

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed khider –Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie civil et d'Hydraulique
Référence :/2020



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية و الري
المرجع/2020

Mémoire de Master

Filière : GENIE CIVIL
Spécialité : Structure

Thème

Conception et étude d'un bâtiment (R+9) à usage multiple (habitation et commerce), contreventé par des portiques et Voiles en béton armé

Nom et Prénom de l'étudiant :
KHALDI FOUZI

Encadreur : HACHEMI SAMIA

Année universitaire : 2019 - 2020

REMERCIEMENTS

Tout d'abord, je remercie Dieu tout puissant de m'avoir donné la force de mener à bien ce modeste travail

Je tiens à remercier mon responsable de mémoire madame Hachmi S Enseignant à l'université de Biskra, pour le temps consacré à m'écouter, à m'orienter, me suivre et me corriger durant mon travail.

Je souhaite exprimer ma profonde gratitude et mes sincères remerciements à tous les professeurs qui ont contribué à ma formation et qui m'ont inculqué le goût du travail bien fait.

Je remercie Mr mzargen abdelmadjid et Mr Ramadan Abderraouf aussi Mr Grira Noureddine particulièrement qui m'ont été d'une aide précieuse tout au long de ce projet.

Je remercie tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de ce travail, et particulièrement tous mes enseignants.

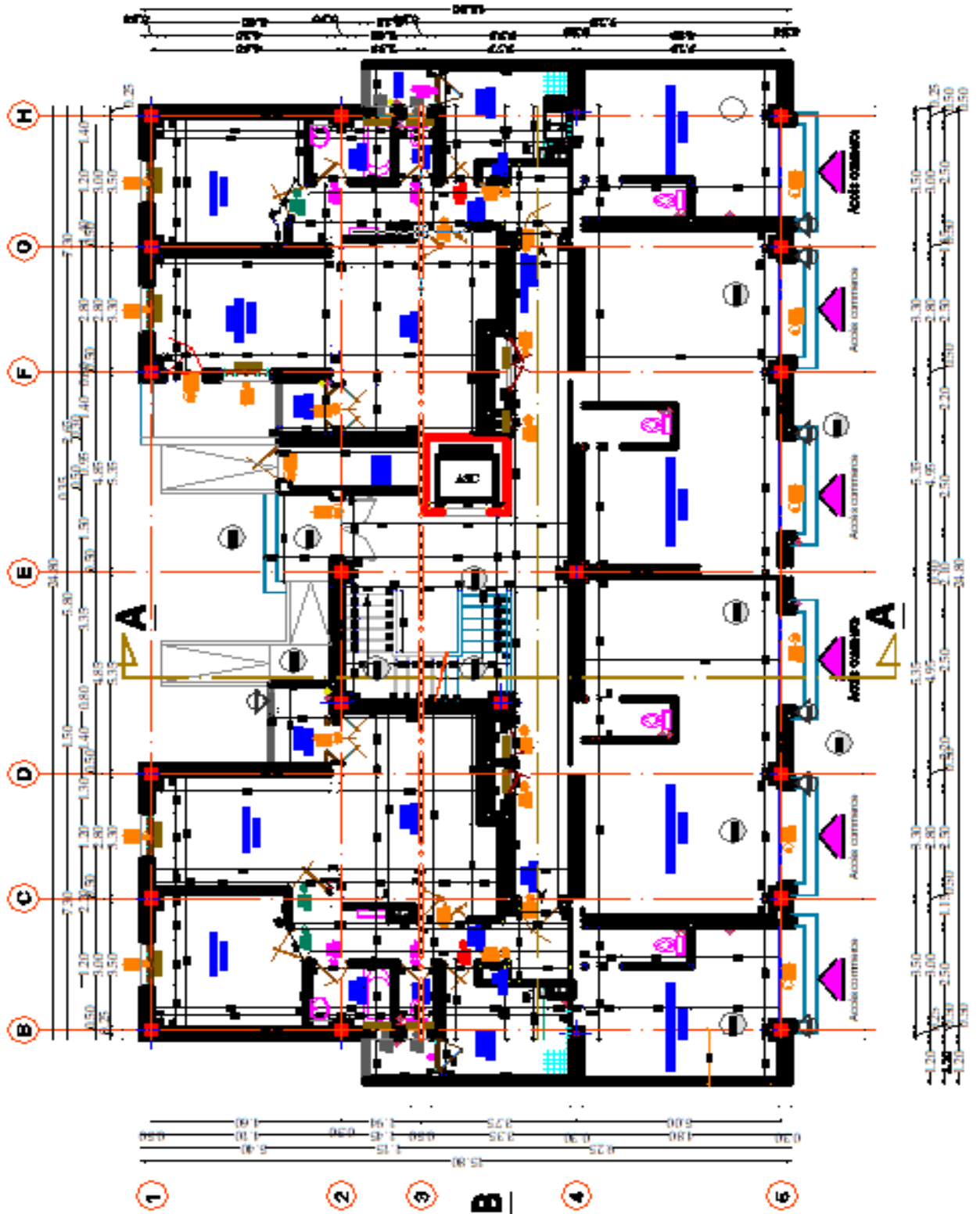
DEDICACES

Je tiens à dédier ce travail aux personnes les plus chères à mon cœur, mon père, ma mère, ma femme, car c'est grâce à leurs soutiens que j'ai pu arriver à ce stade ; je souhaite que ce travail soit à la hauteur de tout ce qu'ils ont pu faire pour moi, sans oublier mes chère enfants Zakaria Noursine Balkis et Maria.

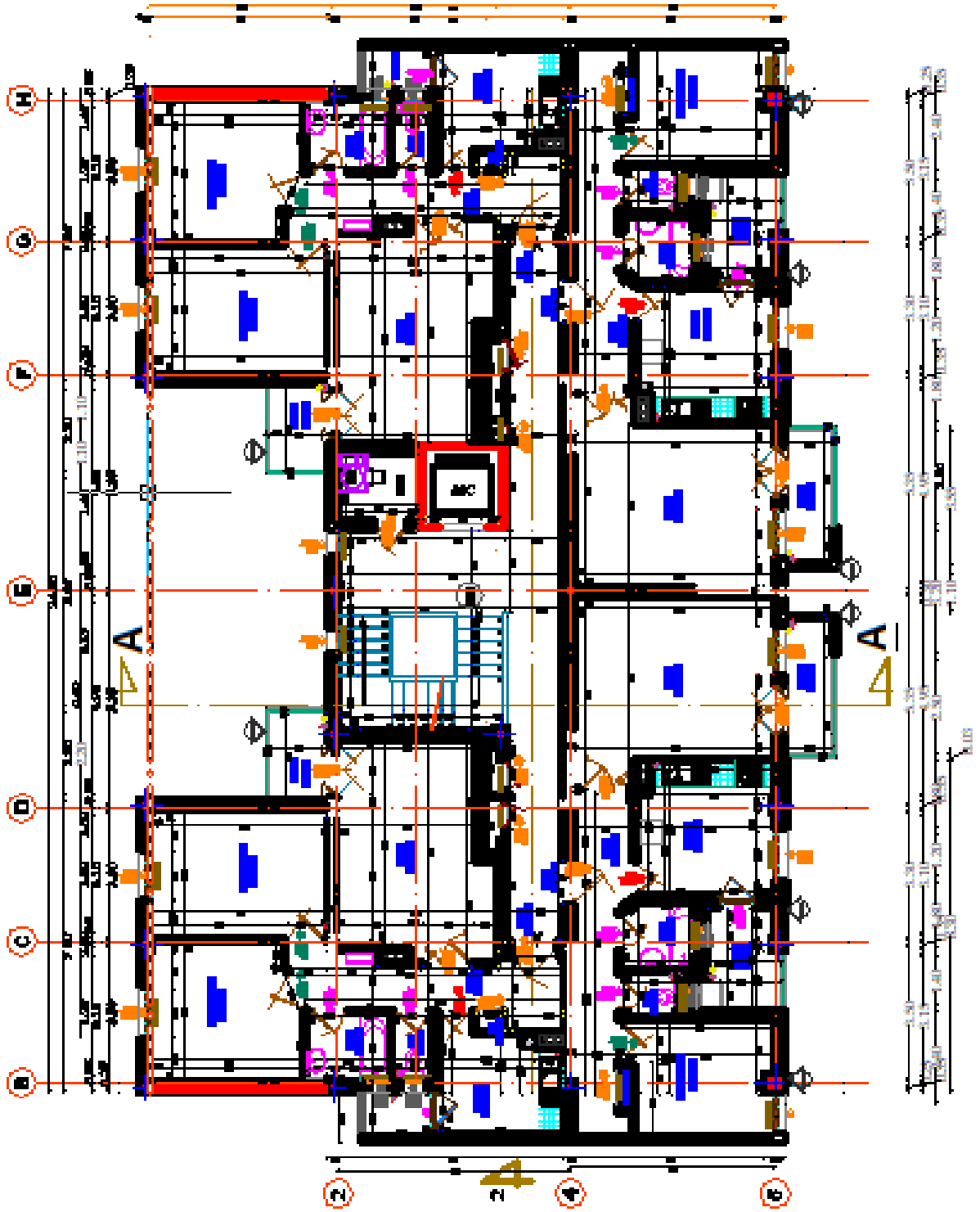
Une spéciale dédicace pour mes meilleurs amis : Djemai2, Nadhir2, Tahar, Walid, et Kadour.

Sans oublier bien sur mes collègue de travaille a la direction et au niveau de la subdivision, et tousse qui ma encourager pour continuer et toute la promotion 2020.

