=1,75).

| | | Niveaux | | |
|--------------------------------|------------------|-----------------------|------------------------|------------------------|
| | | RDC, 1ere ,2eme étage | 3eme, 4eme, 5eme étage | 6eme, 7eme, 8eme étage |
| $N_{max} \rightarrow M_{cors}$ | $N_{max}(KN)$ | 1139,083 | 773,574 | 444,452 |
| | $M_{cors}(KN,m)$ | 35,6848 | 12,985 | 2,989 |
| $M_{max} \rightarrow N_{cors}$ | $M_{max}(KN,m)$ | 583,805 | 201,571 | 28,988 |
| | $N_{cors}(KN)$ | 1131,744 | 571,405 | 260,064 |
| $N_s (KN)$ | | 760,354 | 565,473 | 324,969 |
| $T_{max} (KN)$ | | 192,498 | 116,110 | 51,279 |

Tableau 5-30 Tableau sollicitation des voiles (L=2,27m).

| | | Niveaux | | |
|--------------------------------|------------------|-----------------------|------------------------|-----------------------|
| | | RDC, 1ere ,2eme étage | 3eme, 4eme, 5eme étage | 6eme, 7eme,8eme étage |
| $N_{max} \rightarrow M_{cors}$ | $N_{max}(KN)$ | 1084,716 | 788,18 | 440,532 |
| | $M_{cors}(KN,m)$ | 9,469 | 78,654 | 83,806 |
| $M_{max} \rightarrow N_{cors}$ | $M_{max}(KN,m)$ | 530,154 | 513,742 | 261,238 |
| | $N_{cors}(KN)$ | 584,49 | 428,305 | 222,23 |
| $N_s (KN)$ | | 794,226 | 577,228 | 222,273 |
| $T_{max} (KN)$ | | 165,598 | 138,863 | 86,7 |

5.4.3.2 Armatures vertical

On détermine les contraintes par la méthode de NAVIER-BERNOULLIE.

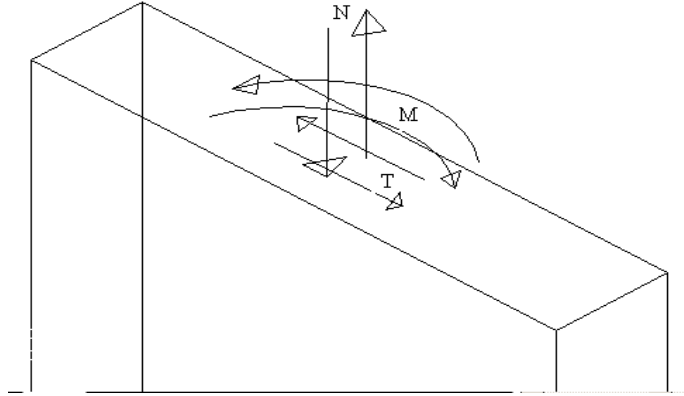


Figure 5-5 Voile soumis à la flexion composée.

$$\sigma_{a,b} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \times V}{I}$$

Avec :

- (N) : L'effort normal appliqué.
- (A) : La section transversale du voile.
- (M) : Le moment fléchissant appliqué.
- (V) : Le centre de gravité de la section du voile dans le sens du plan moyen.
- (I) : Le moment d'inertie du voile.

Si σ_a et σ_b sont des signe négatif on aura une section entièrement tendue (SET).

Si σ_a et σ_b sont des signe positif on aura une section entièrement comprimée (SEC).

Si σ_a et σ_b sont des signe contraire on aura une section partiellement comprimée (SPC).

❖ **Exemple de calcul** : on va prendre deux (2) exemples de calcul.

➤ **1ere exemple** : Le voile de RDC (L=1,05m, e=0,15m) avec $N_{max} \rightarrow M_{cors}$

- Calcul de l'inertie

$$I = \frac{e \times l^3}{12} = \frac{0,15 \times 1,05^3}{12} = 0,0144m^4$$

- Calcul de la section

$$A = e \times l = 0,15 \times 1,05 = 0,1575 m^2$$

- Calcul de V

$$V = \frac{L}{2} = \frac{1,05}{2} = 0,525\text{m}$$

- Calcul des contraintes

$$\sigma_{a,b} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_a = \frac{691,779 \times 10^{-3}}{0,1575} + \frac{22,6 \times 10^{-3} \times 0,525}{0,0144} = 5,2167\text{MPa} > 0$$

$$\sigma_b = \frac{691,779 \times 10^{-3}}{0,1575} - \frac{22,6 \times 10^{-3} \times 0,525}{0,0144} = 3,5677 \text{ MPa} > 0$$

Les contraintes (σ_a) et (σ_b) des signes positifs → section entièrement comprimée.

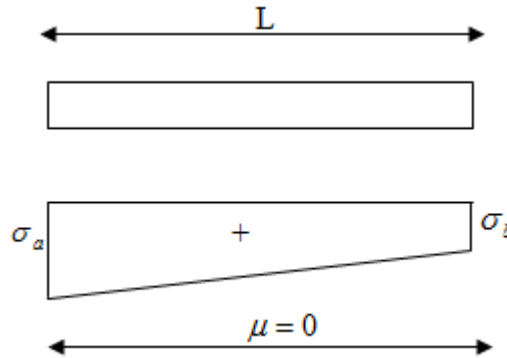


Figure 5-6 Schéma statique d'une section entièrement comprimée.

Dans ce cas on a deux contraintes de compression, la section du voile est soumise à la compression et comme le béton résiste bien à la compression, la section d'acier sera celle exigée par l'RPA (le ferrailage minimum).

- 2eme exemple Voile de RDC (L=1,05m, e=0,15m) : avec "M_{max}→N_{con}"

- Calcul des contraintes

$$\sigma_{a,b} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \times V}{I}$$

$$\sigma_a = \frac{550,159 \times 10^{-3}}{0,1575} + \frac{236,785 \times 10^{-3}}{0,0144} = 12,1258 \text{ MPa} > 0$$

$$\sigma_b = \frac{550,159 \times 10^{-3}}{0,1575} - \frac{236,785 \times 10^{-3}}{0,0144} = -5,1397 < 0$$

Les contraintes (σ_a) et (σ_b) sont des signes contraire → section partiellement comprimée (SPC).

- Pour connaître la zone tendue et la zone comprimée, il faut calculer la longueur de la zone tendue $[\mu]$ en utilisant les triangles semblables.

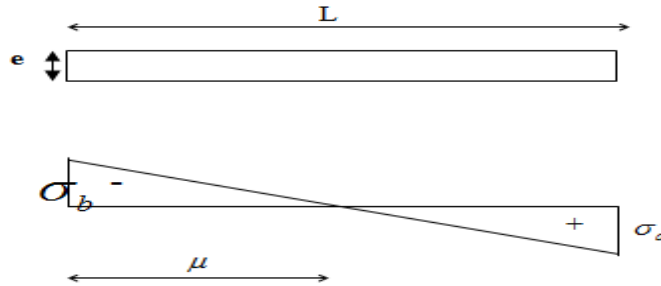


Figure 5-7 Schéma statique d'une section partiellement comprimée.

$$\tan \alpha = \frac{\sigma_a}{L - \mu} = \frac{\sigma_b}{\mu} \rightarrow \mu = \frac{L}{\left(\frac{\sigma_a}{\sigma_b}\right) + 1} = \frac{1,05}{\left(\frac{12,1258}{5,1397}\right) + 1} = 0,3125$$

- L'effort de traction dans la zone tendue est donné par :

$$T = \frac{(\sigma_b \times \mu \times b)}{2} = 0,1204 \text{ MN}$$

- La section d'acier nécessaire est donnée par :

$$A_s = \frac{T}{\left(\frac{f_e}{\gamma_s}\right)} = \frac{0,275}{\frac{400}{1,15}} = 3,4643 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_s = 3,4643 \text{ cm}^2$$

5.4.3.3 Calcul le ferrailage minimal

Exigences de R PA 99 révisé 2003 :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des voiles est donné Comme suit :

- Globalement dans la section du voile 15 %.

$$A_{\min} = 15\% \times b \times h$$

- En zone courantes 10 %.

$$A_{\min} = 10\% \times b \times h$$

➤ Voile (L=1,05m ; e=0,15m)

$$A_{\min} = 0,15\% \times 1,05 \times 0,15 = 2,3625 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{\min} = 10\% \times 1,05 \times 0,15 = 1,575 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

➤ **Voile (L=1,75m ; e=0,15m)**

$$A_{min} = 0,15\% \times 1,75 \times 0,15 = 3,9375 \times 10^{-4}m^2$$

$$A_{min} 0,10\% \times 1,75 \times 0,15 = 2,625 \times 10^{-4}m^2$$

➤ **Voile (L= 2,27m ; e= 0,15m)**

$$A_{min} = 0,15\% \times 2,27 \times 0,15 = 5,1075 \times 10^{-4}m^2$$

$$A_{min} = 0,10\% \times 2,27 \times 0,15 = 3,405 \times 10^{-4}m^2$$

Les résultats du ferrailage vertical des autres niveaux seront récapitulés dans les tableaux récapitulatifs suivant :

Tableau 5-31 ferrillages calculés du voiles (L=1,05m).

| Niveau | N _{max} → M _{correspondant} | | | | M _{max} → N _{correspondant} | | | |
|---------------------------------|---|---|---|--------------------------------------|---|---|---|--------------------------------------|
| | Section | A _{min} = 0,15%.b.h (cm ²) | A _{min} = 0,10%.b.h (cm ²) | A _s (cm ²) | Section | A _{min} = 15%.b.h (cm ²) | A _{min} = 10%.b.h (cm ²) | A _s (cm ²) |
| RDC, 1ere et 2em étage | SEC | 2,3625 | 1,575 | / | SPC | 2,3625 | 1,575 | 3,4643 |
| 3eme 4eme et 5em étage | SEC | 2,3625 | 1,575 | / | SPC | 2,3625 | 1,575 | 1,1790 |
| 6em, 7em Et 8em étage | SEC | 2,3625 | 1,575 | / | SPC | 2,3625 | 1,575 | 1,098 |

Tableau 5-32 ferrailages calculés du voiles (L=1,75).

| Niveau | $N_{max} \rightarrow M$ correspondant | | | | $M_{max} \rightarrow N$ correspondant | | | |
|----------------------------------|---------------------------------------|--|--|-----------------------------|---------------------------------------|--|--|-----------------------------|
| | Section | $A_{min} = 0,15\%.b.h$ (cm ²) | $A_{min} = 0,10\%.b.h$ (cm ²) | A_s (cm ²) | Section | $A_{min} = 15\%.b.h$ (cm ²) | $A_{min} = 10\%.b.h$ (cm ²) | A_s (cm ²) |
| RDC, 1ere et 2eme étage | SEC | 3,9375 | 2,625 | / | SPC | 3,9375 | 2,625 | 2,7311 |
| 3eme 4eme et 5em étage | SEC | 3,9375 | 2,625 | / | SPC | 3,9375 | 2,625 | 0,1704 |
| 6em, 7em Et 8em étage | SEC | 3,9375 | 2,625 | / | SEC | 3,9375 | 2,625 | / |

Tableau 5-33 Ferrailage calculée des voiles (L=2,27m).

| Niveau | $N_{max} \rightarrow M$ correspondant | | | | $M_{max} \rightarrow N$ correspondant | | | |
|----------------------------------|---------------------------------------|--|--|-----------------------------|---------------------------------------|--|--|-----------------------------|
| | Section | $A_{min} = 0,15\%.b.h$ (cm ²) | $A_{min} = 0,10\%.b.h$ (cm ²) | A_s (cm ²) | Section | $A_{min} = 15\%.b.h$ (cm ²) | $A_{min} = 10\%.b.h$ (cm ²) | A_s (cm ²) |
| RDC, 1ere et 2emétage | SEC | 5,1075 | 3,405 | / | SPC | 5,1075 | 3,405 | 3,4275 |
| 3eme4eme et5em étage | SEC | 5,1075 | 3,405 | / | SPC | 5,1075 | 3,405 | 4,5818 |
| 6em, 7eme et 8eme étage | SEC | 5,1075 | 3,405 | / | SPC | 5,1075 | 3,405 | 2,285 |

5.4.3.4 Choix des armatures

5.4.3.5 Tableau 5-34 Ferrailages verticales des voiles.

| type | Niveau | Ferrailage choisi (cm ²) |
|-----------------|---------------------------|--------------------------------------|
| Voile (L=1,05m) | RDC, 1ere et 2eme étage | 7 T10=5,5 |
| | 3eme, 4eme et 5eme étage | 7 T10=5,5 |
| | 6eme , 7eme et 8eme étage | 7 T10=5,5 |
| Voile (L=1.75m) | RDC, 1ere et 2eme étage | 10 T10=7,85 |
| | 3eme, 4eme et 5eme étage | 10 T10=7,85 |
| | 6eme, 7eme et 8eme étage | 10 T10=7,85 |
| Voile (L=2,27m) | RDC, 1ere et 2eme étage | 13 T10= 10,20 |
| | 3eme, 4eme et 5eme étage | 13 T10= 10,20 |
| | 6eme, 7eme et 8eme étage | 13 T10= 10,20 |

5.4.3.6 - armatures horizontales

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10 \varnothing$. D'après le BEAL 91 : $A_H = \frac{A_V}{4}$

D'après le RPA 2003 : $A_{H \text{ min}} = 0,15 \% B$

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Les résultats du ferrailage longitudinal sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 5-35 ferrillages horizontaux des voiles.

| Type | Niveau | A_H calculée (cm ²) | A_H min (cm ²) | Ferrailage choisi (cm ²) |
|------------------|---------------------------|-----------------------------------|------------------------------|--------------------------------------|
| Voile (L=1,05m) | RDC, 1ere et 2eme étage | 1,375 | 2,362 | 6 T10 =4,71 |
| | 3eme, 4eme et 5eme étage | 1,375 | 2,362 | 6 T10 =4,71 |
| | 6eme , 7eme et 8eme étage | 1,375 | 2,362 | 6 T10 =4,71 |
| Voile (L=1,75m) | RDC, 1ere et 2eme étage | 1,962 | 3,9375 | 6 T10 =4,71 |
| | 3eme, 4eme et 5eme étage | 1,962 | 3,9375 | 6 T10 =4,71 |
| | 6eme, 7eme et 8eme étage | 1,962 | 3,9375 | 6 T10 =4,71 |
| Voile (L=2,27m) | RDC, 1ere et 2eme étage | 2,55 | 5,1075 | 7 T10 =7,85 |
| | 3eme, 4eme et 5eme étage | 2,55 | 5,1075 | 7 T10 =7,85 |
| | 6eme, 7eme et 8eme étage | 2,55 | 5,1075 | 7 T10 =7,85 |

5.4.3.1 Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

5.4.3.2 Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{T}{f_e}$$

Avec : $T = 1,4 \times V_u$; $F_e=400$ MPa

V_u : effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de mouvement.

Les résultats des armatures de coutures sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 5-36 Armatures de coutures des voiles.

| Type | Niveau | V_u (MN) | T (MN) | A_{vj} (cm ²) | Ferrailage choisi (cm ²) |
|-----------------|--------------------------|------------|--------|-----------------------------|--------------------------------------|
| Voile (L=1,05m) | RDC, 1ere et 2eme étage | 0,095221 | 0,1333 | 3,6657 | 6T10=4,71 |
| | 3eme,4eme et 5eme étage | 0,064299 | 0,0900 | 2,475 | 6T10=4,71 |
| | 6eme ,7eme et 8eme étage | 0,041642 | 0,058 | 1,595 | 6T10=4,71 |
| Voile (L=1,75m) | RDC, 1ere et 2eme étage | 0,192498 | 0,2694 | 7,4085 | 7T10=7,85 |
| | 3eme, 4eme et 5eme étage | 0,116116 | 0,1625 | 4,468 | 7T10=7,85 |
| | 6eme, 7eme et 8eme étage | 0,051279 | 0,0717 | 1,971 | 6T10=4,71 |
| Voile (L=2,27m) | RDC, 1ere et 2eme étage | 0,165598 | 0,2318 | 6,374 | 7T10=7,85 |
| | 3eme, 4eme et 5eme étage | 0,139863 | 0,1944 | 5,346 | 7T10=7,85 |
| | 6eme ,7eme et 8eme étage | 0,0867 | 0,1213 | 3,3357 | 6T10=4,71 |

5.4.3.3 Espacement

D'après l'art 7, 7, 4,3, du RPA/V/2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq 1,5 e \quad \text{et aussi} \quad S_t \leq 30\text{cm}$$

$$S_t \leq \min\{1,5 \times 15 ; 30\text{cm}\} \rightarrow S_t \leq \min\{22,5 ; 30\text{cm}\}$$

On adapter $S_t=20\text{cm}$

5.4.3.4 Longueur de recouvrement :

- Selon RPA99/version 2003: Elles doivent être égales à :
40Ø pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

$$L_r = 40\varnothing \rightarrow L_r = 40 \times 1 = 40\text{cm} \rightarrow \text{On choisit } L_r = 40\text{cm}$$

5.4.4 Vérification

5.4.4.1 Vérification à L'ELS

Pour cet état, il considère : $N_s = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \times A} \leq \overline{\sigma}_b$$

$$\text{Avec : } \overline{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

N_s : effort normal appliqué.

B : section du béton.

A : section d'armatures adoptée.

➤ **Exemple de calcul** : on va prendre un exemple de calcul.

- **Le voile de RDC (L=1,05m ; e=0,15m)**

$$N_s = 415,497 \text{ KN}$$

$$\sigma_b = \frac{415,497 \times 10^{-3}}{0,1575 + 15 \times 5,5 \times 10^{-4}} = 2,5067$$

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b \rightarrow \text{C.V}$$

Les résultats des vérifications à L'ELS sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 5-37 vérification à L'ELS des voiles.

| Type | Niveau | N _s (MN) | B (m ²) | A _{vj} (cm ²) | σ _b (MPa) | σ̄ _b (MPa) | σ _b ≤ σ̄ _b |
|--------------------|-------------------------|------------------------|------------------------|---------------------------------------|-------------------------|--------------------------|----------------------------------|
| Voile (L=1,05m) | RDC, 1ere et 2eme étage | 0,415497 | 0,1575 | 5,5 | 2,506 | 15 | C.V |
| | 3eme,4eme et 5eme étage | 0,307693 | 0,1575 | 5,5 | 1,856 | 15 | C.V |
| | 6eme,7eme et 8eme étage | 0,155215 | 0,1575 | 5,5 | 0,9364 | 15 | C.V |
| Voile (L=1,75m) | RDC, 1ere et 2eme étage | 0,760354 | 0,262 | 7,85 | 2,777 | 15 | C.V |
| | 3eme,4eme et 5eme étage | 0,565473 | 0,262 | 7,85 | 2,065 | 15 | C.V |
| | 6eme,7eme et 8eme étage | 0,324969 | 0,262 | 7,85 | 1,186 | 15 | C.V |
| Voile (L=2,27m) | RDC, 1ere et 2eme étage | 0,794226 | 0,3405 | 10,20 | 2,232 | 15 | C.V |
| | 3eme,4eme et 5eme étage | 0,577228 | 0,3405 | 10,20 | 1,692 | 15 | C.V |
| | 6eme,7eme et 8eme étage | 0,222273 | 0,3405 | 10,20 | 0,624 | 15 | C.V |

5.4.4.2 Vérification de la contrainte de cisaillement

Selon RPA99/version 2003:

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d}$$

$$V = 1,4 \times V_u$$

Avec :

b₀ : épaisseur du voile.

d : hauteur utile (d=0,9 h).

h : hauteur totale de la section brute.