PLAN RDC



PLAN DE EC



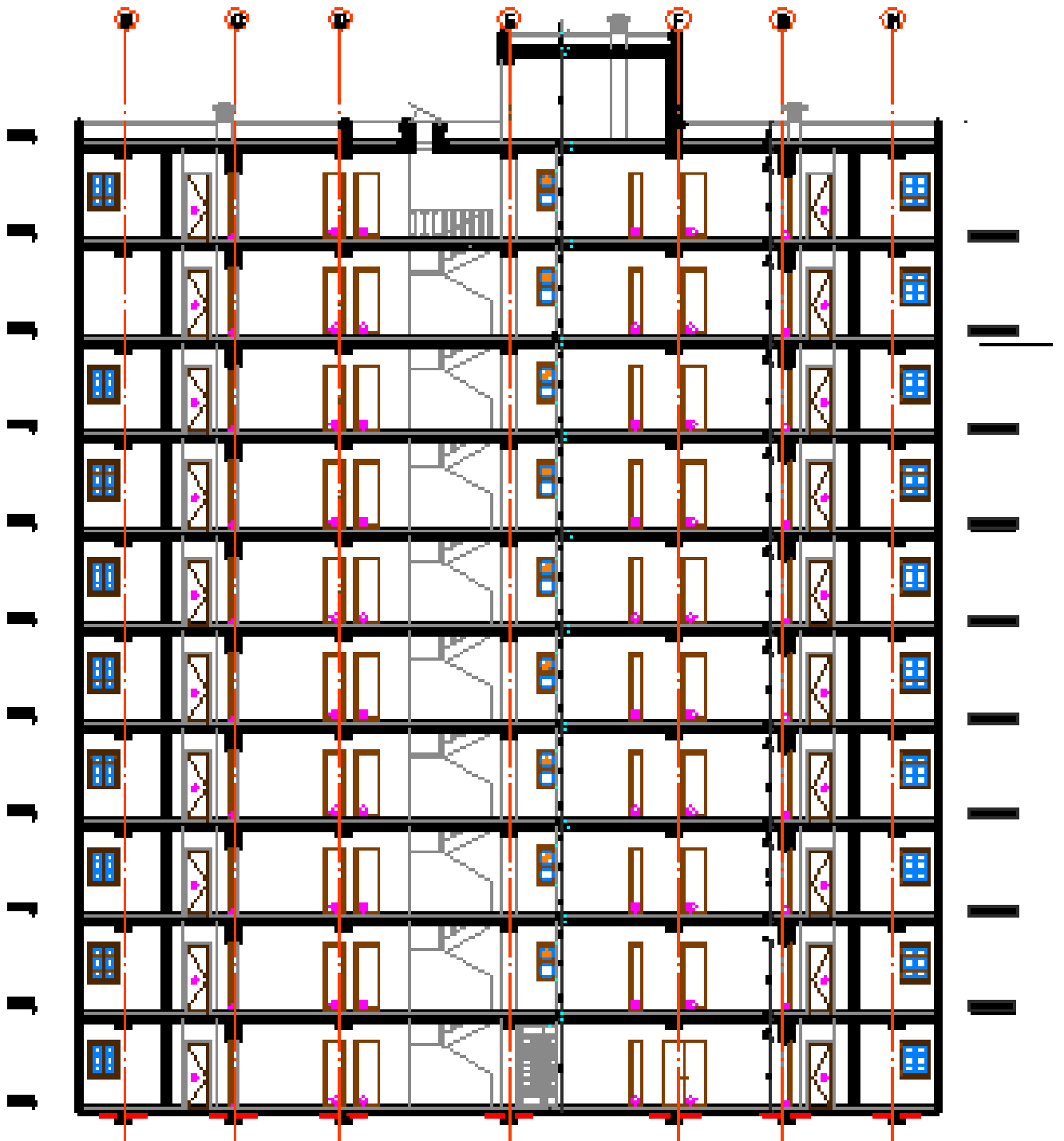
FACADE POSTERIEUR



FACADE PRINCIPALE



COUPE B-B



COUPE A-A




SOMMAIRE

| | |
|---|-----------|
| CHAPITRE I. PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET HYPOTHESES DE CALCUL | 1 |
| 1. INTRODUCTION..... | 2 |
| 2. <i>PRESENTATION DE L'OUVRAGE</i> | 2 |
| 2.1. <i>CARACTERISTIQUES DE LA STRUCTURE</i> | 2 |
| 2.2. <i>DONNEES DU SITE</i> | 3 |
| 3. <i>CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX</i> | 3 |
| 3.1. <i>LE BETON</i> | 3 |
| 3.1.1. <i>LA RESISTANCE DU BETON A LA COMPRESSION</i> | 3 |
| 3.1.2. <i>LA RESISTANCE DU BETON A LA TRACTION</i> | 4 |
| 3.2. <i>L'ACIER</i> | 7 |
| CHAPITRE II. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX ET SECONDAIRES ET DESCENTE DE CHARGES ET | 10 |
| 1. <i>INTRODUCTION</i> | 10 |
| 1.1. <i>LES CHARGES REGLEMENTAIRES</i> | 10 |
| 2. <i>PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX ET SECONDAIRES</i> | 11 |
| 2.1. <i>PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS</i> | 11 |
| 2.1.1. <i>PLANCHER A CORPS CREUX</i> | 11 |
| 2.1.2. <i>DALLE PLEINE</i> | 12 |
| 2.1.2.1. <i>LA RESISTANCE A LA FLEXION</i> | 12 |
| 2.1.3. <i>DALLE TERRASSE DEL 'ASCENSEUR</i> | 13 |
| 2.2. <i>PRE DIMENSIONNEMENT DES CONSOLE</i> | 13 |
| 2.3. <i>PRE DIMENSIONNEMENT DES ESCALIER</i> | 13 |
| 2.4. <i>PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES</i> | 15 |
| 2.5. <i>PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX</i> | 16 |
| 3. <i>DESCENTE DES CHARGES</i> | 17 |
| 3.1. <i>INTRODUCTION</i> | 17 |
| 3.2. <i>LOI DE DEGRESSION</i> | 17 |
| 3.3. <i>CALCUL DES SURFACES REVENANT A CHAQUE POTEAU</i> | 22 |
| 3.4. <i>CALCUL DES CHARGES ET SURCHARGES REVENANT A CHAQUE POTEAU</i> | 23 |
| 3.5. <i>PRE DIMENSIONNEMENT DES VOILES</i> | 25 |
| CHAPITRE III. CALCULE DES ELEMENTS SECONDAIRE | 28 |
| 1. <i>INTRODUCTION</i> | 28 |
| 2. <i>L'ACROTERE</i> | 28 |


| | |
|--|-------------------------------------|
| 2.1. <i>MODE DE TRAVAILLE</i> | 28 |
| 2.2. <i>COMBINAISON D'ACTION</i> | 29 |
| 2.3. <i>CALCULE DE FERRAILLAGE</i> | 30 |
| 2.4. <i>ARMATURE LONGITUDINAL</i> | 30 |
| 2.5. <i>VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT</i> | 32 |
| 2.6. <i>ARMATURE DE REPARTITION</i> | 32 |
| 2.7. <i>PRESENTATION DE FERRAILLAGE</i> | 33 |
| 3. <i>LES PLANCHEES</i> | 33 |
| 3.1. <i>INTRODUCTION</i> | 33 |
| 3.2. <i>LES PLANCHER A CORPS CREUX</i> | 34 |
| 3.2.1. <i>LES CHARGES APPLIQUEES</i> | 34 |
| 3.2.2. <i>COMBINAISON D'ACTION</i> | 34 |
| 3.2.3. <i>TYPES DES NERVURES</i> | 34 |
| 3.2.4. <i>DETERMINATION DES SOULIEMENTS</i> | 35 |
| 3.3. <i>LA METHODE DE CALCULE DES POUTRELLES</i> | 35 |
| 3.3.1. <i>LA METHODE FORFAITAIRE</i> | 35 |
| 3.3.2. <i>APPLICATION DE LA METHODE DES TROIS MOUMENTS</i> | 35 |
| 3.3.3. <i>CALCULE DE FERRAILLAGE</i> | 38 |
| 3.3.3.1. <i>LES ARMATURES LONGITUDINALES</i> | 38 |
| 3.3.3.2. <i>VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT</i> | 40 |
| 4. <i>LA DALLE PLEINE</i> | 43 |
| 4.1. <i>CHARGES APPLIQUEES</i> | 44 |
| 4.2. <i>COMBINAISON D'ACTION:</i> | 44 |
| 4.3. <i>LES SOULIEMENTS :</i> | 44 |
| 4.4. <i>CALCULE DES ARMATURES :</i> | 45 |
| 4.4.1. <i>TERRASSE</i> | 45 |
| 4.4.2. <i>ETAGE COURRANT</i> | 46 |
| 4.5. <i>L'ECARTEMENT DES ARMATURES :</i> | 47 |
| 4.6. <i>VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT:</i> | 48 |
| 4.7. <i>ETAT LIMITE DE DEFORMATION :</i> | 48 |
| 5. <i>BALCON</i> | 49 |
| 5.1. <i>METHODE DE CALCULE</i> | 49 |
| 5.2. <i>COMBINAISON DES CHARGES:</i> | 49 |
| 5.3. <i>LES SOULIEMENTS :</i> | 49 |
| 5.4. <i>COMBINAISON D'ACTION:</i> | 49 |
| 5.5. <i>CALCULE DES FERRAILLAGE :</i> | 49 |
| 5.5.1. <i>ARMATURES LONGITUDINALE</i> | <i>ERROR! BOOKMARK NOT DEFINED.</i> |

| | |
|--|-----------|
| 5.5.2. VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT | 52 |
| 5.5.3. ARMATURES DE REPARTITION | 52 |
| 5.5.4. ESPACEMENT ENTRE ARMATURES | 52 |
| 5.5.5. VERIFICATION DE LA FLECHE | 53 |
| 6. L'ESCALIER..... | 53 |
| 6.1. INTRODUCTION..... | 53 |
| 6.2. METHODE DE CALCULE | 53 |
| 6.3. LES CHARGES APPLIQUEES..... | 54 |
| 6.4. COMBINAISON D'ACTION: | 54 |
| 6.5. LES SOULLISSITATIONS :..... | 55 |
| 6.6. CALCULE DES FERRAILLAGE : | 55 |
| 6.6.1. ARMATURES LONGITUDINALE | 55 |
| 6.6.2. VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT | 56 |
| 6.6.3. ARMATURES DE REPARTITION | 57 |
| 6.6.4. VERIFICATION DE LA FLECHE..... | 57 |
| 6.6.6. CALCULE DE LA FLECHE | 58 |
| 6.7. CALCULE DE LA POUTRE PALIERE : | 61 |
| 6.7.1. DIMENSIONNEMENT..... | 61 |
| 6.7.2. METHODE DE CALCULE | 62 |
| 6.7.3. EVALUATION DES CHARGES..... | 62 |
| 6.7.4. CALCULE DE LA POUTRE A LA FLECTION | 63 |
| 6.7.5. CALCULE DE LA POUTRE A LA TORSION | 65 |
| 6.7.6. SECTION MINIMALE DES ARMATURES..... | 65 |
| 6.7.7. LES ARMATURES TOTAL..... | 66 |
| CHAPITRE IV. ETUDE SISMIQUE..... | 68 |
| 1. INTRODUCTION | 68 |
| 1.1. CHOIX DE METHODE DE CALCULE | 68 |
| 1.2. CRITERES DE CLASSIFICATION SELON LES RPA99/VERSION 2003..... | 68 |
| 2. METHODE DYNAMIQUE MODALE SPECTRALE | 69 |
| 2.1. SPECTRE DE REPOSE DE CALCUL..... | 70 |
| 2.2. L'EFFORT TRANCHANT SISMIQUE A LA BASE | 77 |
| 3. VERIFICATION DE LA RESULTANTE DES FORCES SISMIQUES PAR LA METHODE STATIQUE EQUIVALENTE (M.S.E)..... | 79 |
| 4. CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE DE LA STRUCTURE..... | 81 |
| 5. EXENTRICITEE ACCIDENTELLE | 82 |
| 6. MODELISATION PAR BROCHETTE | 83 |
| 7. DISRIBUTION DE LA FORCE SISMIQUE | 85 |

| | |
|---|----------------|
| 7.1. <i>DISRIBUTION DE LA FORCE SISMIQUE SELON LA HAUTEUR</i> | 85 |
| 7.2. <i>DISRIBUTION DE LA FORCE SISMIQUE A CHAQUE ETAGE</i> | 87 |
| 8. <i>CALCULE DES DEPLACEMENT</i> | 89 |
| | |
| CHAPITRE V. LES COMBINAISONS D’ACTION | 92 |
| 1. <i>INTRODUCTION</i> | 92 |
| 2. <i>LES COMBINAISON D’ACTION</i> | 92 |
| 3. <i>FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEUSE</i> | 93 |
| 3.1. <i>FERRAILLAGE DES POTEAUX</i> | 93 |
| 3.2. <i>FERRAILLAGE DES POUTRES</i> | 103 |
| 3.3. <i>FERRAILLAGE DES VOILES</i> | 112 |
| | |
| CHAPITRE VI. ETUDE DES FONDATIONS | 122 |
| 1. <i>INTRODUCTION</i> | 122 |
| 2. <i>CHOIX DE TYPED DE FONDATION</i> | 122 |
| 3. <i>CALCULE DE RADIER GENERALE</i> | 123 |
| 4. <i>ETUDE DE RADIER</i> | 123 |
| 4.1. <i>PREDIMENSIONNEMENT</i> | 123 |
| 4.1.1. <i>CALCULE SURFACE MINIMALE DE RADIER</i> | 125 |
| 4.1.2. <i>CALCULE DE DEBORDEMENT D :</i> | 126 |
| 4.2. <i>VERIFICATION DE RADIER :</i> | 126 |
| 5. <i>FERRAILLAGE DE RADIER</i> | 128 |
| 6. <i>ETUDE DE LA NERVURE</i> | 133 |
| 7. <i>FERRAILLAGE DE DEBORDEMENT :</i> | 137 |
| | |
| CHAPITRE VII. CONCLUSION GENERALE | - 140 - |
| <i>BIBLIOGRAPHIE</i> | - 141 - |



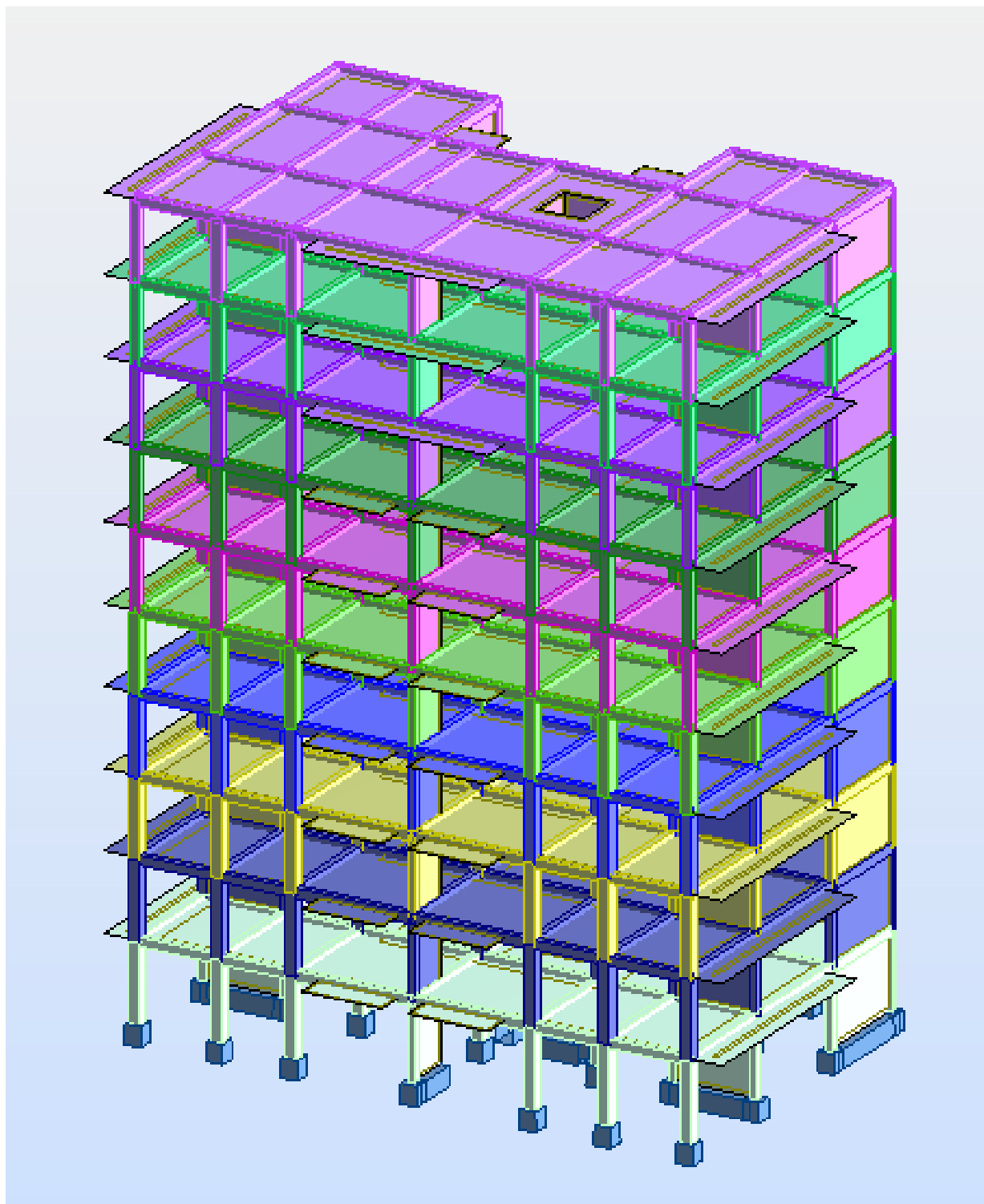
*Conception et étude d'un bâtiment (R+9) à
usage multiple (habitation et commerce),
contreventé par des portiques et Voiles en
béton armé*



Chapitre 1

PRESENTATION DE
L'OUVRAGE ET
HYPOTHESES DE
CALCUL

CHAPITRE I. PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET HYPOTHESES DE CALCUL



1. INTRODUCTION

Le présent rapport est le compte-rendu final de notre projet de fin d'étude. Malgré un planning serré, puisque nous avons commencé notre projet le mois Février, nous avons mené à bien notre étude.

D'une durée de 14 semaines, ce Projet de Fin d'Etudes (PFE) s'est déroulé au département de génie civil de l'université de Biskra, il s'intéresse à l'étude parasismique d'un bâtiment en R+9 en béton armé implanté à Khenchella (zone sismique I). Le bâtiment est constitué de rez de chaussée et 9 étages qui sont destinés à accueillir des commerces et des logements au rez-de-chaussée et des logements aux étages courants.

Après la présentation du projet et tous les phases telle que les hypothèses de calcul (matériaux à utiliser et réglementation de référence) le pré dimensionnement et l'étude des éléments secondaires, le présent mémoire expose par la suite l'étude du contreventement de bâtiment. Cette étude démontrera en quoi les bâtiments sont irréguliers, ce qui oblige à analyser la structure à l'aide d'une modélisation spatiale.

Pour finir, les résultats issus la modélisation est exploitée ils permettent de vérifier la stabilité des bâtiments, les déplacements maximaux, les dimensions des fondations ainsi que de déterminer les sections de ferrailage dans les voiles de contreventement. Les calculs ont d'abord été effectués d'après les règlements en vigueur: les règles RPA 2003, BAEL 91 rév. 99.

2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Ce mémoire de fin d'études présente les critères de calcul , les informations de construction , les charges et les combinaisons de charges , méthode de calcul, l'analyse et l'interprétation des résultats , le calcul des éléments après vérification d'un bâtiment à usage multiple (habitation et commerce) composé d'un RDC et 9 étages implanté à Khenchella classé selon le RPA99/Version 2003 en Zone I.

2.1. Caractéristiques de la structure

Les caractéristiques de la structure sont :

- Largeur en plan **15.80 m**
- Longueur en plan **27.20 m**
- Nombre de niveau **09 : RDC + 09 étages**

- Hauteur du RDC **3.06 m**
- Hauteur d'étage courant **3.06 m**
- Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) **30.60 m**

2.2. Données du site :

- Le bâtiment est implanté dans la Wilaya de Khenchella donc dans une zone de sismicité faible (Zone I) selon le classement des RPA99/Version 2003.
- Le bâtiment est à usage multiple (habitation et commerce) donc appartient au groupe d'usage 2.

3. CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX

Le béton et l'acier utilisés dans la construction de cet ouvrage seront choisis conformément aux règles techniques de conception, et de calcul des ouvrages en béton armé **BAEL 91**, ainsi que le règlement parasismique Algérien **RPA 99/Version2003**.

3.1. Le Béton

Béton est un terme générique qui désigne un matériau de construction composite fabriqué à partir de granulats (sable, gravillons, ciment) et l'eau.

La Composition courante d' 1m^3 du béton est la suivante :

- 350 kg de ciment de CPA 325 ou CPJ 42.5.
- 400 kg de sable $D_s < 5$ mm.
- 800 kg de gravillons 3/8 et 15/25.
- 175 L d'eau de gâchage.

La résistance du béton

3.1.1. La résistance du béton à la compression

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité : f_{c28} . Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à partir de f_{c28} par:

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$:

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 60 \text{ jours.} \\ f_{cj} = 1.1 \times f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours.} \end{cases}$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40\text{MPa}$:

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{cases}$$

La résistance à la compression a 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

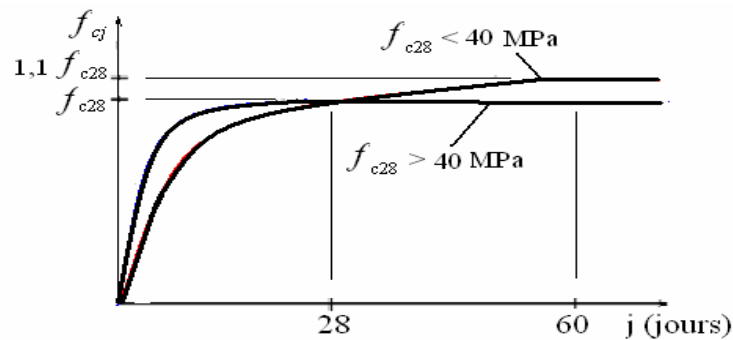


Figure.1- Evolution de la résistance du béton f_{cj} en fonction de l'âge du béton

3.1.2 La résistance du béton à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60\text{MPa.}$$

$$f_{tj} = 0.275(f_{cj})^{2/3} \quad \text{si } f_{c28} > 60\text{MPa.}$$

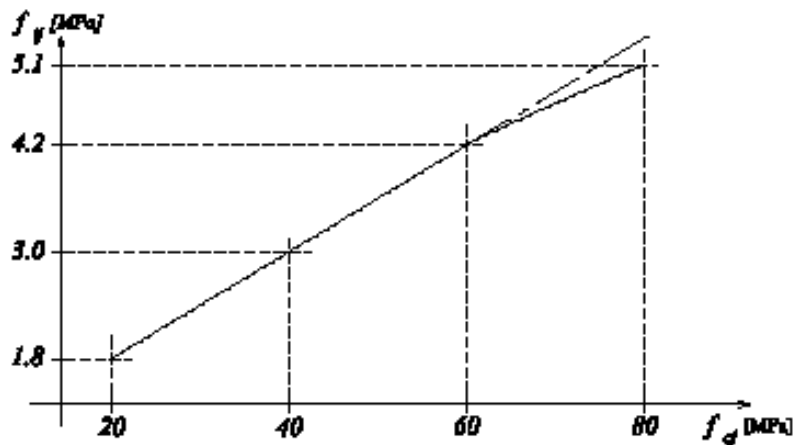


Figure.2- Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}

La résistance a la traction $f_{t28} = 2.1$ MPa

Déformation longitudinale du béton

Module de Déformation longitudinale instantané

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

$$E_{ij} = 11000 \times f_{cj}^{1/3} \quad \text{MPa}$$

Pour $f_{c28} = 25$ MPa on a $E_{ij} = 32164.195$ MPa.

Module de Déformation longitudinale différé

Sous des contraintes de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale diffère ceci permet de calculer la déformation finale du béton Elle est donnée par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \times f_{cj}^{1/3}$$

Pour $f_{c28} = 25$ MPa on a $E_{vj} = 10818.865$ MPa.

Coefficient de poisson

$\nu = 0.0$ dans le cas des Etats limites ultimes (E.L.U) (section non fissurée)

$\nu = 0.2$ dans le cas des Etats limites de service (E.L.S) (section fissurée).

Contraintes limites**Etat limite ultime E.L.U**

Contrainte ultime de béton :

Pour les calculs à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole-rectangle sur le diagramme de contraintes déformations.

Les déformations du béton sont : BAEL91 révisé 99.A.4.3.2

- $\varepsilon_{bc1} = 2 \text{ ‰}$
- $\varepsilon_{bc2} = 3.5 \text{ ‰}$ Si $\rightarrow f_{cj} \leq 40 \text{ Mpa}$
- $\text{Min}(4.5; 0.025f_{cj}) \text{ ‰}$ Si $\rightarrow f_{cj} \geq 40 \text{ Mpa}$

- la valeur de calcul de la résistance en compression du béton f_{bu} est donnée par:

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$$

avec :

γ_b : coefficient de sécurité partiel (1.5 pour les combinaisons fondamentales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles)

θ : un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges :

- $\theta = 1$ si la durée est supérieure à 24h
- $\theta = 0.9$ si la durée est comprise entre 1h et 24h.
- $\theta = 0.85$ dans les autres cas.

$\sigma(\text{MPa})$

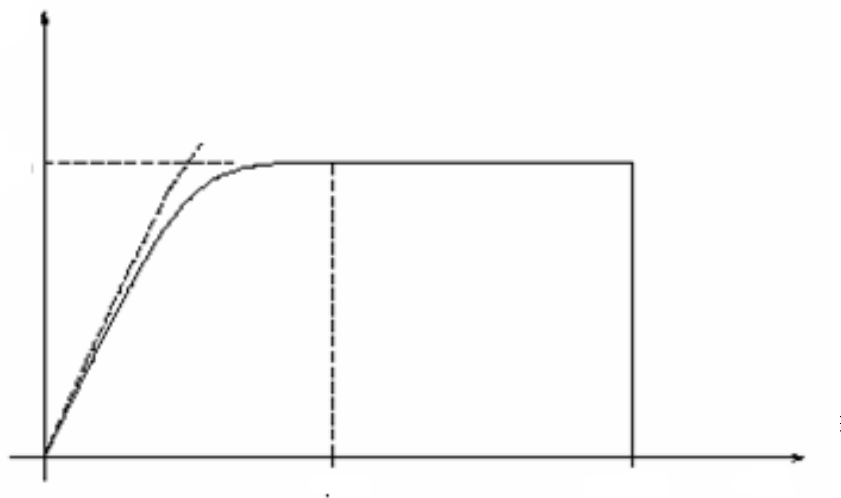


Figure.3- Diagramme de contrainte déformation du béton à l'E.L.U - BAEL91 (art A.4 .3 .4)

Etat limite de service E.L.S

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles, et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique. On adopte la loi de Hooke de l'élasticité pour décrire le comportement du béton à cet état, avec des charges de longue durée.