Les résultats de vérification de la contrainte de cisaillement sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 5-3 vérification de la contrainte de cisaillement des voiles.

| Type | Niveau | V_u (MN) | V (MN) | τ_b (MPa) | $\bar{\tau}_b$ (MPa) | $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$ |
|--------------------|--------------------------|---------------|------------|-------------------|-------------------------|--------------------------------|
| Voile (L=1,05m) | RDC, 1ere et 2eme étage | 0,095221 | 0,133 3 | 5 | 0,322 | C.V |
| | 3eme, 4eme et 5eme étage | 0,064299 | 0,090 0 | 5 | 0,217 | C.V |
| | 6eme, 7eme et 8eme étage | 0,041642 | 0,058 | 5 | 0,140 | C.V |
| Voile (L=1,75m) | RDC, 1ere et 2eme étage | 0,192498 | 0,269 4 | 5 | 0,652 | C.V |
| | 3eme, 4eme et 5eme étage | 0,116110 | 0,162 5 | 5 | 0,393 | C.V |
| | 6eme, 7eme et 8eme étage | 0,051279 | 0,071 7 | 5 | 0,173 | C.V |
| Voile (L=2,27m) | RDC, 1ere et 2eme étage | 0,165598 | 0,231 8 | 5 | 0,561 | C.V |
| | 3eme, 4eme et 5eme étage | 0,138863 | 0,194 4 | 5 | 0,470 | C.V |
| | 6eme, 7eme et 8eme étage | 0,0867 | 0,121 3 | 5 | 0,2936 | C.V |

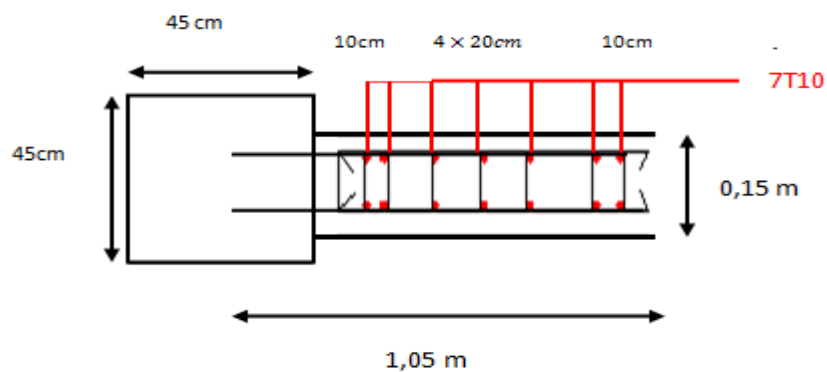


Figure 5-8 ferrailages des murs voile.

5.5.conclusion

Dans ce chapitre on étudier le ferrailage nécessaire des éléments structuraux
Ces résultats nous permettent d'introduire le ferrailage réel de notre structure dans le modèle établi par SAP2000 pour faire une analyse statique non linéaire dans le 7eme chapitre.

Chapitre 6

Etude de l'infrastructure

6.1 Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonnes conceptions et réalisations découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

6.2 Combinaisons des charges :

- **Selon (C.B.A.93)** : Les combinaisons fondamentales.

- ELU $\rightarrow 1.35 G + 1.5 Q$
- ELS $\rightarrow G + Q$

- **Selon RPA99/version 2003** : Les combinaisons accidentelles.

- $G + Q \pm Ex$
- $G + Q \pm Ey$
- $0,8 G \pm Ex$
- $0,8 G \pm Ey$.

6.3 Choix du type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- la couche d'ancrage

Pour le choix du type de fondation, on vérifie les fondations en allant de la plus simple (semelles isolées, les semelles filantes et le radier général).

-Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est 1,8 bar.

6.4 Etudes des semelles isolée

Les fondations superficielles sont dimensionnées à ELS.

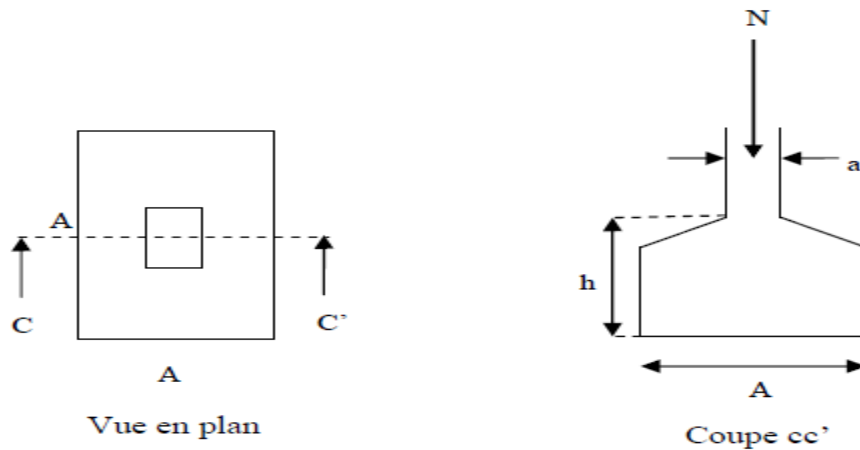


Figure 6-1 Schéma d'une semelle isolée.

6.4.1 Pré dimensionnement des semelles isolées

La condition d'homothétie : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$ et ($a = b = 45$ cm).

Les poteaux étant de sections carrées, on choisit des semelles carrées

La vérification à faire est :

$$\frac{N_s}{A \times B} \leq \sigma_{\text{admissible}}$$

On va pré dimensionner par rapport le poteau le plus sollicité.

Avec : (N_s) : Effort normal maximal à ELS obtenu par SAP 2000.

$N_s = 1286,553$ KN

($a ; b$) : Les dimensions du poteau → ($a = b = 45$ cm).

($\bar{\sigma}_{\text{Admissible}}$) : Contrainte admissible du sol → $\bar{\sigma}_{\text{Admissible}} = 0,18$ MPa

($A ; B$) : Les dimensions de la semelle isolée → ($A = B$) Semelle carrée.

- **La dimension de la semelle isolée (A, B)**

$$\frac{N_s}{A \times B} \leq \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \frac{1286,553 \times 10^{-3}}{A^2} \leq 0,18$$

$$\rightarrow A^2 \geq \frac{1286,553 \times 10^{-3}}{0,18} = 7,147 \rightarrow 2,673 \geq 2,673 \text{ m}$$

On adopté une semelle isolée de (3,2 × 3,2) m²

- **Vérification de chevauchement entre semelles isolées**

$$S_{semelle} = A \times B \times n = 3,2 \times 3,2 \times 52 = 532,48 \text{ m}^2$$

Avec :

n:nombre des poteaux.

$$S_{surface\ totale\ de\ la\ structure} = 25,1 \times 19,95 = 500,745 \text{ m}^2$$

$$S_{semelle} > S_{structure} \rightarrow \text{C. N. V}$$

Donc :

Le choix des semelles isolées ne convient pas, il faut passer à des semelles filantes.

6.5 Etudes des semelles filantes

On choisit une semelle filante située sous un portique le plus sollicité.

6.5.1 Pré dimensionnement des semelles filantes

Le pré dimensionnement des semelles filantes se fait par satisfaction de la condition suivante :

$$\frac{\sum N_i}{L \times B} \leq \sigma_{admissible}$$

Avec :

($\sum N_i$) : La somme des efforts normaux à (ELS) de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

$N_s = 9480,159 \text{ KN}$ (donnée par SAP 2000).

(L) : La longueur de la file considérée → $L = 24,75 \text{ m}$

(B) : La largeur de la semelle filante.

($\bar{\sigma}_{Admissible}$) : Contrainte admissible du sol → $\bar{\sigma}_{Admissible} = 0,18 \text{ MPa}$

- **largeur de la semelle filante :**

$$\frac{\sum N_s}{L \times B} \leq \overline{\sigma_{adm}} \rightarrow \frac{9480,159 \times 10^{-3}}{(24,75 \times B)} \leq 0,18$$

$$\rightarrow B \geq \frac{9480,159 \times 10^{-3}}{24,75 \times 0,18}$$

$$\rightarrow B \geq 2,127 \text{ m}$$

On adopte une semelle filante (24,75 × 2,5).

- **Vérification de chevauchement entre semelle filante :**

$$S_{\text{semelle filante}} = L_{\text{Totale}} \times B$$

$L_{\text{(totales)}}$ = la longueur totale des semelles filantes.

$$L_T = 148,5 \text{ m}$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 500,745 \text{ m}^2$$

Il faut vérifier que $\frac{S_{\text{(semelle filante)}}}{S_{\text{bâtiment}}} \leq 50\%$

$$\frac{148,5 \times 2,5}{500,745} = 74,41 > 50 \rightarrow C.N.V$$

On remarque que les semelles filantes occupent plus de 50 % de la surface du sol d'assise, on adopte choix d'un radier général.

6.6 Étude d'un radier général

Un radier général est un type de fondation superficielle qui est constitué par un plancher renversé couvrant toute la surface du sol du bâtiment, cette semelle débordé par des consoles extérieures.

. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

6.6.1 Pré dimensionnement du radier nervure

- L'épaisseur h_n de la nervure doit satisfaire la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

L_{\max} : distance maximale entre deux files successives elle est égale à $L_{\max}=4,2\text{m}$.

$$h_n \geq \frac{420}{10} = 42\text{cm} \text{ On prend : } h_n = 0,7\text{m}$$

Et une largeur de : $b_n=1\text{m}$

- L'épaisseur h_d de la dalle doit satisfaire la condition suivante

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

h_d : l'épaisseur de la dalle.

$$h_d \geq \frac{420}{20} = 21\text{cm} \rightarrow \text{on prend } h_d=0,5\text{m}$$

- **Calcul de la surface du radier**

Il faut vérifier la condition suivante :

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{admissible}}} \quad \text{et} \quad S(\text{bâtiment}) \geq S_{\text{(radier)}}$$

Avec :

N_s : la charge totale de la structure superstructure à ELS.

$\sigma_{\text{adm}}=0,18 \text{ MPa}$

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{admissible}}} \rightarrow S_{\text{radier}} \geq \frac{44035,17 \times 10^{-3}}{0,18} \rightarrow S_{\text{radier}} \geq 244,639 \text{ m}^2$$

On prend $S_{\text{radier}}=245\text{m}^2$

- **Calcul de débordement:**

$$D \geq \max\left(\frac{h_n}{2}, 30\text{cm}\right) \rightarrow D \geq \max\left(\frac{70}{2}, 30\text{cm}\right)$$

$$D \geq \max(35,30\text{cm}) \rightarrow D = 35 \text{ cm}$$

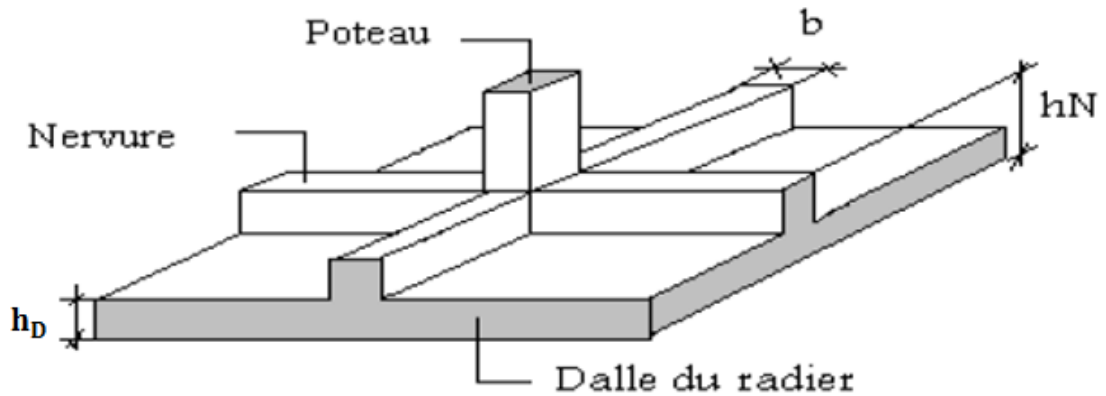


Figure 6-2 Radier nervuré.

6.6.2 Vérification nécessaires

6.6.2.1 Vérification de la contrainte du sol

Après modélisation du radier sur le logiciel de calcul SAP 2000, et suite à une vingtaine d'essais, les dimensions qui vérifient la condition sont comme suit:

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \sigma_{\text{admissible}}$$

On utilise le logiciel SAP2000 pour avoir les déplacements Z_{\max} et Z_{\min} en ELS qui servent à calculés :

$$\sigma_{\max} = K_b \cdot Z_{\max}$$

$$\sigma_{\min} = K_b \cdot Z_{\min}$$

Avec :

K_b : coefficients de BALLAST en fonction de la capacité portante du sol (coefficient de la raideur du sol).

$$K_b = \sigma_{\text{admissible}} \times 2 = 1,8 \times 2 = 3,6 \text{ bar}$$

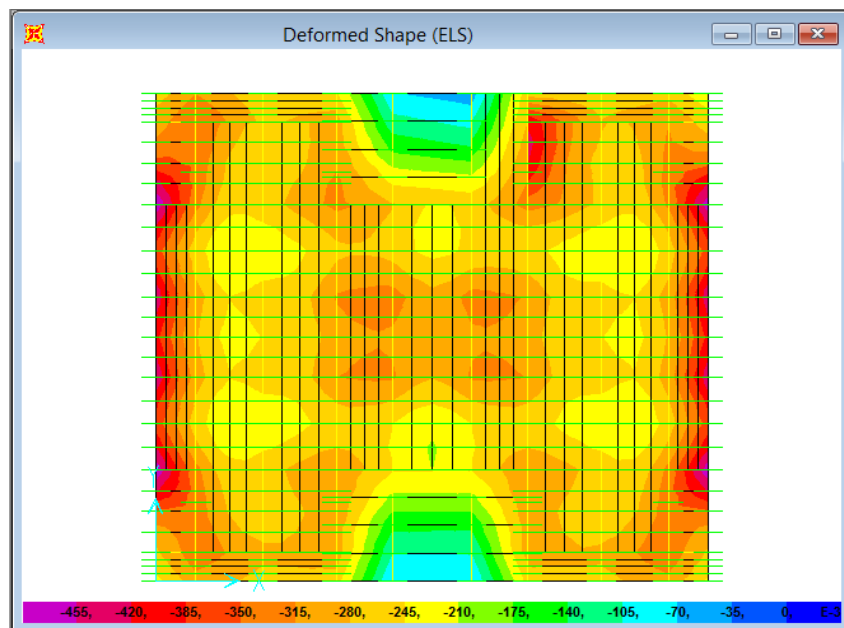


Figure 6-3 Déplacement UZ en ELS donné par le logiciel SAP 2000.

$$Z_{\max} = 0,488 \text{ cm}$$

$$Z_{\min} = 0,055 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\max} = 3,6 \times 0,488 = 1,7568 \text{ bar}$$

$$\sigma_{\min} = 3,6 \times 0,055 = 0,198 \text{ bar}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 1,7568 + 0,198}{4} = 1,367 < 1,8 \quad \rightarrow \quad C.V$$

6.6.2.2 Vérification la condition de raideur (rigidité)

Pour une raideur rigide, il faut que : $\frac{\pi}{2} L_e \geq L_{\max}$

Avec :

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

$$I = \frac{b \times h_f^3}{12} = 0,01041 \text{ m}^4$$

L_e : la longueur élastique qui permet de déterminé la nature du radier (rigide ou flexible).

E: module de young $E = 32164195,12 \text{ KN/m}^2$

I: moment d'inertie de l'élément considéré sur 1ml.

K : coefficient de la raideur du sol $K = 3,6 \text{ kg/cm}^3 = 36000 \text{ KN/m}^2$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

$$L_e \geq 2,936$$

$$\frac{\pi}{2} L_e \geq L_{\max} \rightarrow C. V$$

6.6.2.3 Vérification au poinçonnement

D'après le B.A.E.L on doit vérifier la condition :

$$N_u \leq 0.045 \cdot h_D \cdot u_u \cdot \frac{f_{28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : l'effort normal du poteau plus sollicité à l'état limite utilisé obtenu par SAP 2000.

N_u : 1758,95 KN

h_n : l'épaisseur de la nervure $\rightarrow h_n=70\text{cm}$

u_u : Périmètre du poteau.

$$u_u = 4(a + h_n) = 4(0,45 + 0,7) = 4,6\text{m} = 460\text{cm}$$

$$N_u \leq 0,045 \times 0,7 \times 4,6 \times \frac{25}{1,5} = 2,415 \rightarrow C. V$$

Donc Pas risque de poinçonnement

6.6.2.4 Vérification de la stabilisé au renversement

D'après le RPA99/V 2003 pour éviter le risque de renversement, il faut que cette

condition soit vérifiée :
$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

Avec

M : moment de renversement suivant chaque direction.

$M_i = F_i \cdot h_i$

N_s : effort normal total.

$N_{sT} = N_s \text{ superstructure} + N_s \text{ radier} + N_s \text{ remblais}$

$N = W + P_{\text{radier}} + P_{\text{remblais}}$

- **Calcul du poids propre du radier**

$$P \times P_{\text{radier}} = S \times h \times \gamma_{\text{BA}}$$

Avec

S : la section du radier.

H : la hauteur du radier.

γ_{BA} : poids volumique du BA.

$$P. P_{\text{radier}} = 245 \times 0,5 \times 25 = 306,25 \text{ KN}$$

- **Calcul du poids propre du remblai**

$$P. P_{\text{remblais}} = d \times B \times L \times \gamma_{\text{remblais}}$$

$$B \times L = S_{\text{radier}}$$

Avec :

d : l'ancrage, il est pris égal à 1,2m.

B, et L : les dimensions du radier.

$$P. P_{\text{remblais}} = 245 \times 1,2 \times 15 = 4410 \text{ KN}$$

$$N_{\text{ST}} = 4403517 + 306,25 + 4410 = 4408233,25 \text{ KN}$$

- **Sens (x-x) :**

$$M_x = F_{i,x} \cdot h_i = 32206,885 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M_x}{N} \leq \frac{B_x}{4} \rightarrow e = \frac{32206,885}{4408233,25} = 7,312 \times 10^{-3} \leq \frac{25,1}{4} = 6,275 \rightarrow \text{C.V}$$

- **Sens (y-y)**

$$M_y = F_{i,y} \cdot h_i = 25959,895 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M_y}{N} \leq \frac{B_y}{4} \rightarrow e = \frac{25959,895}{4408233,25} = 5,888 \times 10^{-3} \leq \frac{19,95}{4} = 4,987 \rightarrow \text{C.V}$$

6.6.3 Calcul du ferrailage

6.6.3.1 Les sollicitations du radier

Les moments fléchissant sont obtenus à l'aide du logiciel SAP 2000.