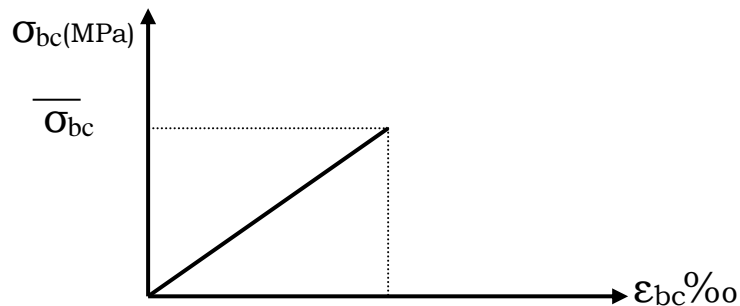


Figure.4- Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'E.L.S

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

avec :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

3.2. L'Acier

L'acier présente une très bonne résistance à la traction, et une bonne résistance à la compression dans le cas d'élançements faibles. Si aucune précaution n'est prise il peut subir des effets de corrosion. C'est un matériau très ductile, qui attend des déformations très importantes avant rupture (de l'ordre de la dizaine de %).

Caractéristiques mécaniques

On notera qu'un seul modèle est utilisé pour décrire les caractéristiques mécaniques des différents types d'acier. Ce modèle est en fonction de la limite d'élasticité garantie f_e .

La valeur de la limite d'élasticité f_e est garantie par le fournisseur.

Tableau. 1.1.- Types et caractéristiques des aciers

| Type | Nuance | f_e (MPa) | Emploi |
|--------------------------|--------------------|-------------|---|
| Ronds lisses | F _e E22 | 215 | Emploi courant. |
| | F _e E24 | 235 | Epingles de levage des pièces préfabriquées |
| Barres HA Type 1 et 2 | F _e E40 | 400 | Emploi courant. |
| | F _e E50 | 500 | |

| | | | |
|--------------------------------|--|------------|---|
| Fils tréfiles HA Type 3 | F _e TE40 F _e TE50 | 400 500 | Emploi sous forme de barres droites ou de treillis. |
| Fils tréfiles lisses Type 4 | TL50 Φ > 6mm TL50 Φ ≤ 6mm | 500 520 | Treillis soudés uniquement emploi courant |

Contrainte limite

Etat limite ultime E.L.U

Le comportement des aciers pour le calcul à l'état limite ultime vérifie une loi du type élasto-plastique parfait, comme décrit sur le diagramme de contrainte-déformation suivant.

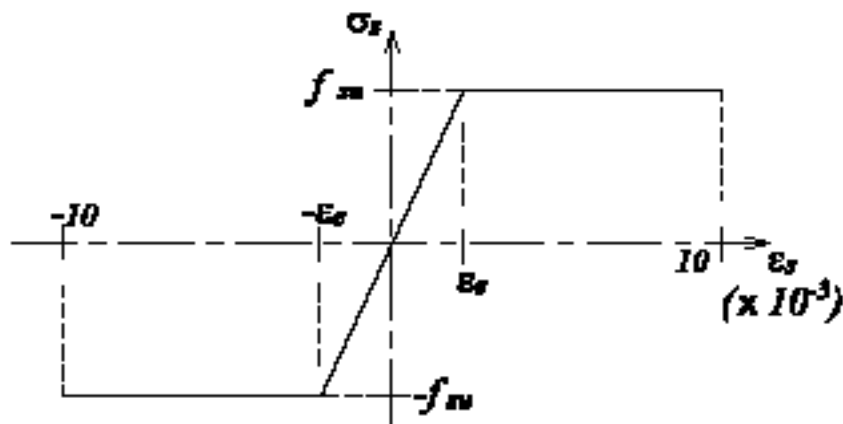


Figure.5- Diagramme contrainte-déformation de l'acier à l'E.L.U -BAEL91 (art A.2.2,2)

Pour un acier à haute adhérence ayant $f_e = 400$ MPa :

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s$$

$$\varepsilon_{es} = \sigma_s / E_s \quad E_s = 200000 \text{ MPa.}$$

γ_s : coefficient de sécurité

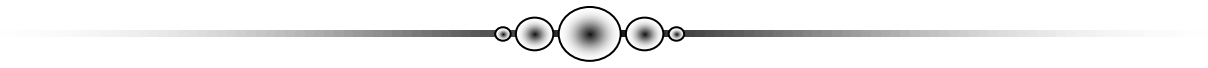
- $\gamma_s = 1$ situations accidentelles $\Rightarrow \sigma_s = 400$ MPa
- $\gamma_s = 1.15$ cas général $\Rightarrow \sigma_s = 348$ MPa

Etat limite de service E.L.S


On ne limite pas de la contrainte de l'acier sauf en état d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \max(0.5f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}})$.
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \max(0.4f_e ; 88\sqrt{\eta f_{tj}})$.

- η : coefficient de fissuration
- $\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses (RL)
- $\eta = 1.6$ pour les aciers a hautes adhérences



*Conception et étude d'un bâtiment (R+9) à
usage multiple (habitation et commerce),
contreventé par des portiques et Voiles en
béton armé*



Chapitre 2

PREDIMENSIONNEMENT
DES ELEMENTS
STRUCTURAUX ET NON-
STRUCTURAUX ET
DESCENTE DE CHARGES

CHAPITRE II. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX ET SECONDAIRES ET DESCENTE DE CHARGES

1. INTRODUCTION

Le pré dimensionnement a pour but le calcul préliminaire des différents éléments résistants en respectant les prescriptions des RPA99/Version 2003 et du.

1.1. Les charges réglementaires

Les charges réglementaires prises en compte sont :

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

Les charges permanentes G

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur a fourni des listes des poids volumiques en fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le Document Technique Réglementaire (D.T.R B.C.2.2) des charges permanentes et charges d'exploitations.

Les charges d'exploitation Q

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

Pour faciliter la prise en compte de ces chargements, sans avoir à les recalculer systématiquement, le législateur a choisi de définir des charges réglementaires. Celles-ci sont présentées dans le Document Technique Réglementaire (D.T.R B.C. 2.2) des charges permanentes et charges d'exploitations.

2. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX ET SECONDAIRES

2.1. Pré dimensionnement des planchers

2.1.1 Planchers à Corps Creux :

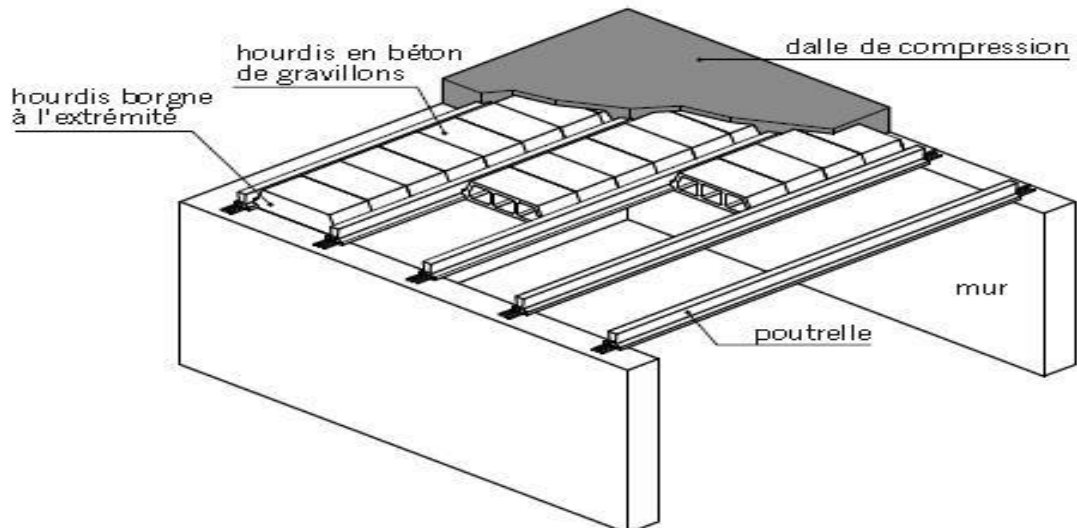


Figure.6- Planchers à Corps Creux

Les hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, selon le BAEL 91 (art B.6.8, 423).

- Condition de flèche : BAEL91 (art B.6.8, 424).

La rigidité n'est valable que pour des poutrelles pour les quelles le rapport h/L est au moins égal à $1/22,5$.

L : est la plus grande portée parallèle aux poutrelles ($L= 495$ cm).

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5} = 22 \text{ cm.}$$

Soit $h_t = 24$ cm (20+4).

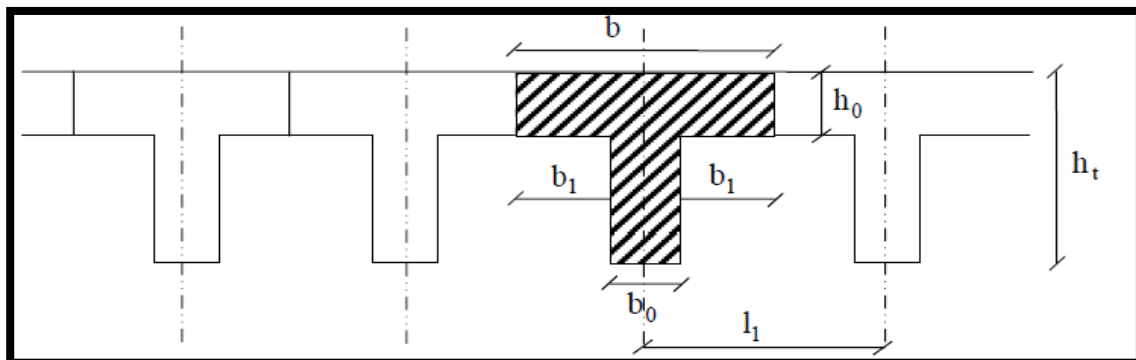


Figure 7 Schéma des plancher corps creux

▪ Les caractéristiques géométriques des poutrelles :

-Soit $b_0 = 10$ cm.

-Le hourdis choisis est normalisé de hauteur 20 cm et de Longueur 60 cm.

-La section en travée à considérer est une section en T.

Tel que la largeur de la table est donnée par les conditions suivantes :

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{L_n}{2} = \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm} \\ \frac{L}{10} = \frac{495}{10} = 49.5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

L_n : la distance entre nus de deux nervures consécutives.

L : la longueur de la nervure.

Donc on prend $b_1 = 27.5$ cm.

$$b = 2.b_1 + b_0 = 2 \times 27.5 + 10 \Rightarrow b = 65 \text{ cm.}$$

Soit $b = 65$ cm.

2.1.2 Dalle Pleine:

Le pré dimensionnement de la dalle pleine se fait selon les conditions suivantes :

2.1.2.1 La résistance à la flexion :

-un type de panneau : $L_x = 1.40$ m, $L_y = 3.25$ m

$L_x/L_y = 0.43 > 0.4 \rightarrow$ Dalle reposant sur 4 cotés.

$$\text{Donc : } h_t = \left(\frac{1}{40} \div \frac{1}{50} \right) \cdot L_x$$

$$h_t = \left(\frac{1}{40} \div \frac{1}{50} \right) \cdot 325 = (6.50 \div 8.13)$$

- L'isolation acoustique :(loi de masse) $h_t \geq 16$ cm.
- Rigidité ou limitation de la flèche : $\neq 1/500$.
- La sécurité en matière d'incendie :
 - 7 cm pour 1 heure de coupe feu.
 - 11cm pour 2 heures de coupe feu.

Donc on prend $h = 15$ cm.

2.1.3 Dalle terrasse de l'ascenseur :

$L_x/L_y = 4.95 / 5.5 = 0.9 > 0.4$, dalle repose sur 4 cotés.

$$\text{Donc : } h_t = \left(\frac{1}{40} \div \frac{1}{50} \right) \cdot L_x$$

$$h_t = \left(\frac{1}{40} \div \frac{1}{50} \right) \cdot 550 = (11 \div 13.75)$$

On prend $h = 15 \text{ cm}$.

2.2. Pré dimensionnement de console :

$$h \geq \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max} \rightarrow (L_{\max} = 1.50m)$$

$$h \geq (10 \div 15) \text{ cm.}$$

Donc on prend $h = 15 \text{ cm}$

2.3. Pré dimensionnement des escaliers

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins Ils permettent le passage à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment Les escaliers utilisés dans cet ouvrage sont en béton armé coulés sur place et se composent de 03 volées.

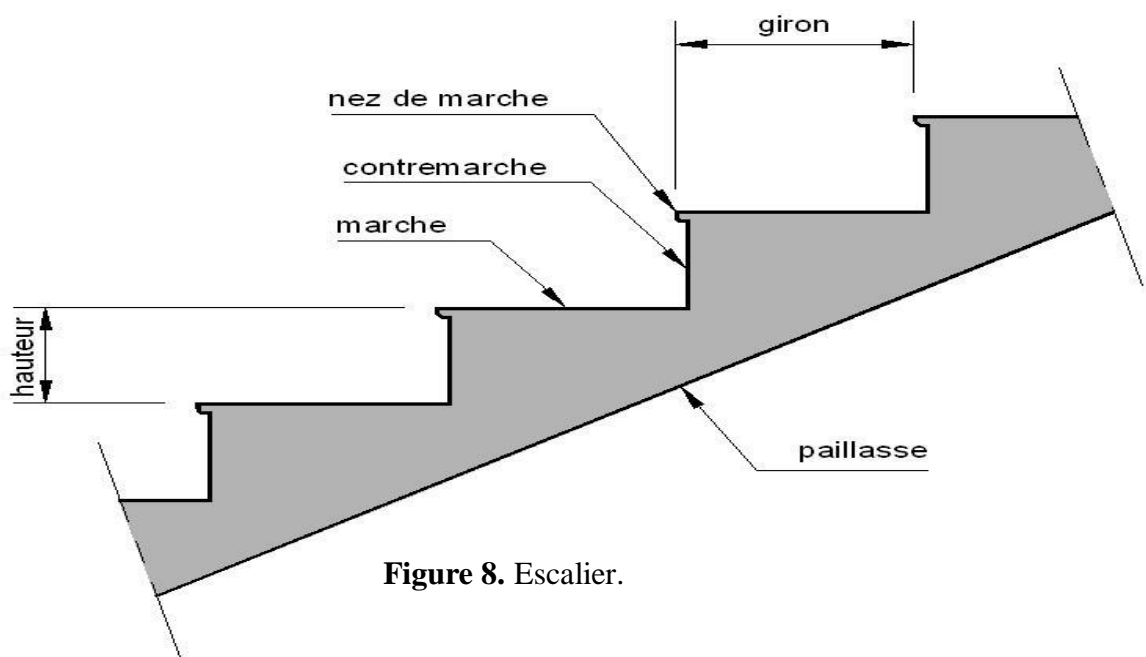


Figure 8. Escalier.

h : hauteur de contre marche

g : largeur de marche (giron).

Pratiquement : la hauteur h : $14 \leq h \leq 18$ cm .

la largeur g : $25 \leq g \leq 32$ cm .

On prend : $h = 17$ cm et $g = 30$ cm.

Formule de BLONDEL : $59 \leq g+2h \leq 66$

$2.h+g = (2 \times 17) + 30 = 64$ cm $\Rightarrow 59 < 64 < 66$ (c.v)

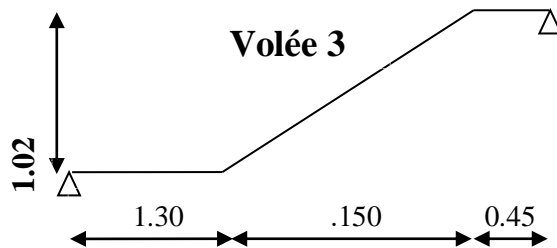
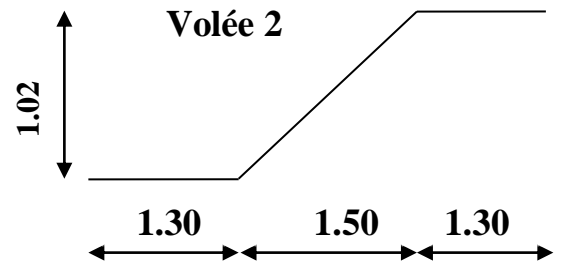
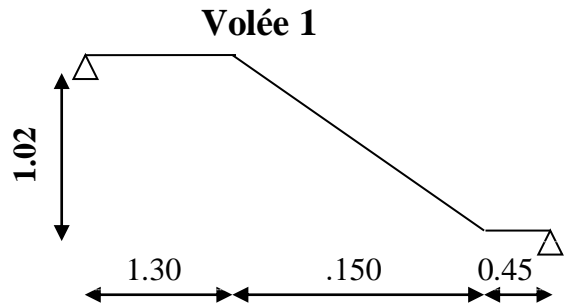
- Nombre de contre marche : $n = \frac{H}{h}$

n : nombre de contre marche.

H : hauteur d'étage.

h : hauteur de la contre marche

$n = \frac{306}{17} = 18$ marches



Si la hauteur est 1.02 m, $n=06$ marches

- Longueur de la volée

$L = (n-1) g = (6-1) \times 30 = 5 \times 30 = 150$ cm

- Inclinaison de la paillasse

$\tan \alpha = \frac{H/3}{L} = \frac{102}{150} = 0.68 \rightarrow \alpha = 34.22$

H : hauteur d'étage = 3.06 m

L : Longueur de la volée = 1.50 m

$$\cos \alpha = \frac{L}{l} \rightarrow l = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{1.50}{\cos 34.22} = 1.81 \text{ m}$$

- Epaisseur de la paillasse

En assimilant la paillasse à une dalle appuyée sur deux cotés.

D'où : $e = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{20} \right) \cdot L_{\max} \Rightarrow e = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{20} \right) 410 \Rightarrow e = (13.67 \div 20.50)$ cm

Soit : $e = 15 \text{ cm}$.

2.4. Pré dimensionnement des poutres

D'après l' RPA99/Version 2003; les poutres doivent respecter les dimensions suivantes :

- $b \geq 20 \text{ cm}$
- $h \geq 30 \text{ cm}$
- $h/b \leq 4$
- $b_{\max} = 1.5h + b_1$

Nous avons adopté les dimensions suivantes :

Le Sens transversal (Principales)

Condition de la portée: BAEL 91

$$\bullet \quad L_{\max} = 5.50 \text{ m} , h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max} , 0.37 \leq h \leq 0.55$$

On prend: $h = 45 \text{ cm}$.

$$b = (0.2 \div 0.5) h \quad .9 \leq b \leq 22.50, \quad \text{On prend: } b = 30 \text{ cm}.$$

$$h/b = 1.5 < 4 \quad \Rightarrow \quad \text{conditions vérifiées.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, Alors on prend les dimensions des poutres transversales Principales $(30 \times 45) \text{ cm}^2$.

$$\bullet \quad L_{\max} = 4.60 \text{ m} , h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max} , 0.30 \leq h \leq 0.46$$

On prend: $h = 40 \text{ cm}$.

$$b = (0.2 \div 0.5) h \quad .8 \leq b \leq 20, \quad \text{On prend: } b = 30 \text{ cm}.$$

$$h/b = 1.33 < 4 \quad \Rightarrow \quad \text{conditions vérifiées.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, Alors on prend les dimensions des poutres transversales Principales $(30 \times 40) \text{ cm}^2$.

Le Sens longitudinal (Secondaire)

Condition de la portée: BAEL 91

$$\bullet \quad L_{\max} = 4.80 \text{ m} , h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max} \quad 0.32 \leq h \leq 0.48$$

On prend: $h = 40 \text{ cm}$

$$b = (0,2 \div 0,5) h \Rightarrow 08 \leq b \leq 20, \quad \text{On prend: } \mathbf{b = 30 \text{ cm.}}$$

$$h/b = 2 < 4 \quad \Rightarrow \quad \text{conditions vérifiées.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, Alors on prend les dimensions des poutres longitudinales Secondaires **(30× 40) cm²**.

$$\bullet \quad L_{\max} = 3.40 \text{ m}, \mathbf{h} = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max} \quad 0.22 \leq h \leq 0.34$$

On prend: **h = 30 cm**

$$b = (0,2 \div 0,5) h \Rightarrow 06 \leq b \leq 15, \quad \text{On prend: } \mathbf{b = 30 \text{ cm.}}$$

$$h/b = 1 < 4 \quad \Rightarrow \quad \text{conditions vérifiées.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, Alors on prend les dimensions des poutres longitudinales Secondaires **(30× 30) cm²**.

2.5. Pré dimensionnement des poteaux

Le calcul de la section du béton sera faite en compression centré, les règles CBA 93 préconisent de prendre une section réduite en laissant 1cm de chaque coté en tenant compte de la ségrégation du béton. D'après l'article B.8.4.1 du CBA 93 : l'effort normal ultime N_u agissant sur un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_u \leq \alpha ((B_r \cdot f_{c28}/0.9 \gamma_b) + (A \cdot f_e/\gamma_s)).$$

Et d'après les règles BAEL91, elles préconisent de prendre la section réduite B_r :

$$B_r \geq \beta N_u / ((f_{bc}/0.9) + 0.85(f_e/\gamma_s) (A/B_r)) \text{ tel que :}$$

B_r : Section réduite du poteau (en cm²).

A : Section d'aciers comprimés prise en compte dans le calcul.

f_{c28} : Résistance à la compression du béton = 25MPa.

$$f_{bc} : 0.85(f_{c28}/\gamma_b) = 14.16 \text{ MPa.}$$

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé = 400MPa.

$$\gamma_b : 1.5$$

$$\gamma_s : 1.15$$

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

$$- \quad \beta = 1 + 0.2(\lambda/35)^2 \quad \text{si } \lambda \leq 50.$$

$$- \quad \beta = 0.85\lambda^2/1500 \quad \text{si } 50 < \lambda < 70.$$

On se fixe un élançement mécanique $\lambda = 35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée on a : $\beta = 1.2$

D'après les RPA99/Version 2003 :

$$A/B_r = 0.7\% \quad (\text{zone I})$$

$$B_r \geq 7.62 N_u$$

3. DESCENTE DES CHARGES

3.1. INTRODUCTION

La descente de charge est l'opération qui consiste à calculer toutes les charges qui reviennent à un élément porteur depuis le dernier niveau jusqu'à le niveau ± 0.00 .

Les charges considérées concernent les charges permanentes et les charges d'exploitations.

G : Charge permanente, Q : Charge d'exploitation.

3.2. LOI DE DEGRESSION : DTR B.C.2.2

Les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

- Pour le toi ou terrasse : Q_0
- Pour le dernier étage : Q
- Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,9 Q$
- Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,8 Q$

et ainsi de suite réduisant de 10% par étage jusqu'à $0,5 Q$ (valeur conservée pour les étages inférieurs suivants).