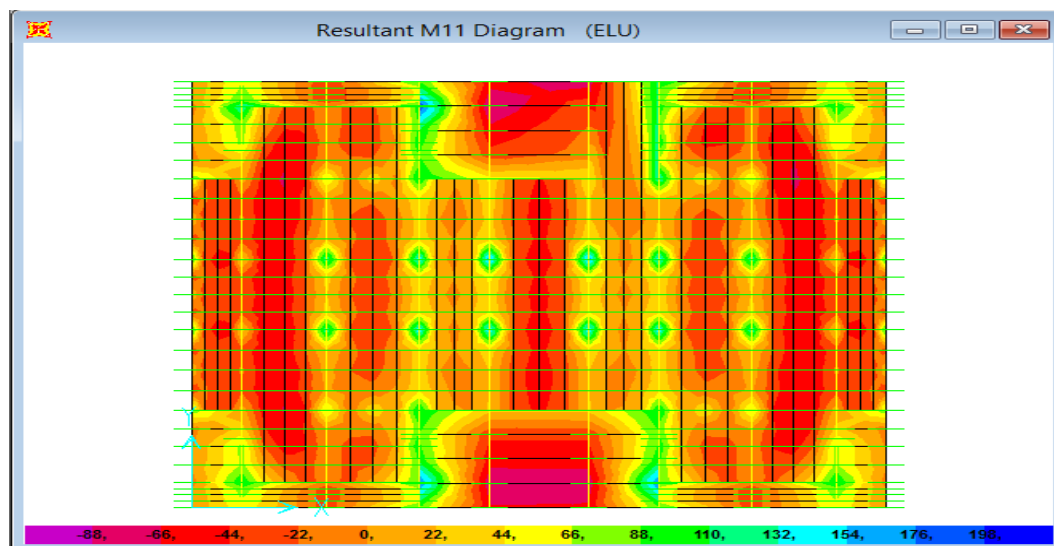


Figure 6-4 Moment M11 de la dalle à l'ELU.

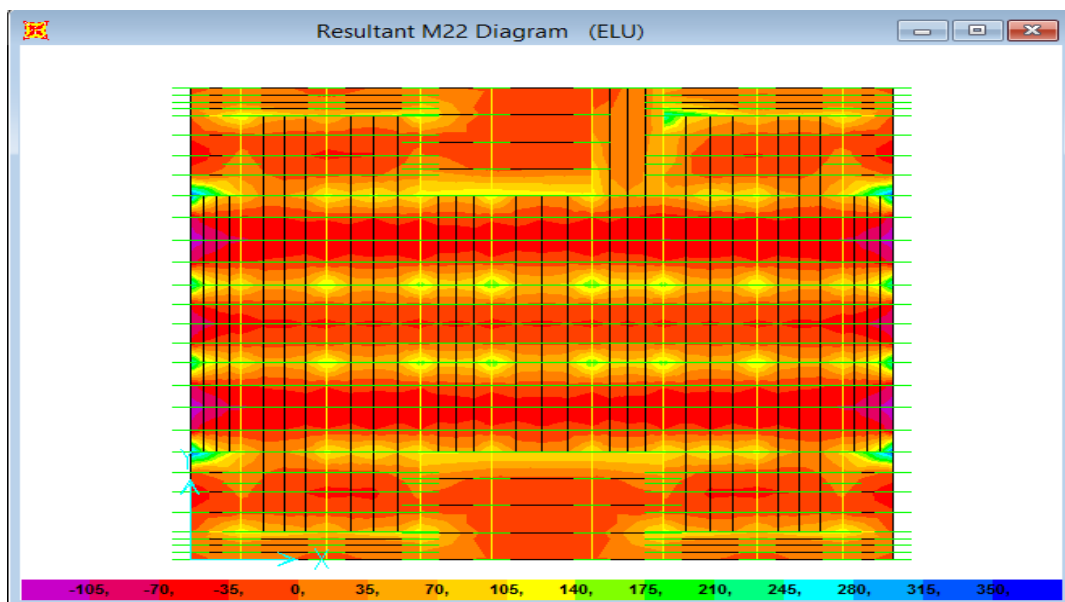


Figure 6-5 Moment M22 de la dalle à l'ELU.

Tableau 6-1 Les sollicitations du radier.

| | ELU | | ELS | |
|---------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
| | M ₁₁ (KN.m) | M ₂₂ (KN.m) | M ₁₁ (KN.m) | M ₂₂ (KN.m) |
| Appuis | 195,576 | 351,424 | 143,245 | 257,074 |
| Travée | 102,021 | 127,186 | 74,695 | 93,241 |

6.6.3.2 Calcul de ferrailage de dalle

$$\alpha = \frac{L_{\max x}}{L_{\max y}}$$

Avec :

L_{\max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$$\alpha = \frac{355}{420} = 0,92 > 0,4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

Le calcul se fait en flexion simple à l'ELU pour une bande 1ml.

Avec :

$$b = 1\text{ml} ; h = 0,5\text{m} ; d = 0,9 \cdot h = 0,45\text{m}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = 347,826 ; f_{bc} = 14,17 ; \mu_R = 0,392$$

- **Sens (y-y)**

- **En travée**

- **ELU**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{127,186 \times 10^{-3}}{1 \times 0,45^2 \times 14,17} = 0,0443 < \mu_R$$

Section simple armature (donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire).

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 0,0566$$

$$z = d(1 - 0,4 \times \alpha) = 0,45(1 - 0,4 \times 0,0566) = 0,4398 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{127,186 \times 10^{-3}}{0,4398 \times 347,826} = 8,31423 \text{ cm}^2$$

- **ELS**

il faut vérifier que :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{127,186}{93,241} = 1,364$$

$$\alpha \leq \frac{1,364-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,432 \rightarrow \alpha = 0,0566 < 0,432 \rightarrow \text{C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$

L'armature calculée à L'ELU convient pour l'ELS.

▪ **En appui**

- **ELU**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{351,424 \times 10^{-3}}{1 \times 0,45^2 \times 14,17} = 0,1224 < \mu_R$$

Section simple armature (donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire).

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 0,1638$$

$$z = d(1 - 0,4 \times \alpha) = 0,45(1 - 0,4 \times 0,1638) = 0,4205\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{351,424 \times 10^{-3}}{0,4205 \times 347,826} = 24,0272 \text{ cm}^2$$

- **ELS**

Il faut vérifier que :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{351,424}{257,074} = 1,36$$

$$\alpha \leq \frac{1,367-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,4335 \rightarrow \alpha = 0,1638 < 0,4335 \rightarrow \text{C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$

L'armature calculée à L'ELU convient pour l'ELS.

• **Sens (x-x)**

▪ **En travée**

- **ELU**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{102,021 \times 10^{-3}}{1 \times 0,45^2 \times 14,17} = 0,0355 < \mu_R$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 0,0451$$

$$z = d(1 - 0,4 \times \alpha) = 0,45(1 - 0,4 \times 0,0451) = 0,4418\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{102,021 \times 10^{-3}}{0,4418 \times 347,826} = 6,6389 \text{ cm}^2$$

- **ELS**

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{102,021}{74,695} = 1,365$$

$$\alpha \leq \frac{1,365-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,4325 \rightarrow \alpha=0,0451 < 0,4325 \rightarrow \text{C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

L'armature calculée à L'ELU convient pour l'ELS.

▪ **En appui**

- **ELU**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{195,576 \times 10^{-3}}{1 \times 0,45^2 \times 14,17} = 0,0681 < \mu_R$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 0,0822$$

$$z = d(1 - 0,4 \times \alpha) = 0,45(1 - 0,4 \times 0,0822) = 0,4341\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{195,576 \times 10^{-3}}{0,4341 \times 347,826} = 12,952 \text{ cm}^2$$

- **ELS**

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{195,576}{143,245} = 1,365$$

$$\alpha \leq \frac{1,365-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,4325 \rightarrow \alpha=0,0882 < 0,4325 \rightarrow \text{C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

L'armature calculée à L'ELU convient pour l'ELS.

❖ **Section minimum**

Selon le B.A.E.L (condition de non fragilité).

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000}; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{100 \times 50}{1000}; 0,23 \times 100 \times 0,45 \times \frac{2,1}{400}\right)$$

$$A_{min} \geq \max(5; 5,43375)\text{cm}^2$$

$$A_{min} = 5,43375 \text{ cm}^2$$

❖ Les choix des armatures longitudinales

Tableau 6-2 armatures longitudinales du radier.

| | calculée | | Choix | |
|---|------------|------------|------------|------------|
| | Sens (x,x) | Sens (y,y) | Sens (x,x) | Sens (y,y) |
| A_{st appui} (cm²) | 12,952 | 24,0272 | 8T16=16,08 | 9T20=28,27 |
| A_{st travée} (cm²) | 6,6389 | 8,31423 | 6T16=12,06 | 6T16=12,06 |

❖ Armature de répartition

$$A_t = \frac{A_{st}}{4}$$

Tableau 6-3 armatures répartition du radier.

| | Sens (x,x) | Sens (y,y) | Sens (x,x) | Sens (y,y) |
|--|------------|------------|---------------------------|---------------------------|
| A_{t appui} (cm²) | 4,02 | 7,0675 | 6T12=6,79 cm ² | 4T16=8,04 cm ² |
| A_{t travée} (cm²) | 3,015 | 3,015 | 4T12=4,52 cm ² | 4T12=4,52 cm ² |

❖ Calcul de l'espacement

Selon le B.A.E.L 91

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(0,45 ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 40 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 30\text{cm}$.

❖ Les armatures transversales

$$\varnothing_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \varnothing_{min}; \frac{b_0}{10}\right) = \min\left(\frac{50}{35}; 1,6; \frac{100}{10}\right) = \min(1,42; 1,6; 10)$$

On prend $\varnothing_t = 10\text{mm}$.

❖ Vérification au cisaillement

D'après le B.A.E.L on doit vérifier la condition :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

Avec
$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d}$$

T_u = l'effort tranchant à ELU obtenu par SAP2000.

$b=1\text{ml}$; $d=0,9.h = 0,9. 0,5 = 0,45\text{m}$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right] \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min[2,5 ; 4 \text{ MPa}] = \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

- Sens(x-x)

$T_U=435,572 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{435,572 \times 10^{-3}}{1 \times 0,45} = 0,967 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow C.V$$

- Sens (y-y)

$T_U=595,165 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{595,165 \times 10^{-3}}{1 \times 0,45} = 1,3225 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow C.V$$

❖ Schéma de ferrailage de la dalle

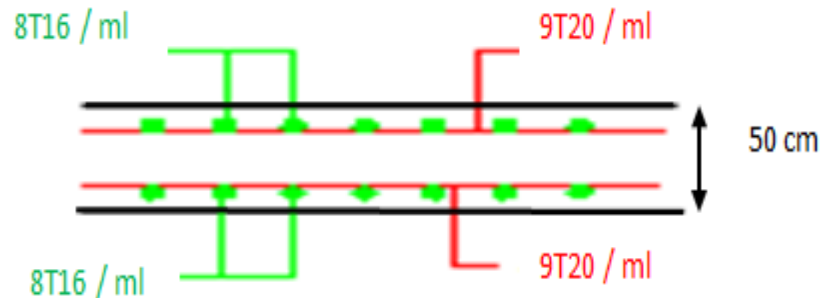


Figure 6-6 Ferrailages longitudinales du radier (coupe-XX).

6.6.4 Ferrailage de la nervure

6.6.4.1 Les sollicitations de la nervure

Les moments fléchissant et les efforts tranchants sont obtenus à l'aide du logiciel SAP2000.

Tableau 6-4 sollicitation de la nervure.

| | ELU | | ELS | |
|---------------|-----------------------|--------------------|-----------------------|--------------------|
| | M _u (KN,m) | V _{u max} | M _s (KN,m) | V _{s max} |
| Appuis | 433,433 | 533,103 | 317,440 | 390,32 |
| Travée | 177,543 | | 130,011 | |

6.6.4.2 Armatures longitudinales de la nervure

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1ml.

Avec :

b=1ml ; h=0,7m ; d=0,9.h=0,63m ; f_{c28}=25 MPa
 f_{bc}=400 MPa ; σ_{st}=347,825 MPa ; f_{bc}=14,17 ; U_R=0,392

- **En travée**

- **ELU**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{177,543 \times 10^{-3}}{1 \times 0,63^2 \times 14,17} = 0,0315$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0315}) = 0,0400$$

$$z = d(1 - 0,4 \times \alpha) = 0,63(1 - 0,4 \times 0,04) = 0,6199\text{m}$$

$$A_{St} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{177,543 \times 10^{-3}}{0,6199 \times 347,826} = 8,2341 \text{ cm}^2$$

- **ELS :**

il faut vérifier que

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{177,543}{130,011} = 1,365$$

$$\alpha \leq \frac{1,365-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,4325 \rightarrow \alpha=0,4000 < 0,4325 \rightarrow \text{C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton σ_{bc} < σ̄_{bc}

L'armature calculée a L'ELU convient pour l'ELS.

- **En appui**

- **ELU**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{433,433 \times 10^{-3}}{1 \times 0,63^2 \times 14,17} = 0,077$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,077}) = 0,1002$$

$$z = d(1 - 0,4 \times \alpha) = 0,63(1 - 0,4 \times 0,1002) = 0,6047\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = \frac{433,433 \times 10^{-3}}{0,6047 \times 347,826} = 20,6072\text{cm}^2$$

- **ELS :**

Il faut vérifier que

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{433,433}{317,440} = 1,365$$

$$\alpha \leq \frac{1,365-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,4325 \rightarrow \alpha=0,1002 < 0,4325 \rightarrow \text{C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$

L'armature calculée à l'ELU convient pour l'ELS.

- ❖ **Le choix des armatures longitudinales**

Tableau 6-5 Armatures longitudinales de la nervure.

| | Calculée | Choix |
|--|----------|-------------|
| A _{st travée} (cm ²) | 8,2341 | 5T16=10,05 |
| A _{st Appui} (cm ²) | 20,6072 | 10T20=31,42 |

- ❖ **Section minimum :**

Selon le B.A.E.L (condition de non fragilité)

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000} ; 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{min} \geq \max\left(\frac{100 \times 70}{1000} ; 0,23 \times 100 \times 63 \times \frac{2,1}{400}\right)$$

$$A_{min} \geq \max(7 ; 7,60725) \rightarrow A_{min} = 7,60725 \text{ cm}^2$$

❖ Armatures de répartition :

$$A_t = \frac{A_{st}}{4}$$

• En travée $A_t = \frac{12,06}{4} = 3,015 \text{ cm}^2$

On prend $A_t : 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$

• En appui $A_t = \frac{31,42}{4} = 7,855 \text{ cm}^2$

On prend $A_t : 4T16 = 8,04 \text{ cm}^2$

❖ Calcul de l'espacement :

Selon RPA99 version 2003 :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \varnothing_{\min}; 30\text{cm}\right) \rightarrow \text{Zone nodale.}$$

Avec :

\varnothing_{\min} : le diamètre le petite du ferrailage longitudinal

h : la hauteur de la nervure

$$S_t \leq \min\left(\frac{70}{4}; 12(1,6); 30\text{cm}\right) \rightarrow S_t \leq \min(17,5; 19,2; 30\text{cm})$$

On choisit un espacement égal à $S_t = 17\text{cm}$

$$S'_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow \text{Zone courrnt.}$$

$$S'_t \leq \frac{70}{2} = 35\text{cm}$$

On choisit $S'_t = 20\text{cm}$

❖ Détermination des armatures transversales

$$\varnothing_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \varnothing_{\min}; \frac{b_0}{10}\right) = \min\left(\frac{70}{35}; 1,6; \frac{100}{10}\right) = \min(2; 1,6; 10)$$

On adopte un diamètre transversal égal a $\varnothing_t = 10\text{mm}$

❖ Vérification au cisaillement

D'après le B.A.E.L on doit vérifier la condition :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$$\text{Avec } \tau_u = \frac{T_u}{b \times d}$$

T_u = l'effort tranchant à ELU obtenu par SAP2000.

$$b = 1\text{ml}; d = 0,9.h = 0,9 \times 0,7 = 0,63\text{m}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right] \rightarrow \text{Fissuration préjudicielle.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min [2,5 ; 4 \text{ MPa}] = \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$$T_U = 533,103 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{533,103 \times 10^{-3}}{1 \times 0,63} = 0,846 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow C.V$$

❖ Schéma de ferrailage de la nervure

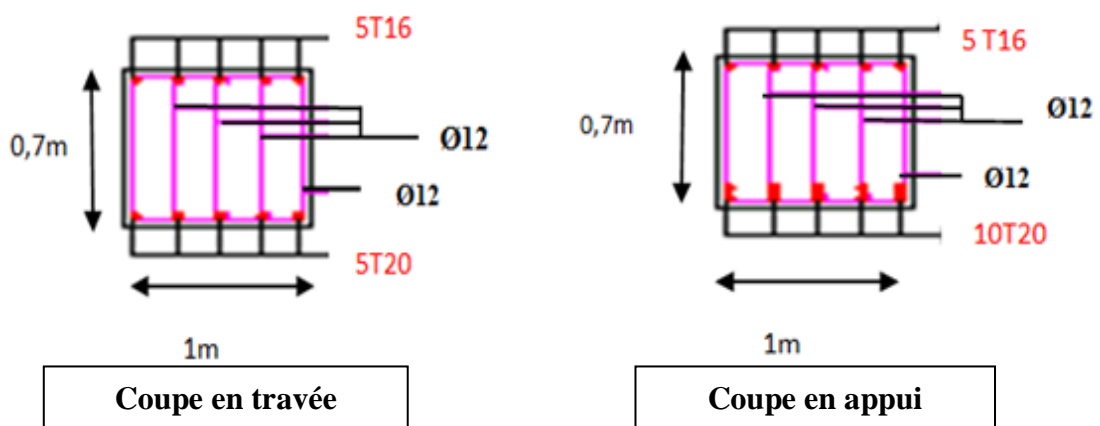


Figure 6-7 Ferrailage des nervures.

6.7 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons étudiés les fondations sur radier général et on passant par toutes les vérifications de coffrage et de ferrailage.

Chapitre 7

Analyse statique non linéaire

7.1 Introduction

Les dernières décennies, le monde connu Les séismes de moyenne à grande magnitude, qui ont touchés plusieurs pays dont l'Algérie, causant de très grandes pertes tant humaines que matérielles, le niveau de performance de certaines constructions au cours de ces séismes était faible, et delà le niveau des dommages structurels très grand. Par conséquent, les systèmes linéaires ne représentent pas bien le comportement sismique réel structures, de sorte que l'approche linéaire ne peut fournir qu'une compréhension limitée de ce comportement et la non-linéarité est inévitable pour une évaluation correcte de la Comportement sismique des structures [7].

Ce qui a encouragé les chercheurs à développer de nouvelles générations de méthodes de conception sismique, parmi lesquelles, l'analyse pushover.

L'Analyse statique non linéaire ou méthode d'analyse statique pushover, est la méthode la plus privilégiée pour évaluer la performance sismique en raison de sa simplicité. Ceci est une analyse statique qui est directement défini par les caractéristiques non linéaires des matériaux [8].

7.2 Analyse statique non linéaire (PUSHOVER)

7.2.1 Définition

Analyse pushover ou « **PUSHOVER ANALYSIS** », est une procédure d'analyse originalement développée par **Freeman et al** en **1975** [8] .C une procédure statique non linéaire dans laquelle la structure soudaine des charges latérales selon un certain modèle prédéfini augmente l'intensité des charges jusqu'à ce que les modes de rupture commencent à apparaître dans la structure. Les résultats de cette analyse sont représentés sous la forme d'une courbe qui relie la force de cisaillement à la base en fonction du déplacement du sommet de la structure (figure 7-1) [9].

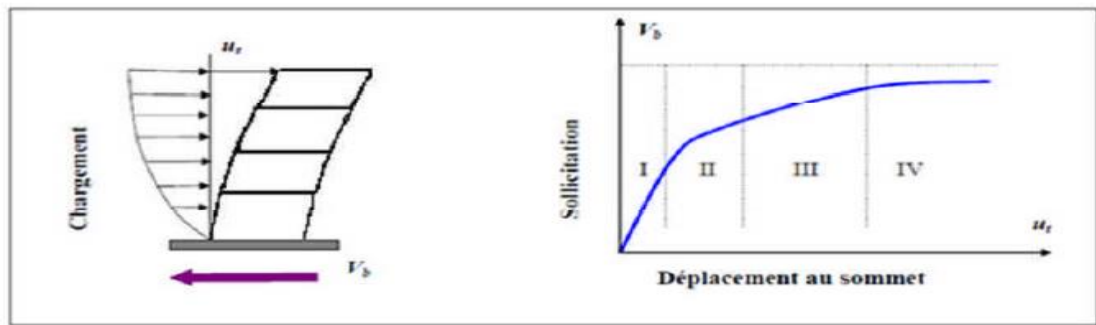


Figure 7-1 signification physique de la courbe de capacité [9].



Figure 7-2 Endommagement correspondant la Figure (7.1) [9].

Bien évidemment, le déplacement de la structure augmente avec la force jusqu'au moment où elle perd complètement sa capacité de résistance. Ainsi plusieurs niveaux d'endommagement (I, II, III, IV) peuvent être distingués à travers cette représentation graphique (figure 7.1).

- Niveau I : correspond au comportement élastique de la structure et représente le niveau de conception habituel. Il indique par conséquent un état d'endommagement superficiel.
- Niveau II : correspond à un niveau de dommage contrôlé. La stabilité de la structure n'est pas en danger, mais un endommagement mineur est susceptible de se développer.
- Niveau III : représente un état d'endommagement avancé, sa stabilité étant en danger.
- Niveau IV : Effondrement totale de la structure

7.2.2 Les différents guides de l'analyse push over

- Il existe différents guides traitant cette méthode :
- FEMA 273 / 356 (Federal Emergency Management Agency).
- FEMA 273, 1997 "Guidelines for the seismic Rehabilitation of Buildings" .
- FEMA 356, 2000 " Prestandard and Commentary for the seismic Rehabilitation, of Buildings" [12].
- ATC 40 (Applied Technology Council). California seismic safety commission.
- " ATC40 1996, Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings [11].
- EC 8 (Eurocode 8). Norme Européenne, prEN1998-1, " calcul des structures pour leur résistance aux séismes-Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments [13].

7.2.3 Hypothèse d' élaboration de l' analyse «PUSHOVER »

L'analyse statique non linéaire PUSHOVER repose sur l'hypothèse que la réponse d'une structure à degrés de liberté multiples peut être assimilée à la réponse d'un système à degré unique (Figure 7.3.), lequel implique que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et que la forme de ce mode reste constante pendant le séisme, l'expérience a montré que le premier mode de vibration qui domine le mouvement de la structure [8].

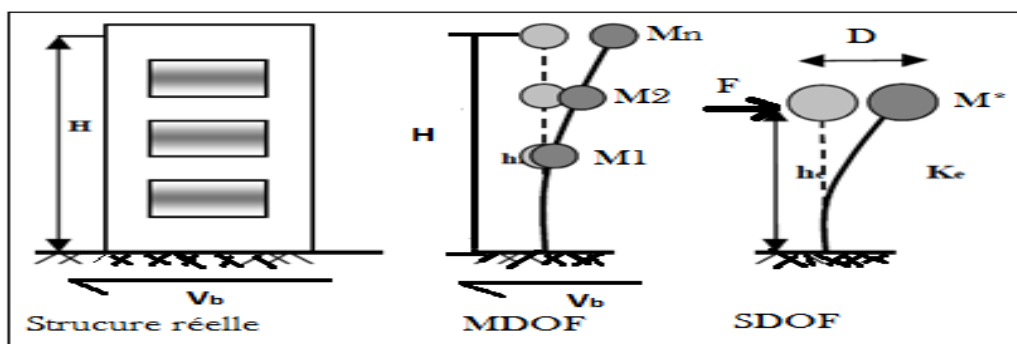


Figure 7-3 Système équivalent d'une structure à plusieurs degrés de libertés [8].

7.2.4 Étapes de l'analyse push over

Pour faire l'analyse pushover , nous utilisons le logiciel "SAP2000 ", la courbe de capacité de la structure (V base-sommet) est déterminée en effectuant les étapes suivantes :

- Etape 1 : Modélisation et analyse élastique linéaire de la structure.
- Etape 2 : Vérification et ferrailage de la structure.
- Etape 3: Définition du comportement non linéaire des éléments.
- Etape 4 : Définition du chargement de l'analyse statique non linéaire (Push Over).
- Etape 5 : Analyse statique non linéaire et extraction de la courbe de capacité [14]

7.2.5 But de l'analyse Push over

L'analyse de poussée consiste en

- Décrire le comportement réel de la structure.
- Évaluer les sollicitations et déplacements des éléments.
- Fournir des informations sur plusieurs caractéristiques de la réponse qui ne peuvent être obtenues par une simple analyse élastique, on cite :
 - ✓ Estimation des déformations inélastiques afin de dissiper de l'énergie.
 - ✓ Détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles.
 - ✓ Conséquences de la détérioration de la résistance des éléments.
 - ✓ Identification des zones critiques siège de grandes déformations [9].

7.2.6 Limites de l'analyse pushover statique non-linéaire

Bien que l'analyse du pushover nous apporte des réponses adéquates dans de nombreux cas, elle conserve toujours les cas non résolus, qui doivent être résolus par la recherche et la recherche. Parmi ces cas, nous mentionnerons: [14]

- Incorporation des effets de torsion (due aux irrégularités dans la masse, la rigidité et la résistance).

- problèmes en 3-D (effets orthogonalité, la direction de chargement, les diaphragmes semi-rigide, etc....).
- Problèmes de dommages cumulatifs.
- Plus important encore, l'examen des effets de mode supérieur une fois qu'un mécanisme local s'est formé.

Comme l'analyse de pushover de nature approximative et fondée sur la charge statique ne peut représenter les phénomènes dynamiques avec un degré élevé de précision, car elle ne permet pas de détecter certains modes de déformation importants qui se produisent dans le processus de la structure soumise à un violent tremblement de terre, car elle s'amplifie dans d'autres.

7.2.7 Principes théoriques du calcul Pushover :

Le Push over est une méthode de calcul, utilisée en particulier pour l'évaluation des structures existantes, qui consiste à appliquer une charge statique, qui se présente comme suit triangulaire, sur la structure à analyser. Cette allure triangulaire vise à, représentent l'effet d'un tremblement de terre par une force de remplacement statique. a partir de cette charge qui s'applique par étapes, le comportement non linéaire de la structure peut à définir. La non-linéarité est en effet introduite dans la structure au moyen de les paramètres des rotules plastiques de flexion et de cisaillement (figure 7-4) [17][18].

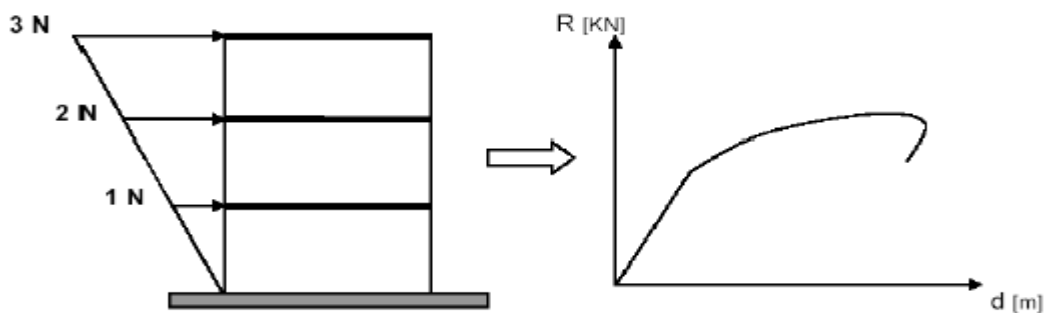


Figure 7-4 Calcul Push-over et courbe de capacité [19].

7.2.8 Formulation de l'analyse « PUSHOVER » [8]

L'hypothèse de base de cette méthode et le fait de relier des structures 3D ou 2D à un système à degré de liberté unique (SSDDL), basé sur des recherches antérieures (Saiidi et Sozen 1981), qui a montré que le déplacement d'un système à degré de

liberté multiple (SPDDL), peut être à peu près égale à celle d'un système à degré de liberté unique lorsque la réponse dominante est celle du premier mode [8].

Pour un système à plusieurs degrés de liberté (SPDDL), L'équation différentielle du mouvement s'écrit comme suite :

$$[M] \times \ddot{x}_1 + [C] \times \dot{x}_1 + [Q] = -[M] \times \ddot{x}_g$$

Avec :

$[M]$: Matrice de masse.

$[C]$: Matrice de d'amortissement.

$[Q]$: Vecteur des forces dans les niveaux d'étage de la structure.

\ddot{x}_g : L'accélération du sol.

Pour la représentation de la réponse du système à (SPDDL) sous forme d'une réponse d'un système à (SSDDL), l'équation différentielle du mouvement peut être exprimé par le vecteur propre $\{\phi\}$. Pour ce la le vecteur de déplacement relatif (x) se manifeste sous forme :

$$X = \{\phi\} \times x_i \rightarrow (1)$$

L'équation différentielle du mouvement du système sera donc écrite comme suit :

$$[M] \times \{\phi\} \times \ddot{x}_i + [C] \times \{\phi\} \times \dot{x}_i + [Q] = - [M] \times \{I\} \times \ddot{x}_g \rightarrow (2)$$

Le déplacement du système à un DDL équivalent, sera donné sous la forme

$$x^* = \frac{\{\phi\}^T [M] \{\phi\}}{\{\phi\}^T [M] \{I\}} x_i \rightarrow (3).$$

Avec :

$\{I\}$: le vecteur Identité.

En multipliant l'équation (2) par $\{\phi\}^T$, et en utilisant l'équation (3), on obtient

l'équation différentielle du système équivalent :

$$M^* \times \ddot{x}_1^* + C^* \dot{x}_1^* + Q^* = -M^* \ddot{x}_g \rightarrow (4)$$

M^* ; C^* ; Q^* représentent les propriétés du système à 1DDL équivalent, elles

sont données par :

$$M^* = \{\phi\}^T [M] \{\phi\}$$

$$C^* = \{\phi\}^T [C] \{\phi\}$$

$$C^* = \{\phi\}^T [C] \{\phi\} \frac{\{\phi\}^T [M] \{I\}}{\{\phi\}^T [M] \{\phi\}} \rightarrow (5)$$

Ayant calculé ces caractéristiques (M^* , C^* , Q^*), avec une connaissance de la forme du vecteur (ϕ), on peut déterminer la période élastique du système équivalent comme suite :

$$T_{eq} = 2 \pi \sqrt{\frac{m^* X_y^*}{f_y^*}} \rightarrow (6)$$

Alors la courbe de capacité pour un système (SDOF) comme suite :

$$d^* = \frac{d_n}{T} \rightarrow (7)$$

$$F^* = \frac{f_b}{T} \rightarrow (8)$$

$$T = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \phi_i}{\sum_{i=1}^N m_i \phi_i^2} \rightarrow (9)$$

7.2.9 Courbe de capacité

Le calcul non linéaire permet d'obtenir une courbe de capacité de la structure. Cette courbe représente l'effort horizontal à la base du bâtiment en fonction du déplacement figure (7-5) de celui-ci. La courbe de capacité est en général formée par une phase à caractère élastique linéaire suivie par une phase non linéaire correspondant à la formation des rotules de flexion et de cisaillement, jusqu'au moment de la rupture (défaut de résistance). La rupture est identifiable par une chute de l'effort à la base suite à un petit déplacement de la structure. Les stades de plastification, ainsi que les différents degrés d'endommagement, peuvent donc être introduits sur cette courbe ».

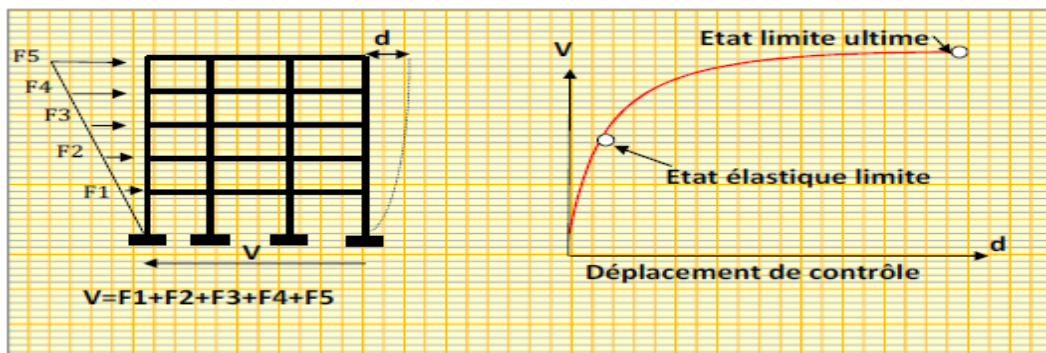


Figure 7-5 Courbe de capacité [8].

Les étapes de plastification, ainsi que les différents degrés d'endommagement, peuvent y être introduits sur cette courbe. [19].

7.2.10 Point de performance

A partir de la courbe de capacité, il devient alors intéressant de la comparer à la charge d'un séisme. Pour considérer la demande d'un séisme, on utilise généralement des courbes "Spectre d'accélération S_d - Spectre de déplacement S_u ", donc les axes de la courbe de capacité doivent être transformés pour avoir les mêmes unités :

- Réaction à la base / accélération de masse.
- Déplacement / Facteur de participation modale déplacement.

Plusieurs méthodes d'assemblage des deux courbes sont applicables. L'Eurocode 8, par exemple, permet de trouver un point de performance basé sur la règle des déplacements égaux. Les normes américaines, en revanche, prévoient des itérations avec plusieurs spectres représentant différents coefficients d'amortissement visqueux.

. Dans les deux cas, il existe ce qu'on appelle un " point de performance " qui permet de prendre en compte plusieurs aspects de la réponse de la structure au séisme. En principe, ce point devrait correspondre au déplacement maximal qui serait obtenu par la méthode dynamique non linéaire temporelle.

Le déplacement d'une structure élastique équivalente est obtenu en étendant la partie élastique de la courbe de capacité jusqu'à l'intersection avec le spectre (point A). de la figure (7-6) Le déplacement inélastique de la structure réelle est celui qui lui correspond sur la courbe de au point B. de la figure (7-6.)

Avec cette construction, il est possible de définir, par exemple, si la structure nécessite une augmentation de sa capacité de déformation ou une augmentation de sa rigidité [4].

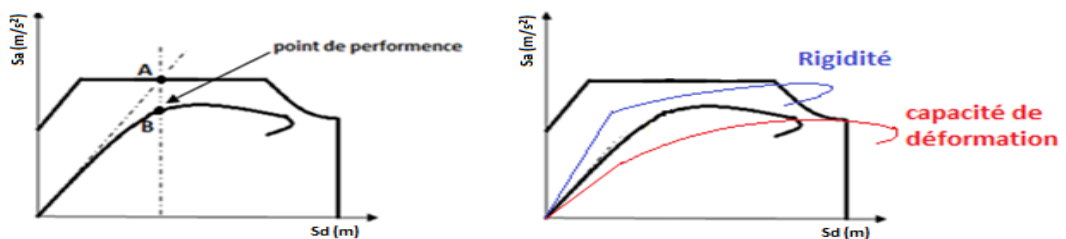


Figure 7-6 Point de performance et principe d'évaluation de la courbe de capacité [20].

Les normes américaines FEMA [12], prévoient de croiser la courbe de capacité avec plusieurs spectres. Le comportement inélastique est approché par l'augmentation du coefficient d'amortissement visqueux. L'itération consiste en principe à trouver le point l'équilibre entre la ductilité requise et l'amortissement requis.

Le point de croisement de la courbe avec un spectre permet de définir la ductilité nécessaire pour la structure (rapport entre le point D et le point C).de la figure (7-7).

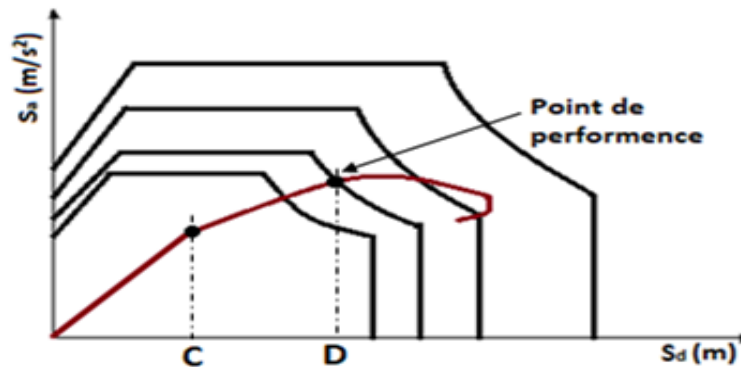


Figure 7-7Point de performance – principe de réduction du spectre [20]

En plus de la courbe de capacité fournie par l'analyse de pushover, nous pouvons également suivre l'historique de la formation de la rotule plastique à chaque étape et le déplacement correspondant de chaque nœud de la structure [20].

7.2.11 Rotules plastiques

Les propriétés des rotules plastiques ont été utilisées pour exécuter l'analyse de push over. pour définir les propriétés du joint à rotule par le concepteur, la procédure se fera en déterminant le moment – courbe.

Zones d'un élément de structure (poutres, poteaux, voiles,...) subissant des déformations irréversibles et capables de dissiper de l'énergie sous contraintes alternées, au-dessus d'un seuil de charge, il se comporte comme un joint permettant la rotation des autres parties de l'élément [20].

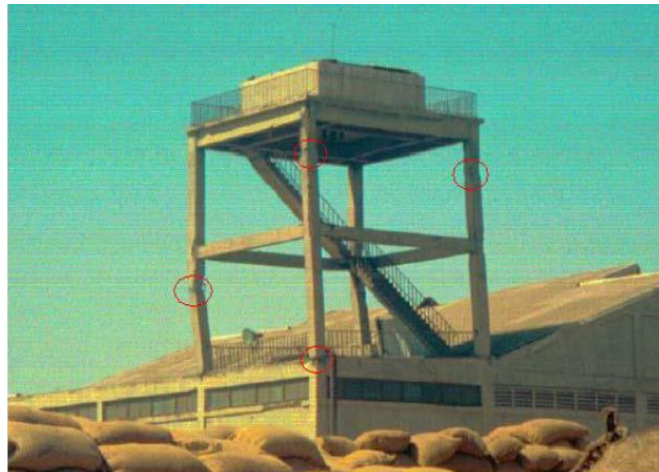


Figure 7-8Endommagement d'un portique à 2 étages par flexion dans les zones critiques des poteaux dans une installation portuaire lors du séisme de Buhj (Inde) en2001 [7].

7.2.12 Spectre de demande

Une représentation équivalente ou format ADRS (Acceleration_ Displacement Response Spectrum) d'un spectre de réponse dans le plan $S_a - T_n$ peut être construite en transformant des périodes en déplacements spectraux, en utilisant la formule suivante :

$$S_a = W^2 \times S_d \rightarrow S_d = \frac{T_n^2}{4 \times \pi^2} \times S_a$$

Où T_n sont les périodes des oscillateurs d'un degré de liberté correspondant à chaque niveau d'accélération S_a connue.