Plancher terrasse inaccessible

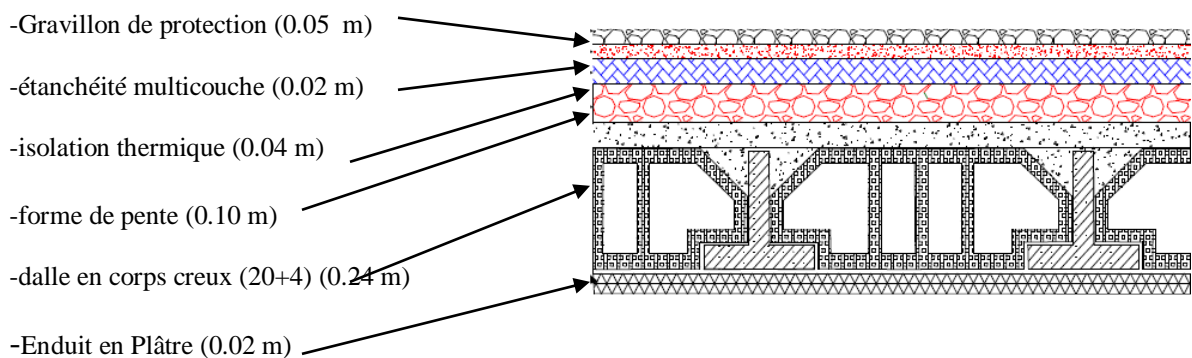


Figure.9- Schéma d'un plancher terrasse

| | |
|---------------------------------------|---|
| Protection en gravillons roulés | $0.05 \times 2000 = 100 \text{ kg/m}^2$ |
| Etanchéité multicouches | $0.02 \times 600 = 12 \text{ kg/m}^2$ |
| Béton forme de pente | $0.10 \times 2200 = 220 \text{ kg/m}^2$ |
| Isolation thermique en liège | $0.04 \times 400 = 16 \text{ kg/m}^2$ |
| Plancher en corps creux | $= 330 \text{ kg/m}^2$ |
| Enduit plâtre | $0.02 \times 1000 = 20 \text{ kg/m}^2$ |

$$G = 698 \text{ kg/m}^2. \quad Q = 100 \text{ kg/m}^2$$

Plancher courant à usage d'habitation

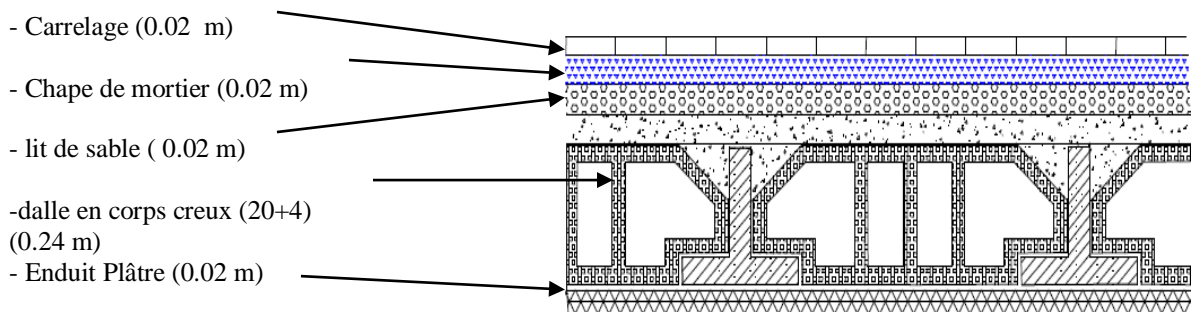


Figure.10- Schéma d'un plancher d'étage courant

| | |
|-----------------------------------|-----------------------------------|
| Revêtement en carrelage | 0.02 × 2200 = 44kg/m ² |
| Mortier de pose | 0.02 × 2000 = 40kg/m ² |
| Lit de sable | 0.02 × 1800 = 36kg/m ² |
| Plancher en corps creux | = 330kg/m ² |
| Enduit plâtre | 0.02 × 1000 = 20kg/m ² |
| Cloisons intérieure légères | = 100kg/m ² |

$$G = 570 \text{ kg/m}^2. \quad Q = 150 \text{ kg/m}^2$$

Balcons étage courant

| | |
|------------------------------------|-------------------------------------|
| Le Carrelage(e =2 cm)..... | 0.02 × 2200 = 44kg/m ² |
| Mortier de pose (e =2 cm)..... | 0.02 × 2000 = 40kg/m ² |
| Lit de sable(e =2 cm)..... | 0.02 × 1800 = 36kg/m ² |
| Dalle en béton armé(e =15 cm)..... | 0.15 × 2500 = 375 kg/m ² |
| Enduit ciment(e =2 cm)..... | 0.02 × 1800 = 36kg/m ² |

$$G = 531 \text{ kg/m}^2. \quad Q = 350 \text{ kg/m}^2$$

Balcon terrasse

L'épaisseur du balcon terrasse est la même que celle de l'étage courant c à d : **e = 15 cm**

| | |
|--|-------------------------------------|
| Protection en gravillons roulés: | 0.05 × 2000 = 100 kg/m ² |
| Etanchéité multicouches : | 0.02 × 600 = 12 kg/m ² |

Béton forme de pente : $0.10 \times 2200 = 220\text{kg/m}^2$

Dalle en béton armé(e = 15cm) : $0.15 \times 2500 = 375 \text{ kg/m}^2$

Enduit en ciment(e = 2cm) : $0.02 \times 1800 = 36 \text{ kg/m}^2$

$$\mathbf{G = 743 \text{ kg/m}^2. \quad Q = 100\text{kg/m}^2}$$

Dalle pleine étage courant

Le Carrelage(e =2 cm)..... $0.02 \times 2200 = 44\text{kg/m}^2$

Mortier de pose (e =2 cm)..... $0.02 \times 2000 = 40\text{kg/m}^2$

Lit de sable(e =2 cm)..... $0.02 \times 1800 = 36\text{kg/m}^2$

Le béton armé(e =15 cm)..... $0.15 \times 2500 = 375 \text{ kg/m}^2$

Enduit ciment(e =2 cm)..... $0.02 \times 1800 = 36\text{kg/m}^2$

$$\mathbf{G = 531 \text{ kg/m}^2. \quad Q = 100 \text{ kg/m}^2}$$

Dalle pleine terrasse

L'épaisseur du balcon terrasse est la même que celle de l'étage courant c à d : **e = 15 cm**

Protection en gravillons roulés: $0.05 \times 2000 = 100 \text{ kg/m}^2$

Etanchéité multicouches : $0.02 \times 600 = 12 \text{ kg/m}^2$

Béton forme de pente : $0.10 \times 2200 = 220\text{kg/m}^2$

Le béton armé(e = 15cm) : $0.15 \times 2500 = 375 \text{ kg/m}^2$

Enduit en ciment(e = 2cm) : $0.02 \times 1800 = 36 \text{ kg/m}^2$

$$\mathbf{G = 743 \text{ kg/m}^2. \quad Q = 150\text{kg/m}^2}$$

Murs extérieurs en maçonnerie

La maçonnerie utilisée est en briques (double cloison) avec **30%** d'ouvertures :

Enduit extérieur : $0.02 \times 1800 = 36 \text{ kg/m}^2$

Briques creuses : $0.15 \times 1300 = 195 \text{ kg/m}^2$

Briques creuses : $0.10 \times 900 = 90 \text{ kg/m}^2$

Enduit intérieur : $0.015 \times 1000 = 15 \text{ kg/m}^2$

$$\mathbf{\Sigma = 336 \text{ kg/m}^2}$$

Avec 30% d'ouverture : $336 \times 0.7 = 235.2 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow \mathbf{G = 235.2 \text{ kg/m}^2}$

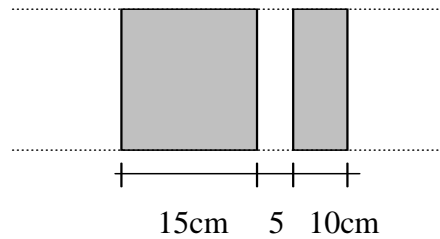


Figure.11- Schéma du mur double cloisons

Acrotère

-D'après D.T.R BC 2.2 :

$Q = 100 \text{ kg/ml}$ (plancher terrasse inaccessible).

-D'après RPA99:

Les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule: $F_p = 4.A.c_p.W_p$.

- A = coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) pour la zone et le groupe d'usage appropriés, dans notre projet (zone Ia, groupes d'usage 2), on a $A = 0,15$.

- C_p : facteur de force horizontale variant entre (0,3 et 0,8) obtenu du tableau (6.1) élément en console, $c_p = 0,8$.

$$S = (0.02 \times 0.2) / (2) + (0.08 \times 0.2) + (0.1 \times 0.4) = 0.058 \text{ m}^2$$

$$G = 0.058 \times 2500 = 145 \text{ kg/ml.}$$

W_p : poids propre de l'acrotère $W_p = 145 \text{ kg/ml}$.

Donc $F_p = 4.A.c_p.w_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 145 = 69,6 \text{ kg/ml}$.

$$F = \max (Q , F_p) \Rightarrow F = Q = 100 \text{ kg/ml}$$

$$\mathbf{G = 145 \text{ kg/ml.} \quad \mathbf{Q = 100 \text{ kg/ml}}$$

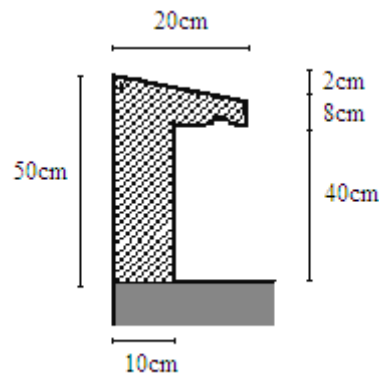


Figure. 12- Schéma de l'acrotère

Escalier**RDC et Etage courant :****Paliers :**Carrelage :0.02 × 2200 = 44kg/m²Mortier de pose :0.02 × 2000 = 40kg/m²Lit de sable :0.02 × 1800 = 36kg/m²Dalle pleine (BA):0.15 × 2500 = 375kg/m²Enduit en ciment:0.02 × 1800 = 36 kg/m²

$$\mathbf{G = 531 \text{ kg / m}^2. \quad \mathbf{Q = 250 \text{ kg / m}^2}$$

Volée (paillasse) :Carrelage:0.02 × 2200 = 44kg/m²Mortier de pose :0.02 × 2000 = 40kg/m²Poids des marches :0.17 × 2200 / 2 = 187kg/m²Paillasse :0.15 × 2500 / cos34.22 = 453.5kg/m²Enduit en ciment:0.02 × 1800 = 36kg/m²Garde corps :15kg/m²