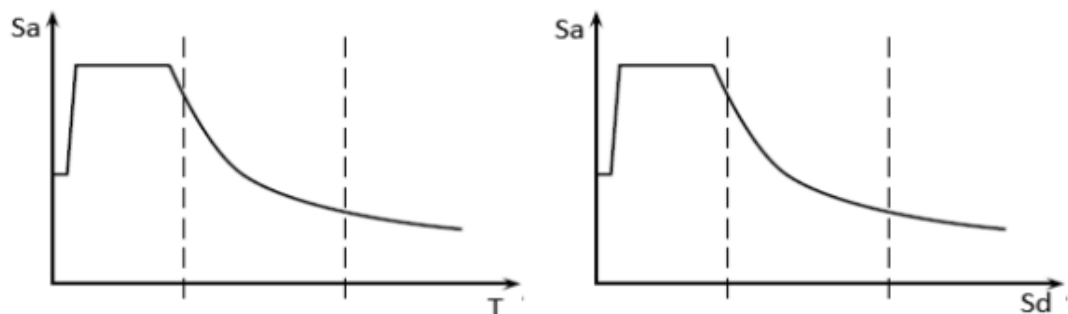


Figure 7-9Transformation ADRS du spectre de réponse [13].

7.2.13 Niveaux de dommages

La courbe de déformation plastique est une courbe force-déplacement (moment-rotation) qui donne la valeur de plastification et déformation plastique après plastification. Cette courbe se compose de cinq points comme illustré dans la figure (7 :10) :

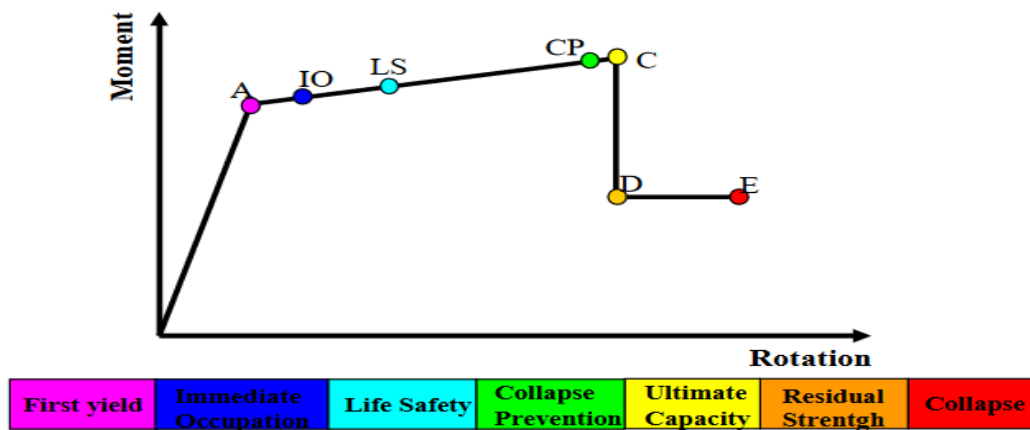


Figure 7-10 Loi de comportement de la rotule plastique

- Le point (A) représente l'origine.
- Le point (B) représente la plastification, aucune déformation au niveau des rotules, toutes les déformations élastiques sont ignorées.
- Le point (C) représente la capacité ultime pour l'analyse pushover.
- Le point (D) représente la résistance résiduelle pour l'analyse pushover.
- Le point (E) représente la rupture totale des éléments.

Avant d'atteindre le point B, la déformation est linéaire et se produit dans l'élément d'ossature. Lui-même, pas dans la rotule.

La déformation plastique au-delà du point B se produit dans la rotule en plus de toute déformation élastique qui peut se produire dans l'élément, la résistance résiduelle de D à E permet aux éléments d'ossature de supporter la gravité.

L'utilisateur peut spécifier des mesures de déformation supplémentaires aux points IO, LS et CP, ce sont des mesures informatives qui sont rapportées dans les résultats. et utilisée pour la conception basée sur la performance, sans effet sur le comportement de la structure.

❖ Selon FEMA-[12]**• Le niveau IO (Immediate Occupancy)**

Les dommages sont relativement limités, la section conserve une grande partie de sa raideur initiale.

• Le niveau LS (Life Safety) :

La section a subi des dommages importants qui pourraient entraîner des pertes importantes.

• Le niveau CP (Collapse Prevention)

La section a subi d'importantes déformations post-élastiques, au-delà de ce niveau, la section est susceptible de se rompre.

Les déformations (IO, LS, CP) qui définissent le niveau d'endommagement des rotules en se référant aux tableaux présentées dans le règlement américain FEMA 273.

7.2.14 Idéalisat ion bilinéaire de la courbe de Capacité

Les deux courbes de capacité sont superposées par le spectre de réponse élastique amorti à 5%, à représentation bilinéaire de la courbe de capacité est nécessaire pour estimer l'amortissement effectif (β_{eff}) (β_{eff} est le facteur d'amortissement réel défini dans ATC40, et est connu dans la réglementation sismique algérienne (RPA2003) sous la forme (η)), cette représentation nécessite la définition du point (a_{pi} , d_{pi}), qui est

Généralement définis selon le principe de l'égalité des limites maximales de déplacement (Newark et Hall 1982). [8]

Pour construire la représentation bilinéaire de la courbe de capacité, le premier segment est tracé à partir de l'origine avec une pente correspondant à la rigidité de la structure (segment élastique). le deuxième segment est tracé en reliant le point (a_{pi} , d_{pi}) à un point (a_y , d_y) qui est définie de tel façon à avoir l'égalité de surfaces A_1 et A_2 de la figure 7-12. [8].

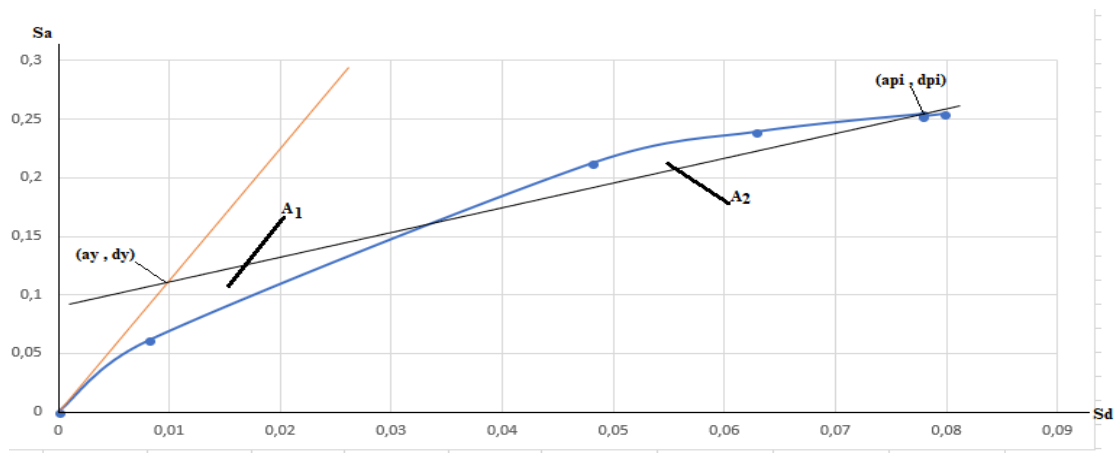


Figure 7-11 Idéalisation bilinéaire de la courbe de capacité [8].

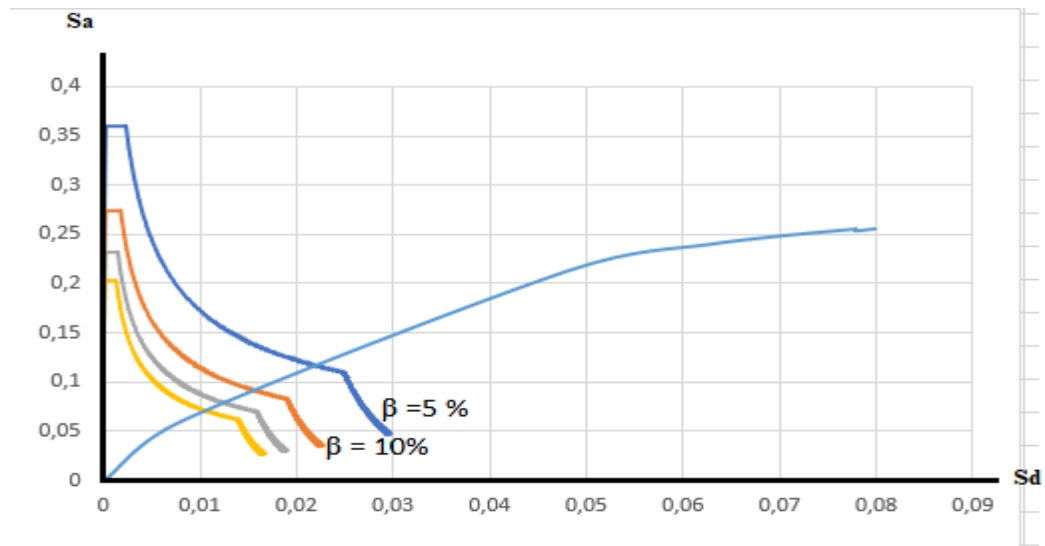


Figure 7-12 Représentation d' une famille de spectres réduits [8].

7.3 Définition du comportement non linéaire de la structure

7.3.1 Définition du comportement non linéaire des poteaux et poutres

La version non linéaire de SAP2000 offre un outil permettant d'effectuer des analyses de pushover, avec un modèle 2D ou 3D.

7.3.1.1 Etapes d'exécution de l'analyse

A) Lois de comportement des éléments

On présente un exemple d'un poteau de 3eme étage poteau (40*40) et la poutre principale (30*40).

- 1) Le premier pas est de dessiner le ferrailage des éléments. En utilisant le ferrailage des éléments (poteaux et poutres) calculé au chapitre 5 (figure 7-13).

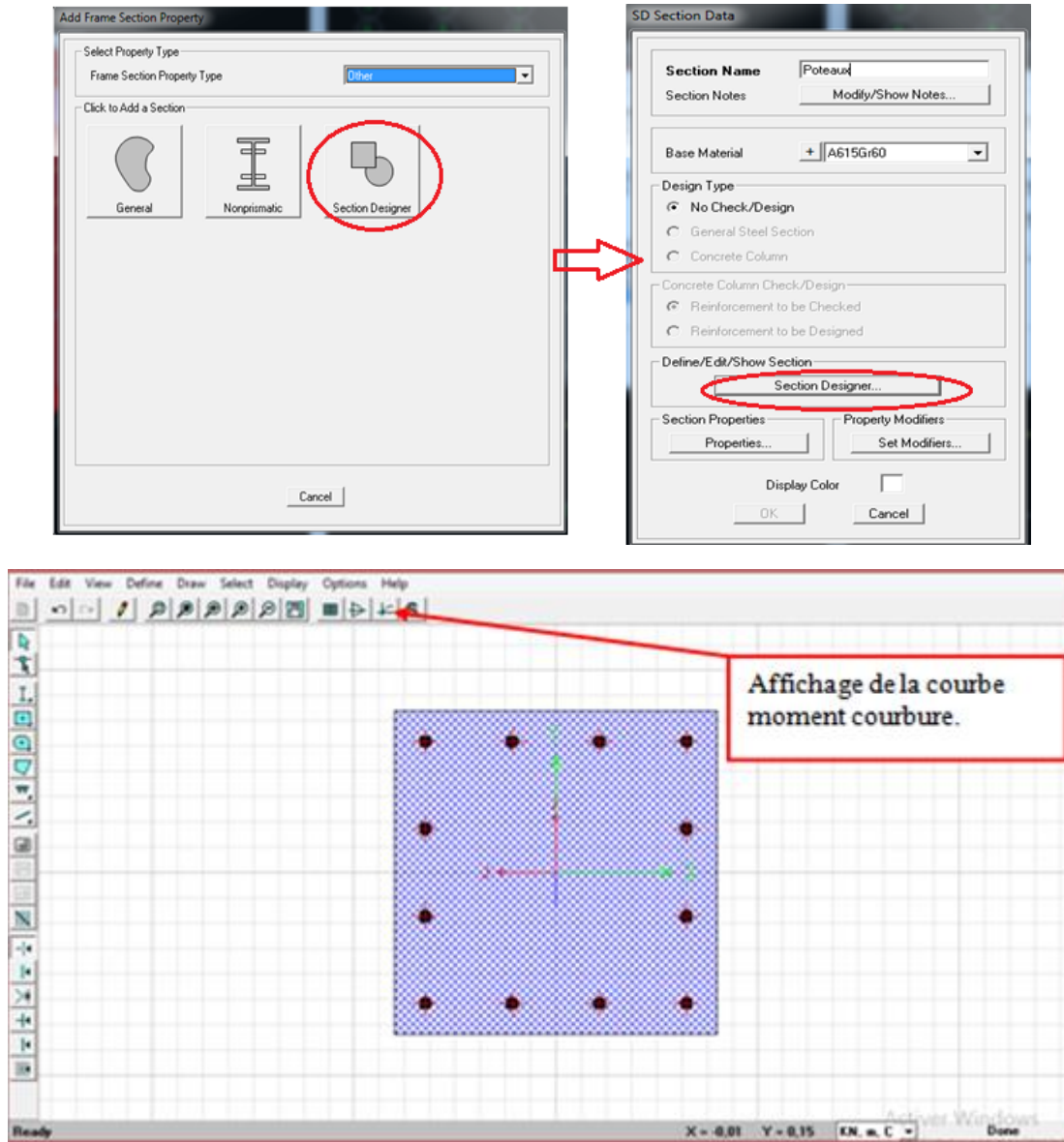


Figure 7-13 Affectation du ferrailage calculé à l'élément.

- 1) Affichage de la loi de comportement Moment-courbure de la section ferrillée et extraction la courbe bilinéaire (figure 7-14).

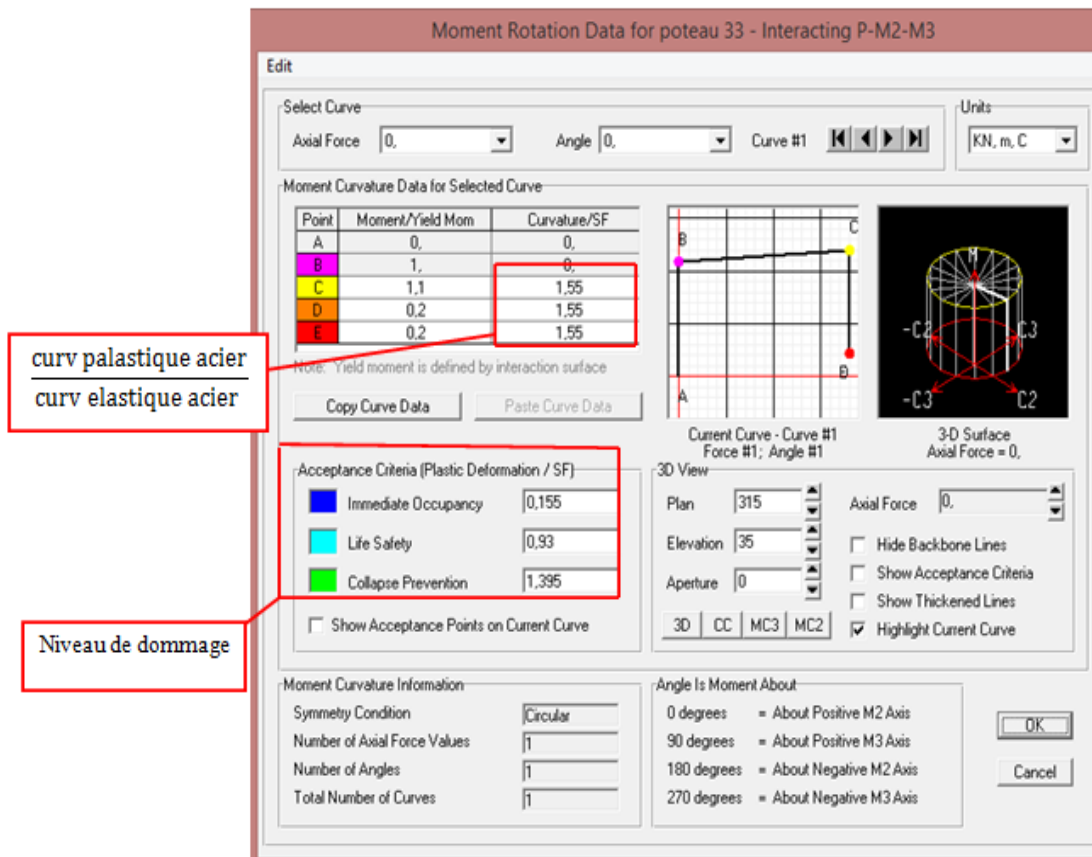


Figure 7-15 Introduction des rotules plastiques des poteaux.

2) Les rotules Les rotules de flexion « M3 » et de cisaillement « V2 » sont introduites aux niveaux des poutres comme suit :

- **Moment**

- Define/ section propriete /hinge propriétés /add new propriétés /concrète /OK/ Moment M3/ Modifier show rotation curve data.

- **Effort tranchant**

- Define /section properties /Hinges properties /Add new property / shear V₂.

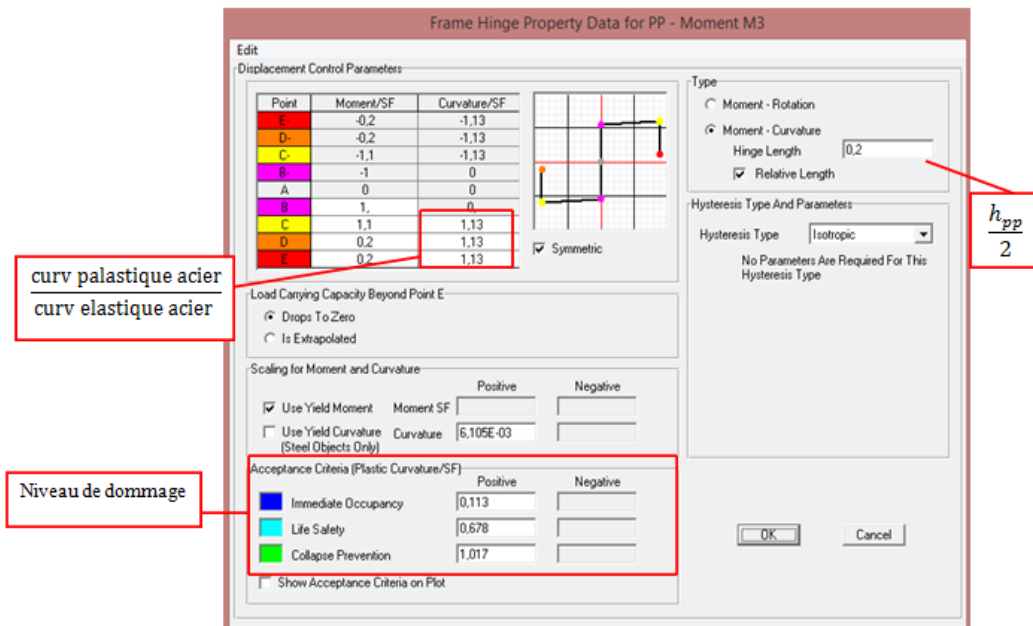


Figure 7-16 Introduction des rotules plastiques des poteaux.

- ✓ **Immediate Occupancy** : 10 % de $\theta_u - \theta_y$ (point C).
- ✓ **Life Safety** : 60 % de $\theta_u - \theta_y$ (point C).
- ✓ **Collapse Prevention** : 90 % de $\theta_u - \theta_y$ (point C).

Dans la fenêtre qui apparaît (figures 7-17); Pour chaque type de rotule choisie "Frame Hinge Assignments", on introduit dans la case "Relative Distance" les valeurs des rapports (0) et (1) qui correspondent aux extrémités des poteaux (Nœud).

Sélectionner un type de poteaux ou une poutre /assign / frame /Hinges.

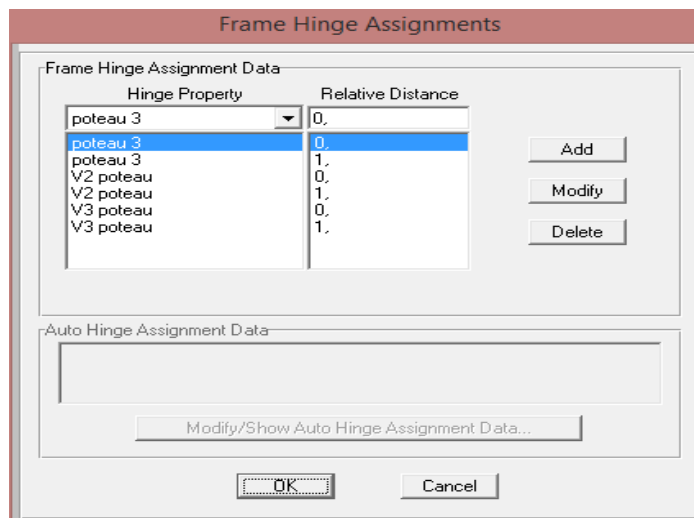


Figure 7-17 Affectation des rotules plastiques aux éléments poteaux.

7.3.2 Définition du comportement non linéaire des voiles

Dans notre étude, nous avons utilisé la méthode MULTICOUCHE pour créer le comportement non linéaire des voiles car SAP2000 permet l'insertion les rotules seulement aux éléments frame, pour cela nous suivrons le chemin suivant :

- 1) Définir un matériau non linéaire pour le béton confiné et l'acier

Définir l'élément non linéaire de type (Shell – Layered / Non-linéaire).

Defin /section properties/ area section/ voile (modify show section) (Shell layer ;non linéaire) modify/show layer definition/ Quick start.

- 2) Affectation de la non linéarité et attribution du ferrailage de voile calculé dans le chapitre 5.

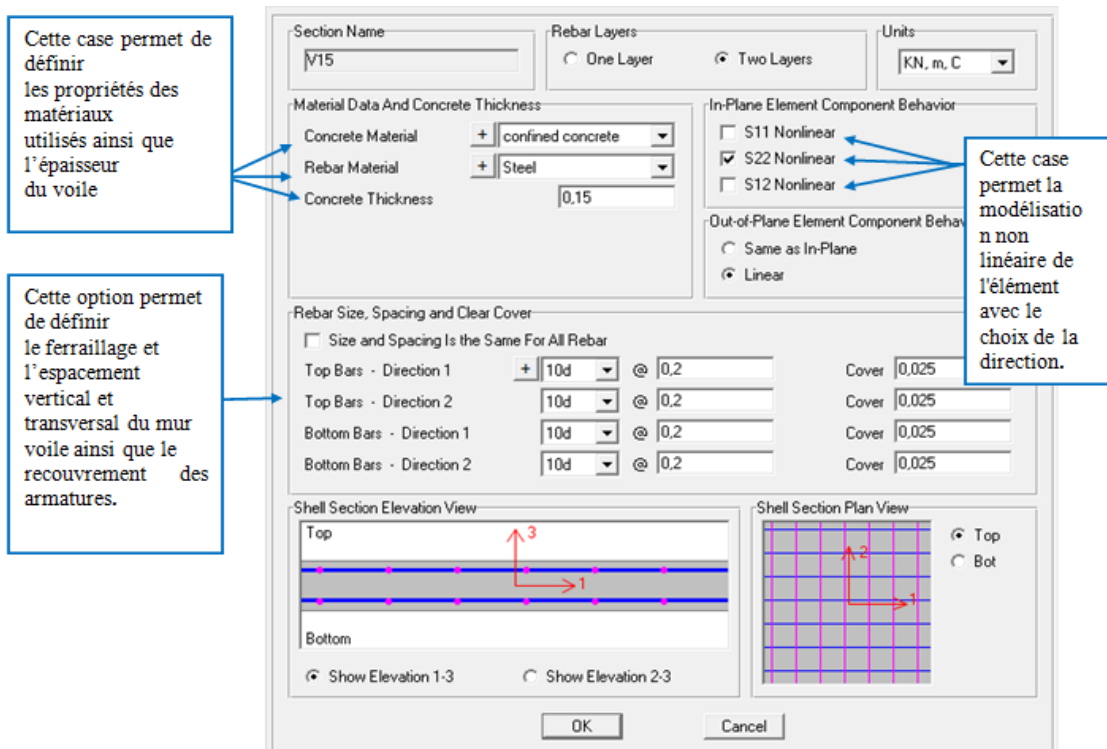


Figure 7-18 Affectation du non linéarité et attribution du ferrailage.

1) Définir les différentes couches avec leurs matériaux et comportement.

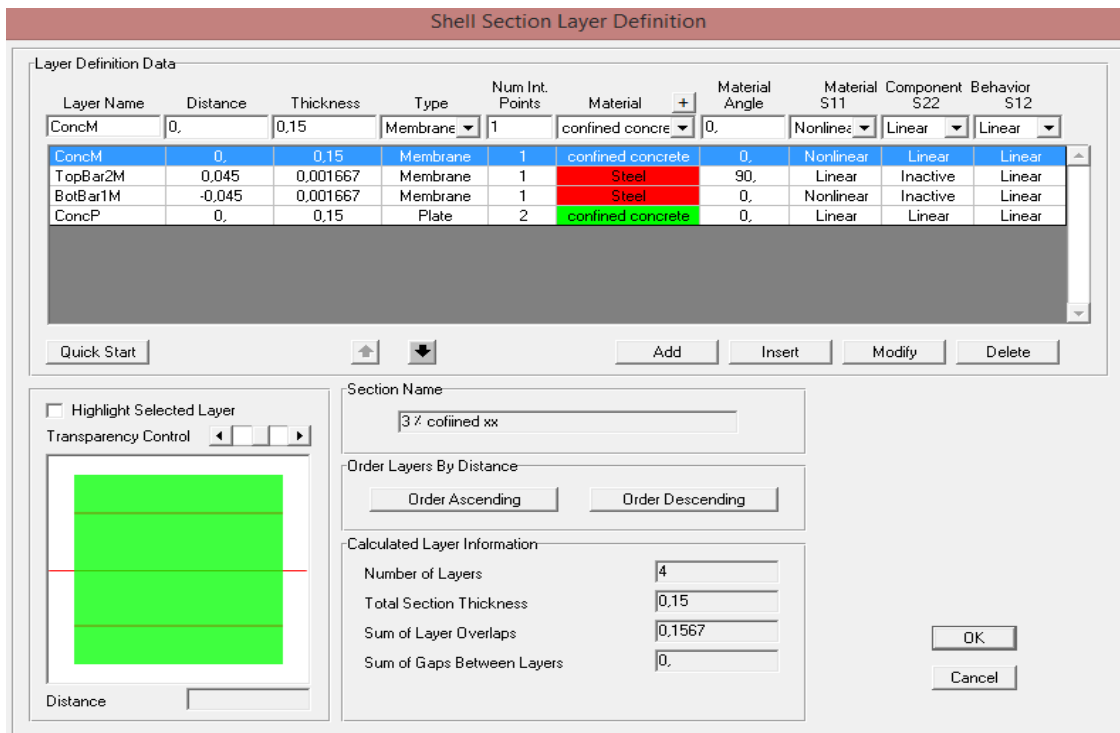


Figure 7-19 Définition des couches.

7.3.3 Définition du chargement de l'analyse push over

7.3.3.1 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 /G /Dead modify :show load cases.

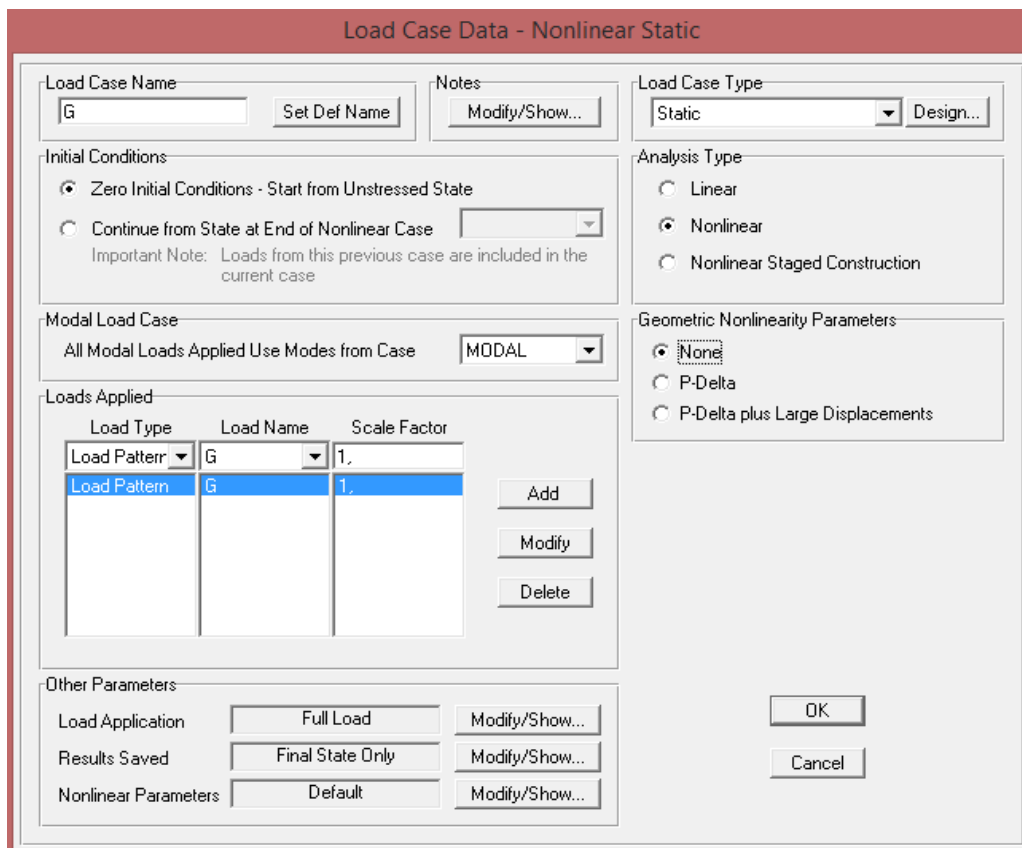


Figure 7-20 Définition du chargement de l'analyse Pushover sous les charges verticales.

7.3.3.2 Définition de l'analyse sous charges horizontal

La répartition des charges horizontales est l'un des aspects les plus importants du processus de la critique de la méthode du push over, car elle repose sur l'hypothèse selon laquelle la méthode est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et que la réponse de l'appareil est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration. de ce mode reste constante pendant toute la durée de l'excitation

Sismique .[21]

Le chemin est : Define /Load cases /add new load case.

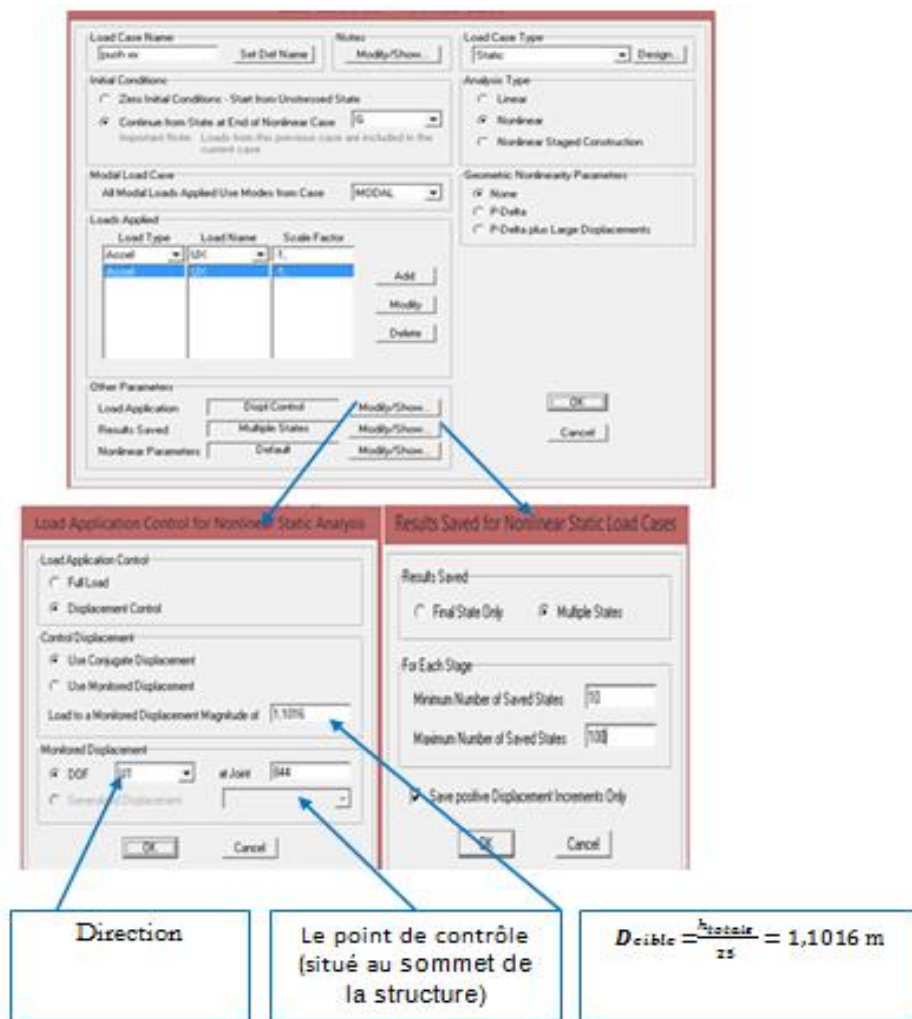


Figure 7-21 Définition du chargement de l'analyse pushover (sens x-x).

7.3.4 Résultats de l'analyse push over

7.3.4.1 Courbe de capacité

L'analyse statique non linéaire (pushover) est exécutée en cliquant :

Analyse/ run static non linear analysis .

on a effectué l'analyse statique non-linéaire, cette analyse nous a permis d'obtenir la courbe de capacité du bâtiment qui représente la variation de l'effort tranchant à la base du portique en fonction du déplacement en toit, on remarque que la courbe de capacité est constituée d'une partie linéaire (élastique), et une deuxième partie non linéaire qui correspond à la plastification de certains éléments du bâtiment. Les courbes de capacité obtenues dans les deux sens sont données par les figures (7-22)(7-23).

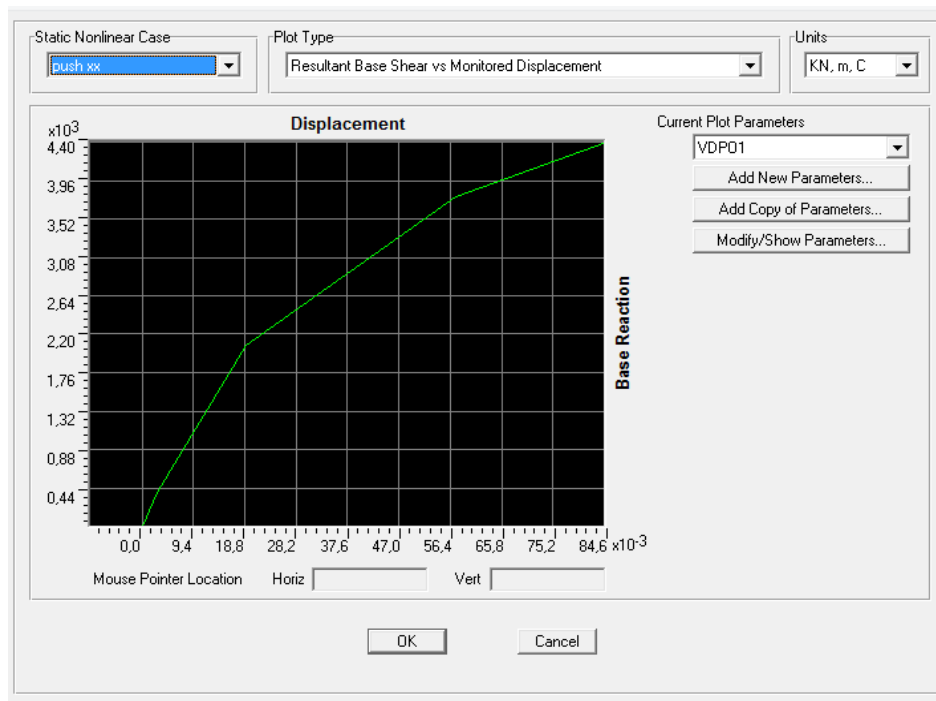


Figure 7-22 Résultats de l'analyse push-over « courbe push-over direction X ».

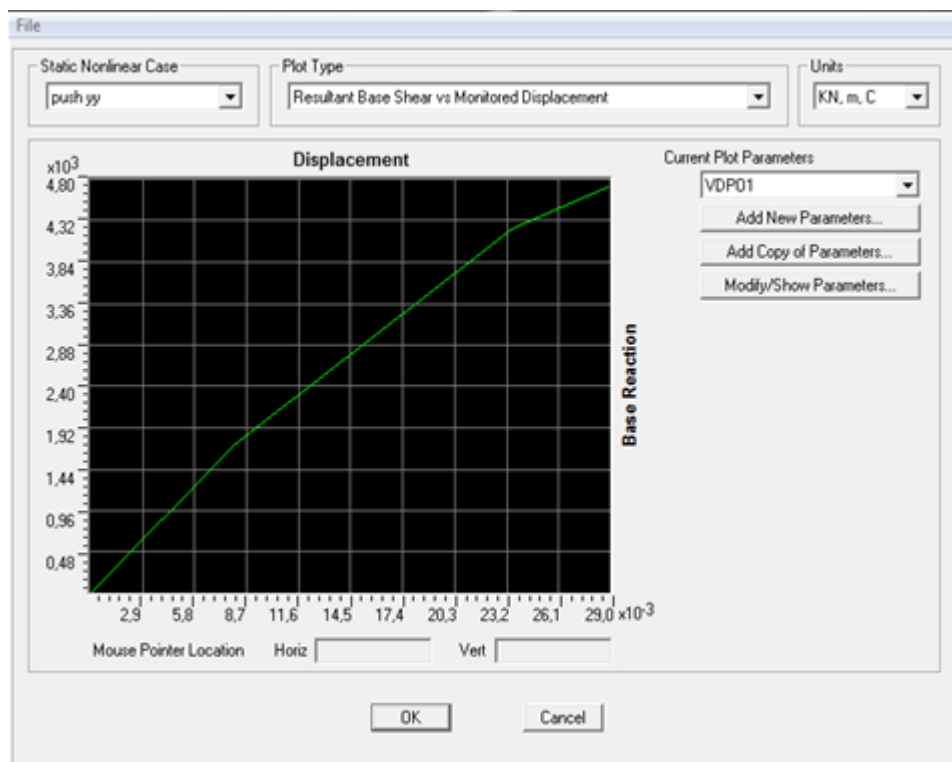


Figure 7-23 Résultats de l'analyse push-over « courbe push-over direction Y ».