$$\mathbf{G = 775.5 \text{ kg / m}^2. \quad \mathbf{Q = 250 \text{ kg / m}^2}$$

3.3. Calcul des surfaces revenant à chaque poteau

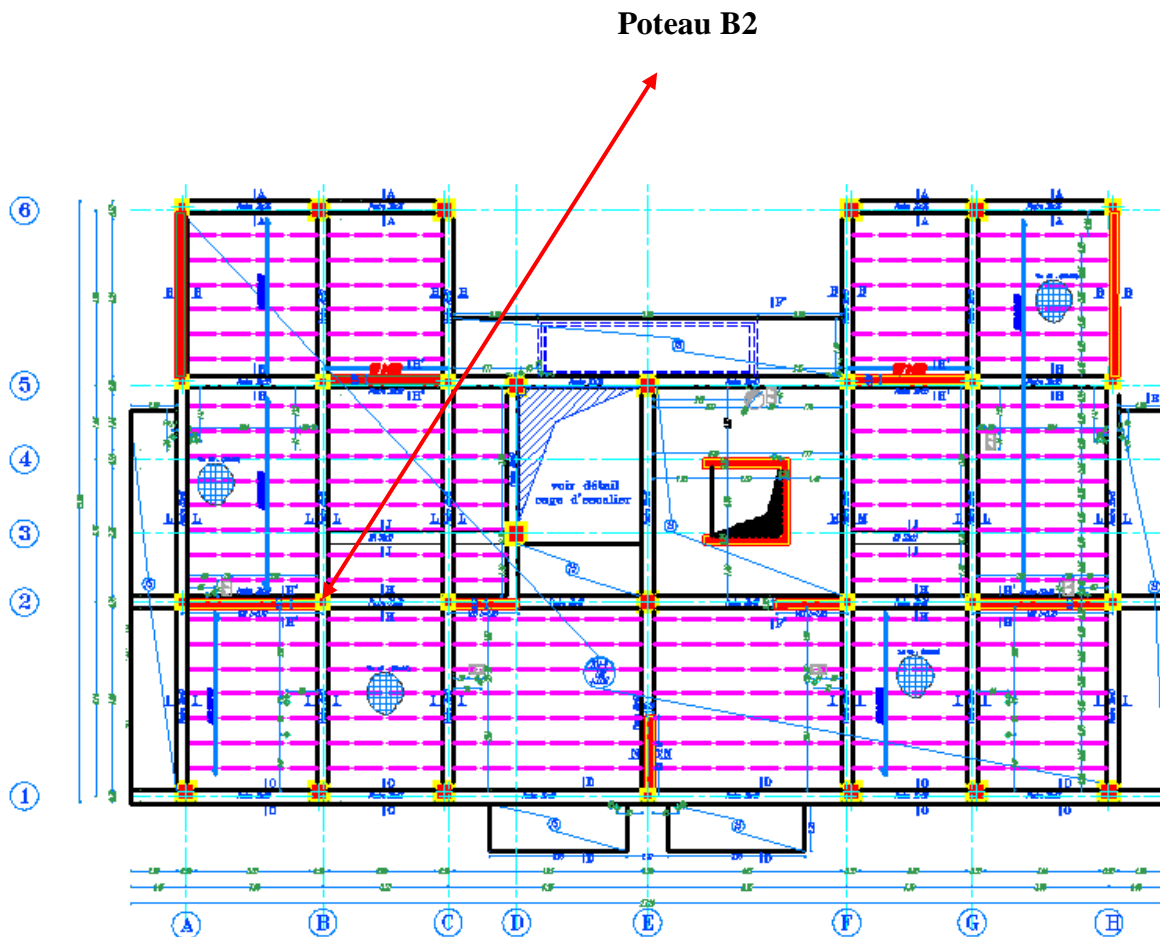


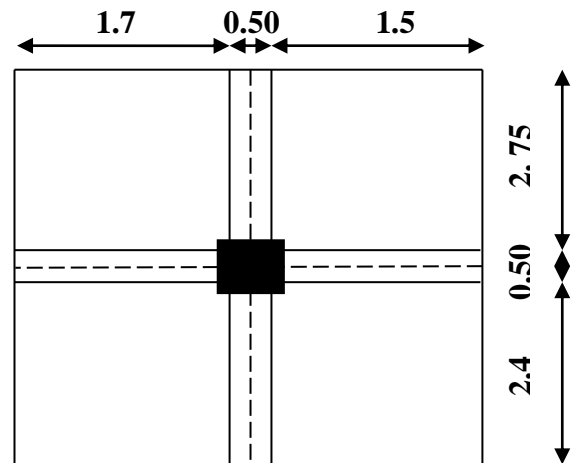
Figure.13- surfaces revenant à chaque poteau

Tableau. 3.3.a.- Surface offerte aux poteaux de rive et d'angle

| Poteau d'angle | Surfaces (m ²) |
|----------------|----------------------------|
| A1 | 4.08 |
| A5 | 3.65 |
| C5 | 3.22 |
| Poteau de rive | Surfaces (m ²) |
| A2 | 8.75 |
| A4 | 6.88 |
| B1 | 7.68 |
| B5 | 6.88 |
| C1 | 9.54 |
| E1 | 11.88 |
| E4 | 4.66 |

Tableau. 3.3.b.- Surface offerte aux poteaux centraux

| Poteau de central | Surfaces (m ²) |
|-------------------|----------------------------|
| B2 | 16.48 |
| B4 | 15.68 |
| C2 | 10.71 |
| C4 | 9.27 |
| D3 | 7.42 |
| E2 | 15.88 |



les surfaces

- Les poteaux centraux: $S_1 = 16.48$
- Les poteaux de rive: $S_2 = 11.88 \text{ m}^2$
- Les poteaux d'angle: $S_3 = 4.08 \text{ m}^2$

**Surface afférente
Poteau B2=16.48 m²**

3.4.Calcul des charges et surcharges revenant pour chaque poteaux

Poteau central :

Le poteau central supportant la plus grande surface est **B2** → $S_1 = 16.48 \text{ m}^2$

Calcul des charges et surcharges revenant au poteau :

Niveau terrasse :

Plancher : $0.698 \times 16.48 = 11.503 \text{ t}$

Surcharges : $0.1 \times 16.48 = 1.648 \text{ t}$

Poutres $5.05 \times (0.3 \times 0.45) + 3.2 \times (0.3 \times 0.4) = 1.065 \text{ t}$

G = 12.568 t. Q = 1.648 t

Niveau étage courant (6.7.8.) :

Poteau : $(0.35 \times 0.35 \times 3.06) \times 0.25 = 0.093 \text{ t}$

Plancher : $0.570 \times 16.48 = 9.393 \text{ t}$

Surcharges : $0.150 \times 16.48 = 2.472 \text{ t}$

Poutres $5.05 \times (0.3 \times 0.45) + 3.2 \times (0.3 \times 0.4) = 1.065 \text{ t}$

G = 10.551 t. Q = 2.472 t

Niveau étage courant (3.4.5.) :

Poteau : $(0.40 \times 0.40 \times 3.06) \times 0.25 = 0.122 \text{ t}$

Plancher :0.570 × 16.48 = 9.393 t

Surcharges :0.150 × 16.48 = 2.472 t

Poutres5.05 × (0.3×0.45) + 3.2 × (0.3×0.4) = 1.065 t

$$\mathbf{G = 10.58 \text{ t} \quad Q = 2.472 \text{ t}}$$

Niveau RDC .1.2:

Poteau : :(0.50×0.50×3.06) × 0.25= 0.191 t

Plancher :0.570 × 16.48 = 9.393 t

Surcharges :0.150 × 16.48 = 2.472 t

Poutres5.05 × (0.3×0.45) + 3.2 × (0.3×0.4) = 1.065 t

$$\mathbf{G = 10.649 \text{ t} \quad Q = 2.472 \text{ t}}$$

Avec :

$$N_u = (1.35 \cdot N_G + 1.5 \cdot N_Q) \text{ et } \beta = 1.2 :$$

Tableau. 3.4.a- Pré dimensionnement des poteaux.

| Niveau | G(t) | N _G (t) | Q(t) | N _Q (t) | N _u (t).β | B _r (cm ²) | a (cm) | B (cm ²) | B (cm ²) |
|--------|--------|--------------------|-------|--------------------|----------------------|-----------------------------------|--------|----------------------|----------------------|
| 9 | 12,568 | 12,568 | 1,648 | 1,648 | 19,439 | 148,124 | 10,369 | 35×35 | 1225 |
| 8 | 10,551 | 23,119 | 2,472 | 4,12 | 37,391 | 284,917 | 19,944 | 35×35 | 1225 |
| 7 | 10,551 | 33,67 | 2,224 | 6,344 | 54,971 | 418,875 | 29,321 | 35×35 | 1225 |
| 6 | 10,551 | 44,221 | 1,977 | 8,321 | 72,180 | 550,010 | 38,501 | 40×40 | 1600 |
| 5 | 10,58 | 54,801 | 1,73 | 10,051 | 89,058 | 678,621 | 47,503 | 40×40 | 1600 |
| 4 | 10,58 | 65,381 | 1,483 | 11,534 | 105,565 | 804,408 | 56,309 | 40×40 | 1600 |
| 3 | 10,58 | 75,961 | 1,236 | 12,77 | 121,702 | 927,372 | 64,916 | 40×40 | 1600 |
| 2 | 10,649 | 86,61 | 1,236 | 14,006 | 137,933 | 1051,046 | 73,573 | 50×50 | 2500 |
| 1 | 10,649 | 97,259 | 1,236 | 15,242 | 154,163 | 1174,719 | 82,230 | 50×50 | 2500 |
| RDC | 10,649 | 107,908 | 1,236 | 16,478 | 170,393 | 1298,393 | 90,888 | 50×50 | 2500 |

Vérification des conditions des RPA99/Version 2003

L'article 7.4.1 des RPA 99/Version 2003 exige pour une structure située en zone I que les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes:

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$ condition. Vérifiée
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e / 20$ condition. Vérifiée
- $1/4 < b_1 / h_1 < 4.$ condition. Vérifiée

Toutes ces conditions sont vérifiées. Cependant pour des raisons techniques de réalisation et de rapidité d'exécution on généralise l'utilisation aux poteaux les plus sollicités soit : les poteaux centraux d'où nous adopterons des sections de poteaux uniformes présentés dans le tableau suivant :

Tableau. 3.4.b.- Dimensions des poteaux

| Etage | Section des poteaux |
|----------------------|---------------------|
| RDC et 1 et 2 étages | 50×50 |
| 3 et 5 étage | 40×40 |
| Du 6 aux 9 étages | 35×35 |

3.5. Pré dimensionnement des voiles

Le pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 des RPA99/Version 2003. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales sont les charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales sont celles dues au séisme ou au vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont continus jusqu'aux fondations.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte (ceux de la rotation ne sont pas pris en compte dans le cadre du pré dimensionnement).

D'après l'article 7.7.1 des RPA 99/Version 2003, sont considérés comme voiles (contrairement aux éléments linéaires) les éléments satisfaisants la condition suivante :

$$L \geq 4 e$$

Avec :

L : Porté du voile.

e : Epaisseur du voile.

L'article 7.7.1 des RPA99/Version 2003 exige une épaisseur minimale de 15cm. De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité à l'extrémité comme indiquée sur les figures suivantes:

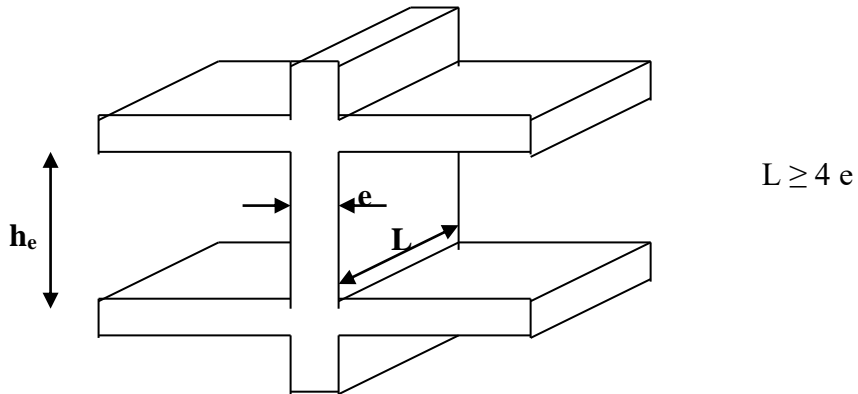
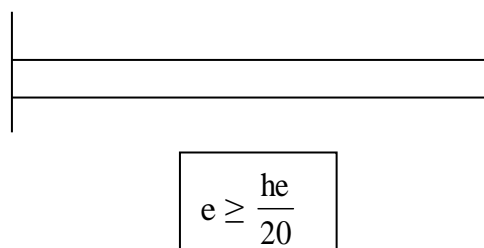
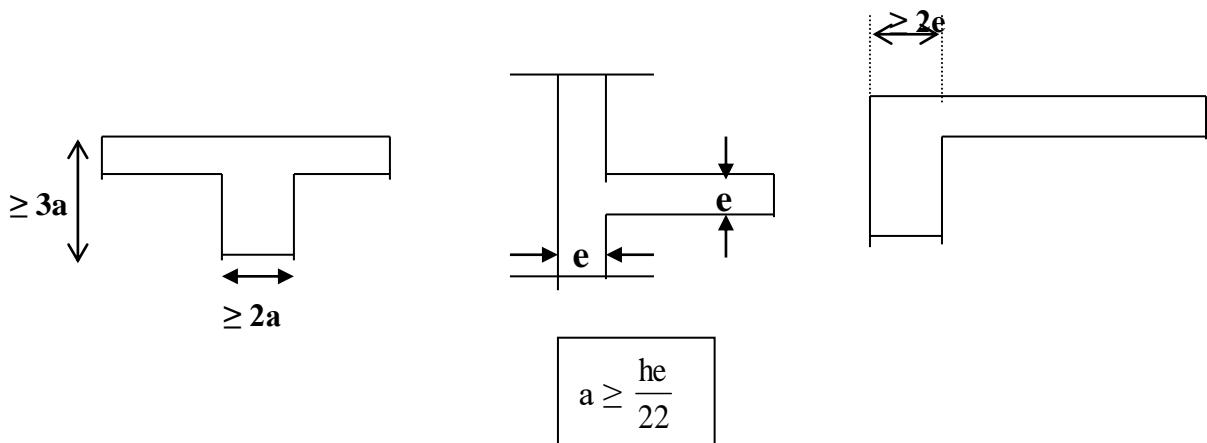
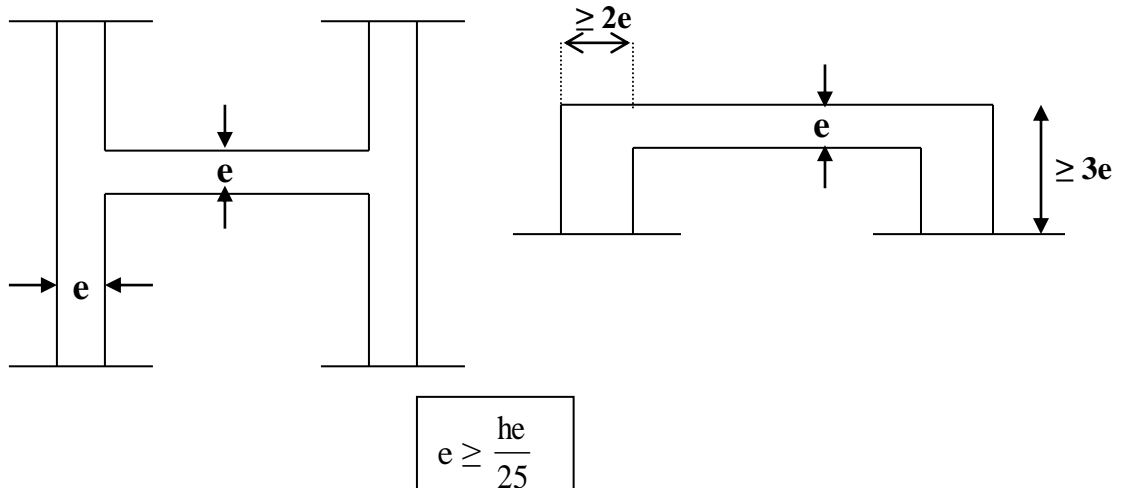