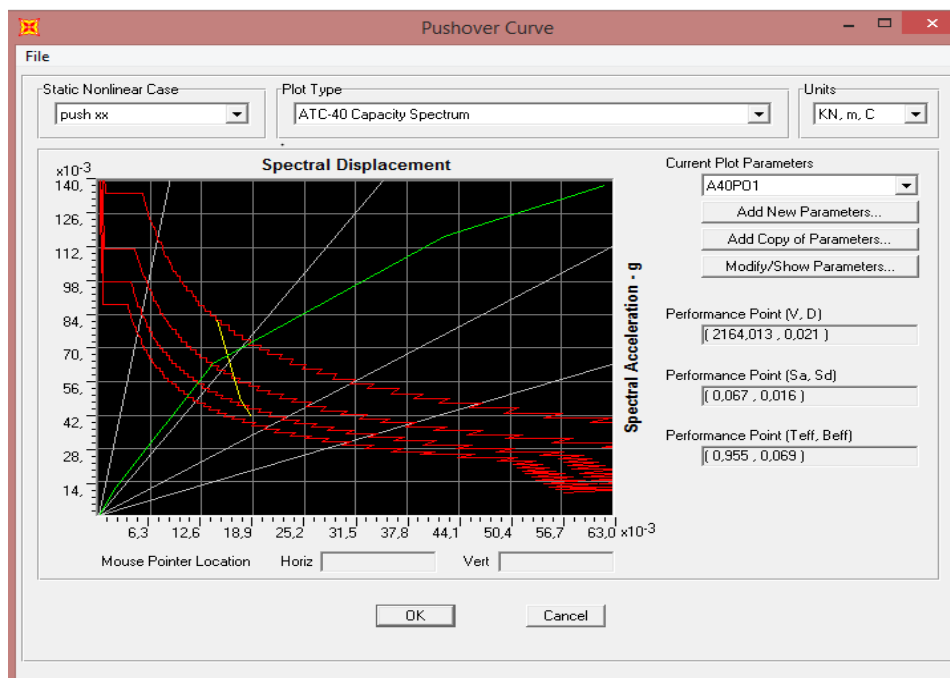


Figure 7-24 Détermination du point de performance suivant la direction X.

L'intersection de la courbe de capacité et celle de la demande sismique représente le point de performance de la structure. ($V_p = 2164,013 \text{ KN}$; $D_p = 0,021 \text{ m}$).

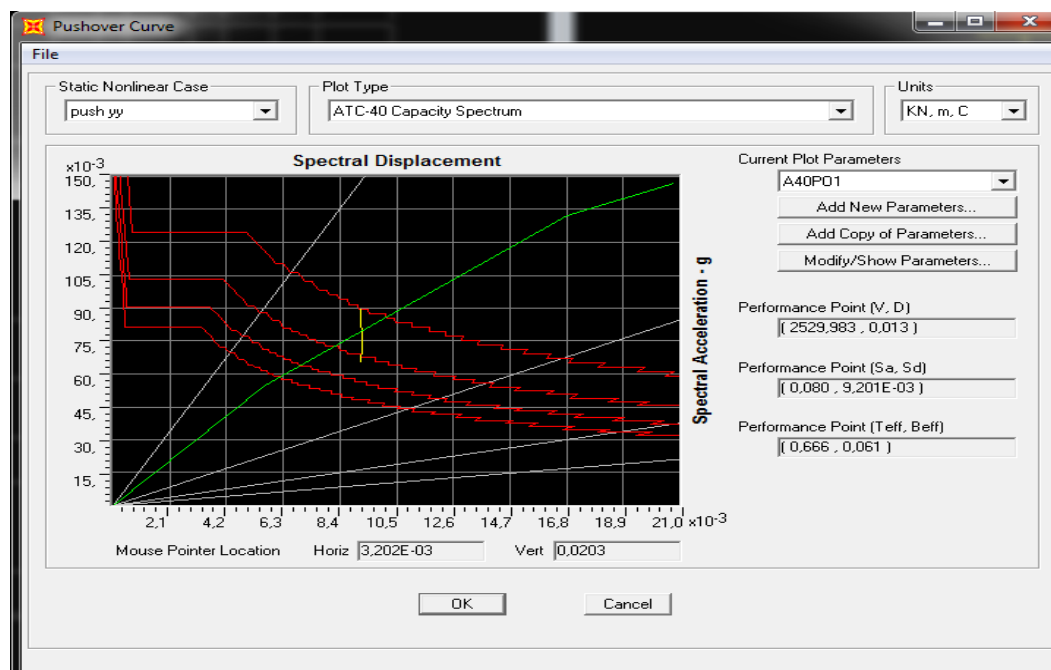


Figure 7-25 Détermination du point de performance suivant la direction Y.

L'intersection de la courbe de capacité et celle de la demande sismique représente le point de performance de la structure. ($V_p = 2529,983 \text{ KN}$; $D_p = 0,013 \text{ m}$).

Tableau 7-1 Courbe de capacité dans la forme (S_a _ S_d) direction X.

| Step | T _{eff} | B _{eff} | S _d Capacity | S _a Capacity | S _d Demand | S _a Demand | Alpha | PFP _i |
|------|------------------|------------------|-------------------------|-------------------------|-----------------------|-----------------------|----------|------------------|
| | | | m | | m | | | |
| 0 | 0,847792 | 0,050000 | 0,000000 | 0,000000 | 0,007144 | 0,040014 | 1,000000 | 1,000000 |
| 1 | 0,847792 | 0,050000 | 0,002105 | 0,011790 | 0,007144 | 0,040014 | 0,747478 | 1,373161 |
| 2 | 0,940199 | 0,064751 | 0,014000 | 0,063758 | 0,007605 | 0,034635 | 0,748004 | 1,356952 |
| 3 | 1,208557 | 0,144574 | 0,042405 | 0,116874 | 0,008550 | 0,023566 | 0,743492 | 1,357238 |
| 4 | 1,344910 | 0,174178 | 0,062066 | 0,138136 | 0,009150 | 0,020365 | 0,734324 | 1,372429 |

Tableau 7-2 Courbe de capacité dans la forme (S_a _ S_d) direction Y.

| Step | T _{eff} | B _{eff} | S _d Capacity | S _a Capacity | S _d Demand | S _a Demand | Alpha | PFP _i |
|------|------------------|------------------|-------------------------|-------------------------|-----------------------|-----------------------|----------|------------------|
| | | | m | | m | | | |
| 0 | 0,641703 | 0,050000 | 0,000000 | 0,000000 | 0,063761 | 0,623342 | 1,000000 | 1,000000 |
| 1 | 0,641703 | 0,050000 | 0,005629 | 0,055028 | 0,063761 | 0,623342 | 0,726282 | 1,418320 |
| 2 | 0,716243 | 0,085116 | 0,016816 | 0,131961 | 0,061765 | 0,484688 | 0,739488 | 1,397477 |
| 3 | 0,754231 | 0,113197 | 0,020759 | 0,146907 | 0,059732 | 0,422703 | 0,739740 | 1,393692 |

7.3.4.2 Distribution des rotules plastiques dans le portique à la ruine

- Sens X-Z

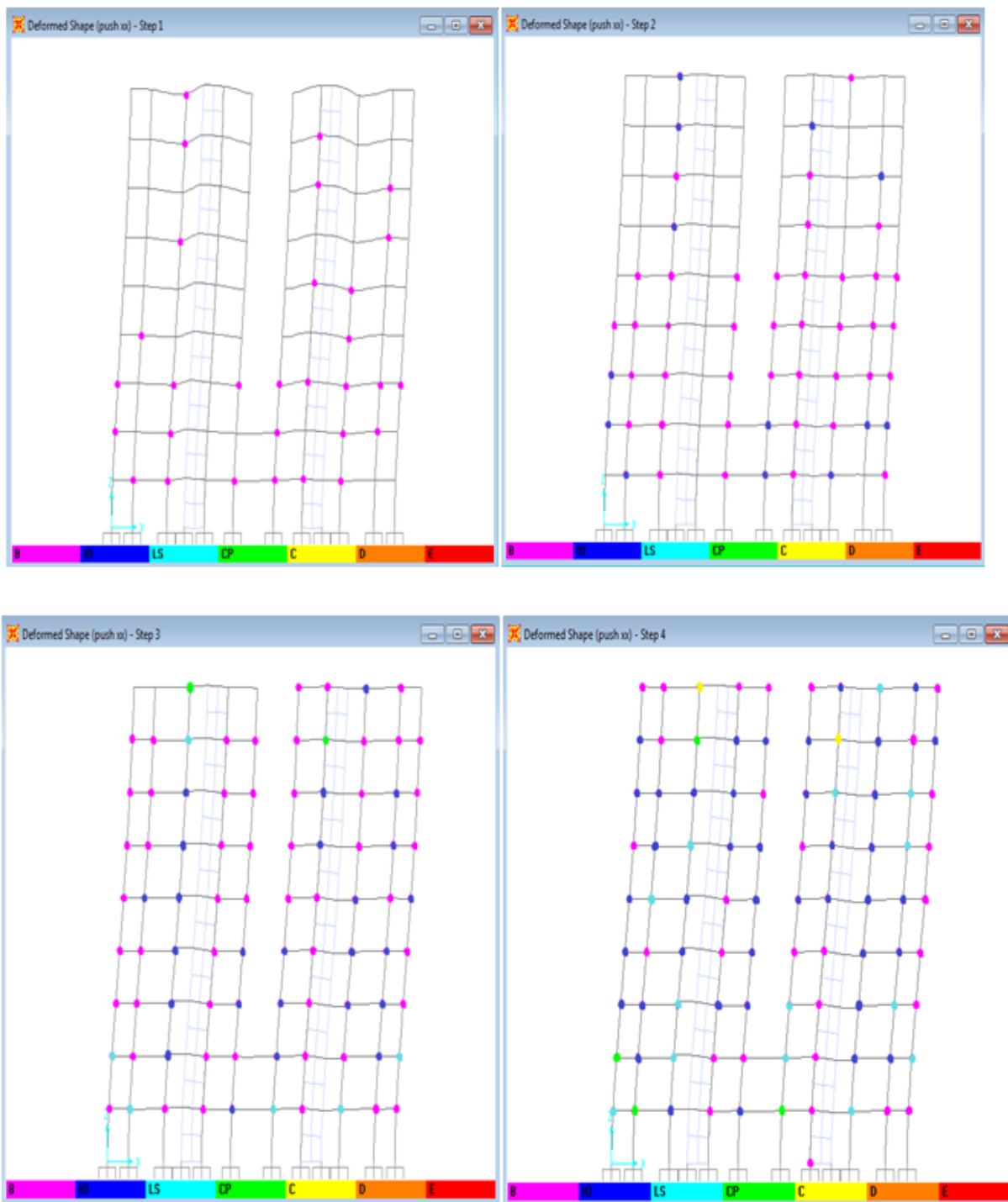


Figure 7-26 Développement des rotules plastiques obtenues par SAP2000 sens X-Z.

- Sens X-Y

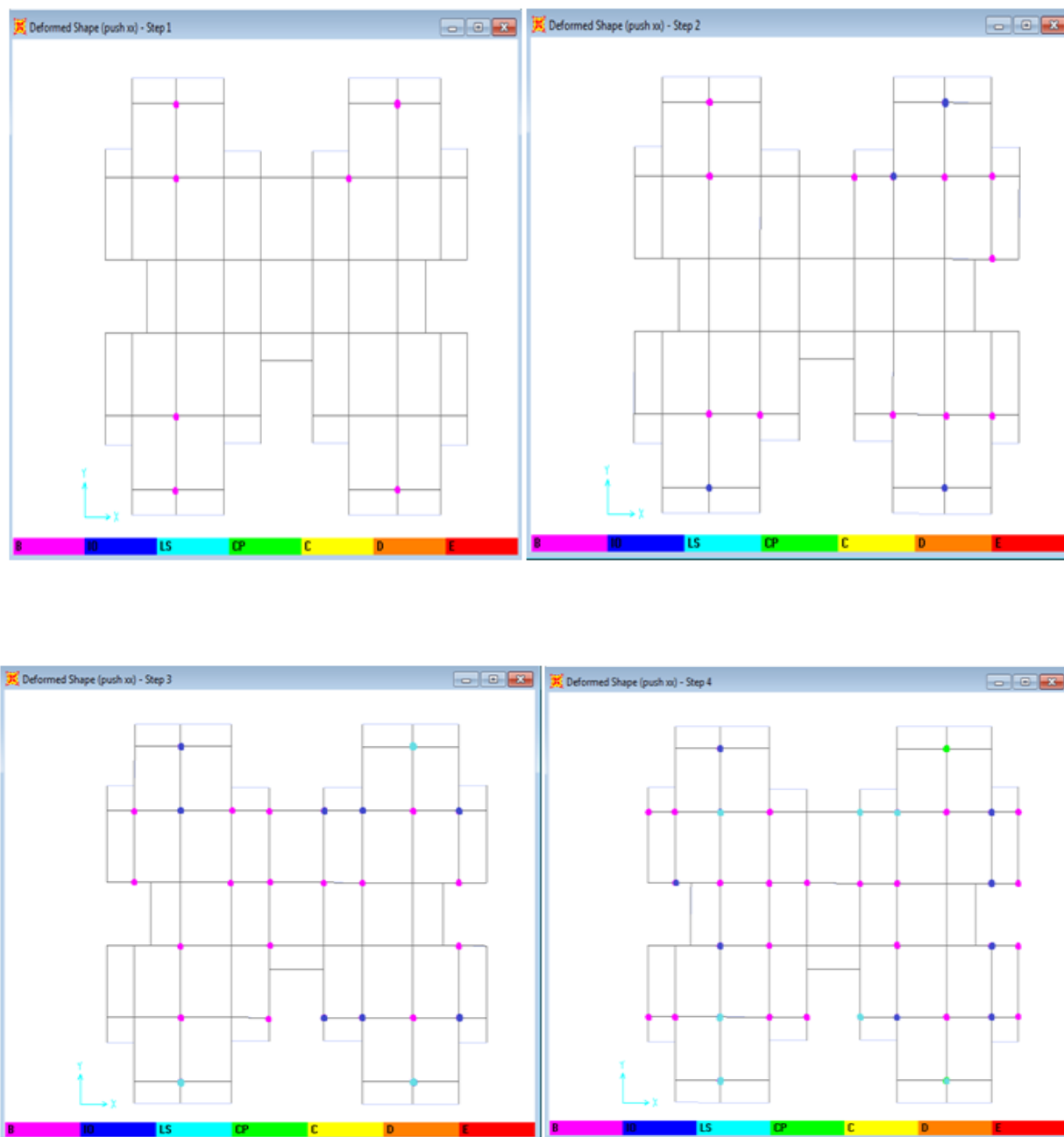


Figure 7-27 Développement des rotules plastiques obtenues par SAP2000 sens X-Y.

Tableau 7-3 Développement des Rotules Plastiques.

| Étage | Élément | A-B | B-IO | IO-LS | LS-CP | CP-C | C-D | D-E | >E |
|------------------|---------|-----|------|-------|-------|------|-----|-----|----|
| RDC | Poteaux | 37 | 23 | 14 | 7 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | Poutres | 21 | 12 | 3 | 2 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 1 ^{er} | Poteaux | 28 | 19 | 8 | 3 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | Poutres | 17 | 11 | 2 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 2 ^{eme} | Poteaux | 35 | 24 | 12 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | Poutres | 16 | 13 | 4 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 3 ^{eme} | Poteaux | 16 | 10 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | Poutres | 13 | 8 | 3 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 4 ^{eme} | Poteaux | 13 | 8 | 3 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | Poutres | 9 | 4 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 5 ^{eme} | Poteaux | 12 | 10 | 7 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | Poutres | 10 | 4 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 6 ^{eme} | Poteaux | 14 | 9 | 6 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | Poutres | 12 | 7 | 2 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 7 ^{eme} | Poteaux | 8 | 10 | 7 | 3 | 1 | 0 | 0 | 0 |
| | Poutres | 15 | 5 | 3 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 8 ^{eme} | Poteaux | 11 | 9 | 5 | 4 | 2 | 0 | 0 | 0 |
| | Poutres | 19 | 8 | 7 | 4 | 1 | 0 | 0 | 0 |

❖ Interprétation des résultats

A partir des précédents schémas et le tableau (7-3) qui représente les différents étapes de formation des rotules plastiques, on voit bien que le principe des poteaux forts et poutres faibles est vérifié suite à la formation de ces rotules plastiques dans les poutres avant les poteaux.

En conclusion, que les dommages des poteaux sont très dangereux à la structure, parce qu'ils détruisent les éléments verticaux du système structural.

7.3.5 Le déplacement cible

La relation entre l'analyse de poussée progressive, qui est statique, et le comportement réel de la structure en conditions sismiques, qui est dynamique, est établie en définissant un déplacement "cible", le déplacement maximum attendu de la structure. Il permet d'associer les résultats de l'analyse de poussée progressive, qui

caractérisent l'offre de déformation, à la demande de déformation correspondant au déplacement cible. [9]

Le FEMA 356 exprime le déplacement cible comme suit :

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

Avec :

C_0 : coefficient modificateur qui relie le déplacement d'un SSDDL équivalent au déplacement du système réel SPDDL .les valeurs de C_0 sont regroupées dans le tableau ci- après :

g : l'accélération de la pesanteur.

S_a : sollicitation sismique, obtenue à partir du spectre de réponse.

Tableau 7-4 Valeurs du coefficient C_0 [12]

| Valeurs du coefficient C_0 | | | |
|------------------------------|--------------------------|--------------------|------------------|
| Nombre d'étage | Bâtiment de cisaillement | | Autres bâtiments |
| | Chargement triangulaire | Chargement Uniform | Tout chargement |
| 1 | 1.0 | 1.0 | 1.0 |
| 2 | 1.2 | 1.15 | 1.2 |
| 3 | 1.2 | 1.2 | 1.3 |
| 5 | 1.3 | 1.2 | 1.4 |
| +10 | 1.3 | 1.2 | 1.5 |

Il est à noter que pour les valeurs intermédiaires, l'interpolation est linéaire.

C_1 : coefficient modificateur pour lier le déplacement maximum inélastique et celui de la réponse élastique linéaire. les valeurs de C_1 sont données par les équations citées ci-dessous.

$$C_1 = 1 \quad \text{Si} \quad T_e \geq T_e$$

$$C_1 = [1 + (R - 1) \frac{T_0}{T_e}] / R \quad \text{Si} \quad T_e \geq T_e$$

Avec :

T_e : la période de vibration fondamentale effective de la structure. Elle est calculée par la formule suivante.

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$

T_i : la période de vibration fondamentale de la structure.

K_i : la rigidité initiale de la structure.

K_e : la rigidité (pente) élastique de la structure.

T_0 : la période caractéristique du sol définie à la fin du palier du spectre de réponse.

R : un coefficient qui exprime le rapport de l'effort sismique sur l'effort élastique effectif.

C_2 : Coefficient modificateur pour tenir compte de la dégradation de rigidité et de la résistance au déplacement maximum. Les valeurs de C_2 sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau 7-5 Valeurs du coefficient C_2 [12].

| Valeurs du coefficient C_2 | | | | |
|-----------------------------------|------------------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| Niveau du performance structurale | $T \leq 0.1 \text{ s}$ | | $T > T_0$ | |
| | Portique type 1 | Portique type 2 | Portique type 1 | Portique type 2 |
| Occupation immédiate | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 |
| Sécurité des vies | 1.3 | 1.0 | 1.1 | 1.0 |
| Prévention contre la ruine | 1.5 | 1.0 | 1.2 | 1.0 |

Avec :

Portique type 1 : structures dont plus de 30% des efforts latéraux sont repris par une combinaison des systèmes suivantes portiques, contreventement, murs en maçonnerie, pierres.

Portiques type 2 : pour des valeurs de période qui sont intermédiaires les valeurs de C_2 sont obtenues par une interpolation linéaire. [12]

C_3 : Coefficient modificateur pour tenir compte de l'effet dynamique. Pour les structures qu'une post-élastiques positives, il est pris égal à 1. Pour celles qui ont une pente négative, ils seront calculés selon les formules suivantes :

$$C_3 = 1 + \frac{\alpha / (R - 1)^{2/3}}{T_e}$$

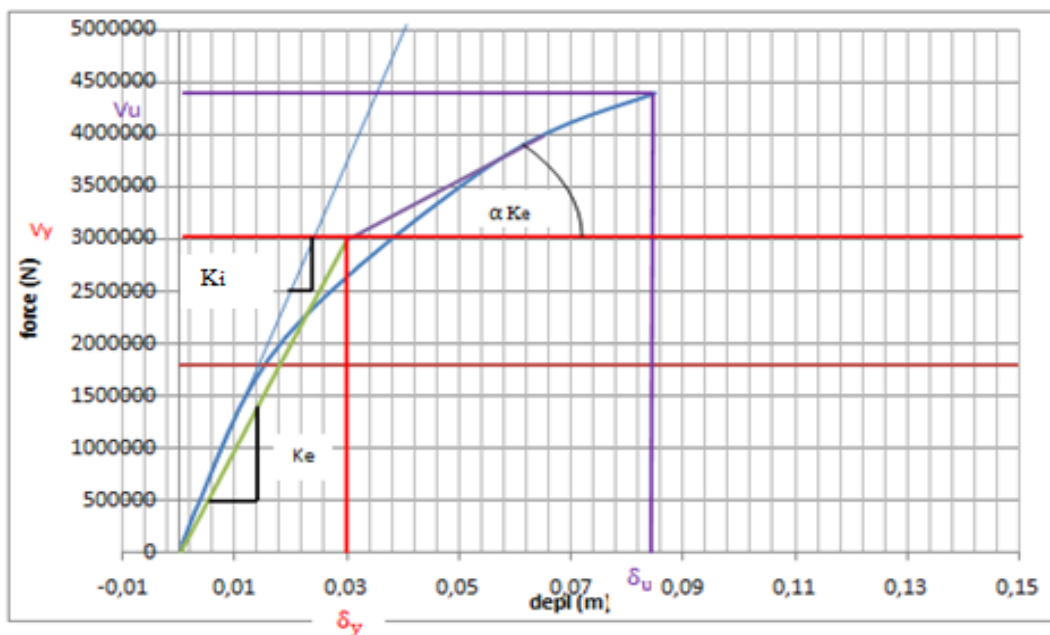


Figure 7-28 Idéalisisation selon le FEMA – 356 direction X.

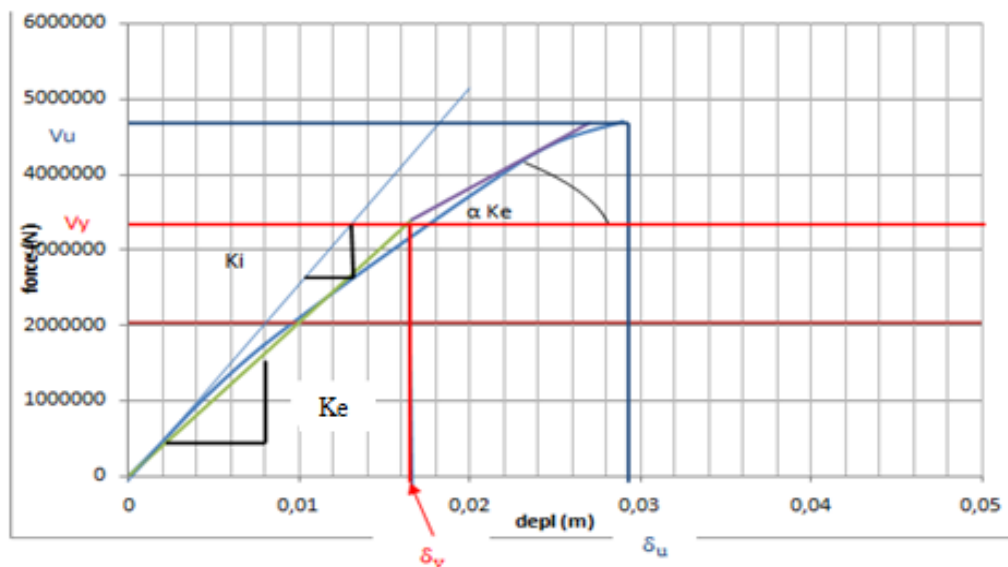


Figure 7-29 Idéalisations selon le FEMA – 356 direction Y.

Tableau 7-6 Paramètres utilisés pour calculer Le déplacement cible.

| Paramètre | C ₀ | C ₁ | C ₂ | C ₃ | T _e (s) | δ _t (m) |
|--------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|--------------------|--------------------|
| Valeurs (sens X-X) | 1,2 | 1 | 1,1 | 9,349 | 0,52 | 0,208 |
| Valeurs (sens Y-Y) | 1,2 | 1 | 1,1 | 11,32 | 0,6 | 0,424 |

7.3.6 La ductilité

La ductilité est une caractéristique clé des structures qui doivent résister aux séismes en formant un mécanisme plastique global. Mais qu'est-ce que la ductilité ?

Le terme ductilité définit la capacité d'une structure et de ces différents éléments présélectionnés à se déformer inélastiquement sans perte excessive de résistance et de raideur.

La ductilité des matériaux est mesurée par le rapport de déformation ultime δ_u au moment de la rupture, à la déformation élastique maximale δ_e.

Ce rapport est appelé coefficient de ductilité en déformation noté μ_ε.

$$\mu_{\epsilon} = \frac{\delta_u}{\delta_e}$$

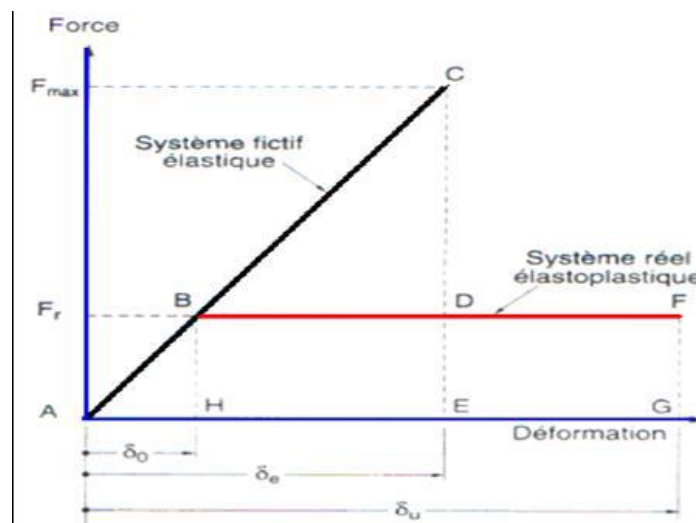


Figure 7-30 Ductilité en déformations.

7.3.7 Détermination du facteur de comportement

7.3.7.1 Paramètres du coefficient de comportement

Plusieurs études ont complété cette formulation du coefficient de comportement R . Des études récentes, y compris celles de l'ATC-34, appuient une nouvelle formulation du R . c'est une formulation dans laquelle R est exprimé comme le produit de 3 facteurs, à savoir un facteur qui compte pour la ductilité, un autre qui exprime la réserve de résistance et un autre qui exprime la réserve de résistance. Troisième pour tenir compte de la redondance [11].

La nouvelle formule pour R est donc la suivante exprimée comme suit :

$$R = R_{\mu} R_s R_R$$

R_{μ} : Le facteur de ductilité.

R_s : Le facteur de sur-résistance.

R_R : Le facteur de redondance.

A) Facteur de ductilité R_{μ}

Le facteur de ductilité est une mesure de la réponse non linéaire globale d'un système de et non celle de ces composants [11]. Il exprime la relation entre la force latérale élastique maximale (V_e), et l'effort tranchant maximale à la base (V_u) obtenue à partir d'une analyse non linéaire (PUSHOVER).

❖ Méthode de New mark et Hall

La méthode de Newmark et Hall [22] est la plus simple de toutes les méthodes. la ductilité est fonction de la période de vibration de l'oscillateur (T) et de sa ductilité (μ).

$$R_{\mu} = 1 \quad \text{Si} \quad T < 0,03$$

$$R_{\mu} = \sqrt{2\mu} - 1 \quad \text{Si} \quad 0,2 < T < 0,5$$

$$R_{\mu} = \mu \quad \text{Si} \quad T > 0,5$$

T : la période fondamentale de la structure.

B) Facteur de sur-résistance (Rs)

Le facteur de sur résistance est défini comme le rapport entre l’effort tranchant ultime calculée à l'aide d'analyses statiques et dynamiques inélastiques et l’effort tranchant de dimensionnement calculée par des méthodes élastiques linéaires.

C) Facteur de redondance (RR)

Une structure redondante doit être composée de plusieurs lignes verticales. Malgré cette forte demande de redondance les gens continuent à construire des structures composées d'un nombre minimum de lignes verticales, ce qui les classe dans les catégories suivantes un peu redondant. Ce résultat s'explique principalement par le malentendu de la direction de la les ingénieurs de la parasismique du rôle important que joue cette redondance dans l'intervention. l'analyse sismique de la structure lors du séisme dévastateur [24].

Le règlement parasismique algérien RPA99 – version 2003 introduit cette pénalité à travers un coefficient de qualité égal 1.3 (majoration de l’effort tranchant de 30%), ce qui donne un coefficient. $R_R = \frac{1}{Q}$.

Tableau 7-7 Paramètres utilisés pour le calcul du coefficient de comportement.

| Paramètre | $\delta_u(m)$ | $\delta_y(m)$ | $K_i(KN.m)$ | $K_e(KN.m)$ | $T_e(s)$ | μ | α | $V_d(KN)$ | $V_u(KN)$ |
|--------------------|---------------|---------------|-------------|-------------|----------|-------|----------|-----------|-----------|
| Valeurs (sens X-X) | 0,085 | 0,03 | 65500 | 99637,300 | 0,52 | 2,836 | 0,284 | 1699,405 | 4397,261 |
| Valeurs (sens Y-Y) | 0,0289 | 0,0166 | 163000 | 203947,140 | 0,64 | 1,74 | 0,609 | 1442,504 | 4710,947 |

Tableau 7-8 Valeurs du coefficient de comportement.

| | | R_s | R_u | R_R | R |
|------------------------------|--------------------|-------|-------|-------|----------|
| Méthodes New mark et hall | Valeurs (sens X-X) | 2,587 | 2,836 | 0,8 | 5,68 |
| | Valeurs (sens Y-Y) | 3,265 | 1,74 | 0,9 | 5,11 |

❖ **Interprétation des résultats**

Le tableau ci-dessus montré l'influence de plusieurs paramètres qui influent sur la valeur du facteur de comportement, ces facteurs ductilité de la structure, cette structure renforcée par des voiles en béton armé est égale à la valeur 2,836 dans le sens (X-X) et 1,74 dans le sens (Y-Y) quant au facteur de sur résistance R_s , il a une valeur égale à 2,587 dans le sens (X-X) et 3,235 dans le sens (Y-Y). Pour le coefficient de comportement, on le trouve après multiplication de l'indice les facteurs R_s , R_u et R_r mentionnés ci-dessus sont de l'ordre de 5,68 dans le sens (X-X) et 5,11 dans le sens (Y-Y).

On a calculé le facteur de comportement "R" est parce que le domaine de la ductilité était large, et que cela signifiera que cette forte la ductilité donnera une grande résistance à l'état plastique.

7.3.8 Raideur de la structure au point de performance K_p et indicateur de dégradation globale la structure I_d

Soit une raideur initiale (élastique) :

- **Sens (X-X)**

$$K_e = 99637,3 \text{ KN/m}$$

- **Sens (Y-Y)**

$$K_e = 20394,714 \text{ KN/m}$$

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

Au point de performance, la raideur de la structure est de :

$$K_p = \frac{V_p}{D_p}$$

Un indicateur de dégradation global de la structure (**Id**) peut être défini par [29]. $I_d =$

$$\left(1 - \frac{K_p}{K_e}\right) \cdot 100\%$$

Tableau 7-9 Paramètres utilisés pour le calcul K_p et I_d .

| | V_p (KN) | D_p(m) | K_p(KN/m) | I_d % |
|-------------------|---------------------------|-------------------------|----------------------------|------------------------|
| Sens (X-X) | 2164,013 | 0,021 | 103048,238 | 13,456 |
| Sens (Y-Y) | 2529,983 | 0,013 | 194614,076 | 49,5 |

❖ Interprétation des résultats

Le tableau (7-9) présente les paramètres utilisées pour le calcul Raideur de la structure au point de performance **K_p** et indicateur de dégradation globale la structure **I_d** on remarque que la plastification de la structure dans le sens (x-x) engendre une diminution de la raideur initiale de 13,45 % , et la plastification de la structure dans le sens (y-y) engendre une diminution de la raideur initiale de 49,5%.

7.4 Conclusion

L'analyse PUSHOVER" est un outil puissant et très utile qui peut aider les ingénieurs en structure pour étudier plusieurs schémas de confortement des bâtiments et d'étudier de nouvelles structures qui se comporteront de manière appropriée lors de futurs tremblements de terre.

L'objectif assigné à cette étude est de décrire le comportement réel de la structure et d'évaluer les différents paramètres en termes de sollicitations et déplacements dans les éléments de la structure.

Conclusion générale

Les travaux réalisés dans le cadre de notre projet de fin d'étude consistent à étudier un bâtiment R+8 à usage habitation ces travaux sont réalisés avec le matériau de couple (acier-béton).

Ce projet de fin d'étude nous a permis de mettre en pratique toutes les connaissances acquises au cours de notre cycle, d'approfondir nos connaissances à partir des documents techniques et réglementaires, d'appliquer les méthodes de calcul les plus récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être pris en compte dans la conception des structures des bâtiments.

La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel SAP2000, nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, d'avoir un meilleur comportement proche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.

Pour l'infrastructure, le radier nervuré est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure, vu le poids de la structure qu'est très important.

Par la suite, la méthode statique non linéaire "PUSHOVER" a été appliquée au même bâtiment, l'analyse "PUSHOVER" est un outil puissant et très utile qui peut aider les ingénieurs en structure à étudier plusieurs schémas de renforcement de bâtiments et à étudier de nouvelles structures qui se comporteront de manière appropriée lors de futurs séismes.

Les résultats obtenus à partir de l'analyse statique des structures en termes de capacité, et la détermination du point de performance qu'il donne une idée claire sur le degré de dommage de la structure et le mécanisme de ruine donnent une vue d'ensemble sur le comportement réel de la structure.

Annexes

Bibliographie

- [1] Règlement Parasismique Algérien, document technique réglementaire DTR B.C 2-48, Modificatifs et compléments aux RPA 99, révision 2003.
- [2] Règle technique de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites-BAEL 91 révisé 99
- [3] Règles de conception et de calcul des structures en béton armé, document technique réglementaire D.T.R- B.C 2-41, 1993
- [4] Dar Kebira. M., Etude technique et analyse non linéaire d'un bâtiment R+8 en béton armée Mémoire d'obtention du diplôme du Master en génie civil,2018, Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen,212 p
- [5] Dr HOUTI FARID BRAHIM, Cours de Béton Armé
- [6] Dr BENMANSOUR-MEDDANE Nassima, Cours de génie parasismique, Justification de la sécurité
- [7] AIT-RAMDANE I., Comportement sismique d'ossatures en portiques en béton armé en tenant compte de l'interaction murs de remplissage en maçonnerie-cadres des portiques, Mémoire de Magister, soutenue en décembre 2014, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, Algérie, 96 p
- [8] ZEBECHI .R.I. Etude comparative d'une structure en béton armé dans le domaine non linéaire au moyen d'un modèle en fibres et un autre en rotules plastiques. Mémoire d'obtention du diplôme du master en génie civil, 2016, Université M'hamed-Bougara Boumerdes,178p
- [9] BOULAOUAD .A. Analyse non linéaire d'une structure en voile. Mémoire d'obtention du diplôme du master en génie civil, Université. Mohamed Boudiaf - Msila, 2016
- [10] Boubegtiten. L, Bouziane A. Modélisation Non linéaire et Evaluation de la capacité sismique des voiles. Mémoire d'obtention du diplôme du master en génie civil, 2015, Université Abderrahmane Mira de Bejaia, 94p
- [11] Applied Technology Council, ATC-40, "Seismic évaluation and rétrofit of concrète buildings", vol 1. Redwood City, California, 1996.

- [12] FEMA-365, "Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings", Fédéral Emergency Management Agency, Washington D.C., 2000.
- [13] Eurocode 8, "Design of structures for earthquake résistance", Part 1 : General rules, seismic actions and rules for buildings, Brussels, Belgium, Ref n° prEN 1998-1 :2004, 2004
- [14] BELKHEIR, M.A., Influence de la disposition des voiles sur la performance sismique des bâtiments, Mémoire de Magister, Tizi-Ouzou, Algérie, 105 p
- [15] Krawinkler H. and Seneviratna K, Pros and Cons of a Pushover Analysis of Seismic Performance Evaluation, Engineering Structures, Vol.20, (452-464), 1998.
- [16] : Krawinkler H. Pushover Analysis: Why, How, When, and When Not to Use It, Proceedings of the 65th Annual Structural Engineers Association of California Convention, Maui, Hawaii, October 1-6, 1996.
- [17] LABIOD, Y. et CHAOUACHE, S., Vulnérabilité sismique d'un bâtiment d'habitation en portique auto-stable par la méthode Push-Over, Mémoire de Master, 2013, Constantine, Algérie, 107 p.
- [18] MAHBOUB, L. et MOULESSEHOUL, S., Etude des systèmes de contreventements des structures en béton armé par matériaux composites, Mémoire de Master, 2013, Tlemcen, Algérie, 113 p.
- [19] DROUNA, K., Evaluation des performances parasismiques des portiques en BA renforcés par chemisage en béton armé et par bandage en CFRP, Mémoire de Magister, Constantine, Algérie, 146 p.
- [20] ZEBDJI, S. et BEN BOUZID, M., Analyse statique non linéaire par poussée progressive « push over » d'un bâtiment renforcé, Projet de fin d'études, 2008, 123 p.
- [21] KASSOUL, A., le Comportement Non Linéaire des Structures en Béton Armé, 2014, 38 p.
- [22] TEDJDITI, A, K. Evaluation des coefficients de comportement des structures par une approche semi-globale. Mémoire pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil Option: Ingénierie des structures. Université Abou Bekr Belkaid, Tlemcen. Soutenu le 12 Juin 2017, 138 page
- [23] Louzai, A. Evaluation du facteur de comportement de structures en portique en béton armé sur la base d'analyses statique et dynamique non-linéaires. Thèse en vue de l'obtention du doctorat en génie civil. Université de Tizi-Ouzou, 2016, Algérie, 118 p.

[24] Hemsas Miloud, 2010, Modélisation par macro élément du comportement non linéaire des ouvrages à voiles porteurs en béton armé sous action sismique, thèse de doctorat, Université de Bordeaux 1, France.