Figure. 14- Schéma des voiles




- $e \geq \max (e_{\min} , h_e/25, h_e/22, h_e/20)$
- $e \geq h_e /20 = 282/20 = 14.1\text{cm}$
- $e \geq \text{Max} (15 ; 12.24; 13.90; 14.1)$

On choisi une épaisseur des voiles de 20 cm



*Conception et étude d'un bâtiment (R+9) à
usage multiple (habitation et commerce),
contreventé par des portiques et Voiles en
béton armé*



Chapitre 3

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

CHAPITRE III. CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

1. INTRODUCTION

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement au contreventement.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans le présent chapitre nous allons procéder à l'étude de ce type d'éléments ne participant pas de façon directe au contreventement de la structure. Nous citons l'acrotère, les nervures, balcon et enfin l'escalier, dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement **BAEL91** en respectant le règlement parasismique Algérien **RPA99/V2003**.

2. L'ACROTÈRE

L'acrotère est un élément de protection conçu à contourner le bâtiment, c'est un mur périphérique réalisé en béton armé. Le rôle de l'acrotère est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales entre l'étanchéité et le plancher terrasse. Ainsi, il sert à la protection des ouvriers de maintenance et il a un aspect esthétique.

2.1. MODE DE TRAVAIL

L'acrotère est calculé comme une console encastrée à sa base dans le plancher terrasse et travaillant à la flexion composée sous l'effet :

- De la surcharge "**Q**" horizontale due à la poussée de la main courante appliqué à l'extrémité supérieure.
- Un effort normal "**N**" appliqué au centre de gravité (charge verticale) due à son poids propre "**G**".

Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1 m de largeur.

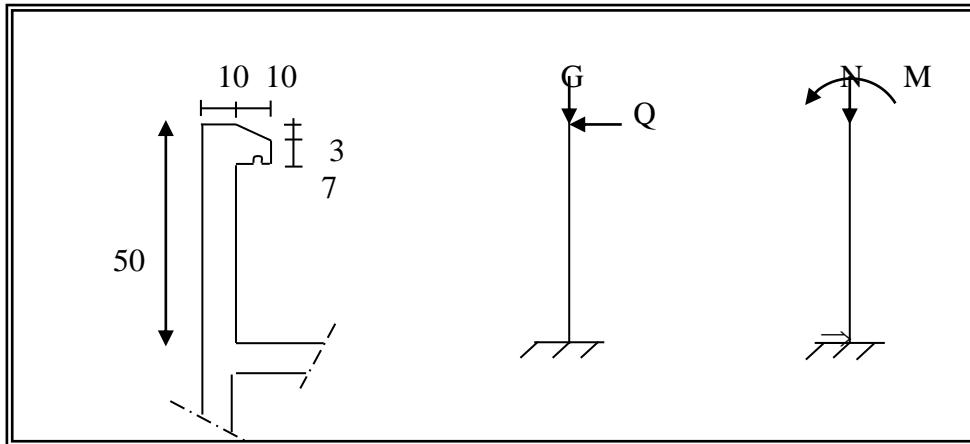


Figure 15. Schémas statique de l'acrotère.

- **Calcul de la surface**

$$S_T = (0.1 \times 0.5) + (0.07 \times 0.1) + (0.1 \times 0.03 \div 2) = 0.058 \text{ m}^2$$

- **Calcul des sollicitations**

La section la plus dangereuse se trouve au niveau d'encastrement (à la base).

$$M = q \times h = 1000 \times 0.5 = 500 \text{ N.m}$$

$$N_u = g = 1450 \text{ N}$$

$$T = q = 1000 \text{ N.}$$

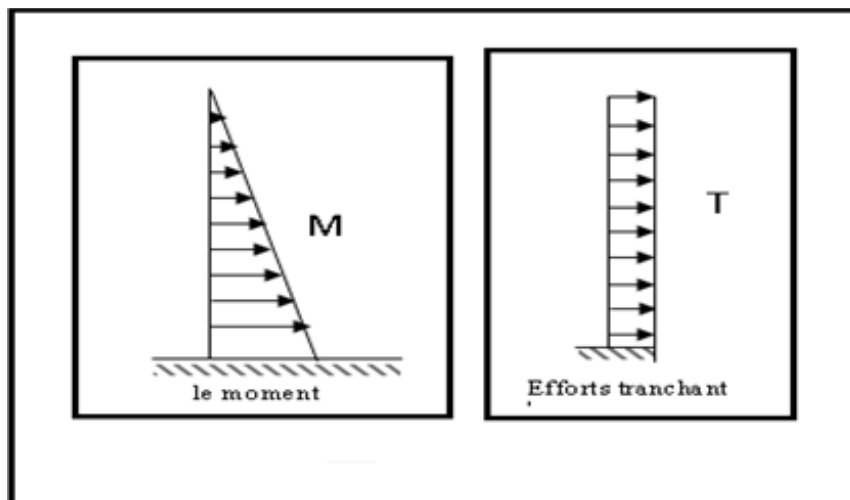


Figure 16. Diagramme des sollicitations.

2.2. COMBINAISON D'ACTION

E.L.U

$$N_u = 1 \times N_g = 1450 \text{ N/ml} ;$$

On ne le majore pas puisque le poids du béton travaille dans le sens favorable.

$$M_u = 1.5 M = 1.5 \times 500 = 750 \text{ N.m}$$

$$T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1000 = 1500 \text{ N/ml}$$

E.L.S

$$N^{\text{ser}} = N_g = 1500 \text{ N/ml}$$

$$M^{\text{ser}} = M = 500 \text{ N.m}$$

2.3. CALCUL DE FERRAILLAGE

La section de calcul est rectangulaire de largeur $b = 100 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 10 \text{ cm}$ (épaisseur).

$$\Phi l \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \Phi l \leq \frac{10}{10}$$

$$\Phi l \leq 1 \text{ cm} \Rightarrow \Phi l \leq 10 \text{ mm}$$

On prend : $\Phi l = 8 \text{ mm}$ et on prend $\Phi t \leq \Phi l$

On prend : $\Phi t = 6 \text{ mm}$

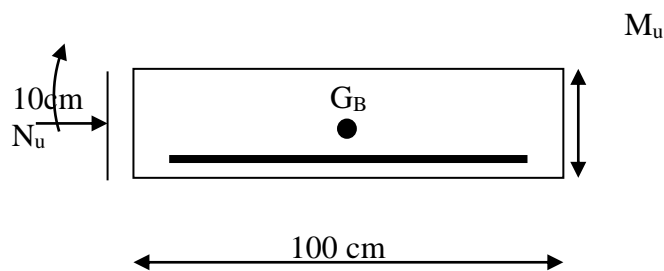


Figure 17. Section de l'acrotère.

2.4. Armatures Longitudinales

- **E.L.U**

-Détermination de l'excentricité du centre de pression

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{750}{1500} = 0.5 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0.10}{2} = 0.05 \text{ m} \quad \Rightarrow e_G = 0.5 \text{ m} > h/2 = 0.05 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section. Donc la section est partiellement comprimée, et par conséquent elle sera calculée en flexion simple soumise à un moment M_1 égale au moment par rapport aux armatures tendues.

-Détermination de la section des armatures à la flexion simple

$$M_A = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 750 + 1500 \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 780 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{780}{14.2 \times 100 \times (7)^2} = 0.01121 < \mu \ell = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,014$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = 0,994$$

$$A = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$$A_1'' = \frac{780}{348 \times 0,994 \times 7} = 0,322 \text{ cm}^2$$

-Détermination de la section des armatures à la flexion composée

N est un effort de compression $\Rightarrow A = A_1 - \frac{N}{100\sigma_s}$, $A' = A'_1 = 0$

$$A = 0,322 - \frac{1500}{100 \times 348} = 0,278 \text{ cm}^2$$

| $M_1(\text{N.m})$ | μ | α | β | $(\text{cm}^2) A_1''$ | $A(\text{cm}^2)$ |
|-------------------|---------|----------|---------|-----------------------|------------------|
| 921.50 | 0.01121 | 0.014 | 0.994 | 0.322 | 0.278 |

• E.L.S

-Détermination de l'excentricité du centre de pression

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{500}{1500} = 0,33 \text{ m}$$

La section est partiellement comprimée.

-Calcul de la section à la flexion simple

$$M_A = 500 + 1500 \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 530 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{530}{201,63 \times 100 \times (7)^2} = 0,0005$$

$$\mu_1 = 0,0005 \Rightarrow \beta_1 = 0,999 \quad ; \quad k = 0,0095$$

$$\sigma_b = k \times \bar{\sigma}_s^1 = 0.0095 \times 201.63 \Rightarrow \sigma_b = 1.91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1.91 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b^1 = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' = 0$$

$$A_1^{ser} = \frac{530}{201.63 \times 0.999 \times 7} = 0.375 \text{ cm}^2$$

-Calcul de la section à la flexion composée

$$A^{ser} = A_1^{ser} - \frac{N_{ser}}{100 \bar{\sigma}_s} = 0.375 - \frac{1500}{100 \times 201.63} = 0.30 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non Fragilité : BAEL (A.4.2.1)**

$$A^{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A^{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A^{\min} \geq 0.84 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max (A^u ; A^{ser} ; A^{\min}) \Rightarrow A = A^{\min} = 0.84 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A^{\ell} = 5 \text{ } \emptyset \text{ } 6 = 1.41 \text{ cm}^2.$$

2.5. Vérification De L'effort Tranchant : BAEL (A.5.1,1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{1500}{1000 \times 70} = 0.021 \text{ MPa}.$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min (0.10 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.021 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

2.6. Armatures de Répartition

$$A^r = \left(\frac{1}{4} - \frac{1}{2} \right) A^{\ell} = (0.35 \div 0.705) \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A^r = 3 \text{ } \emptyset \text{ } 6 = 0.85 \text{ cm}^2$$

Espacement Des Armatures

$$A_{\ell} = 5 \text{ } \emptyset \text{ } 6 \rightarrow S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$A_r = 3 \text{ } \emptyset \text{ } 6 \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

2.7. PRESENTATION DU FERRAILLAGE

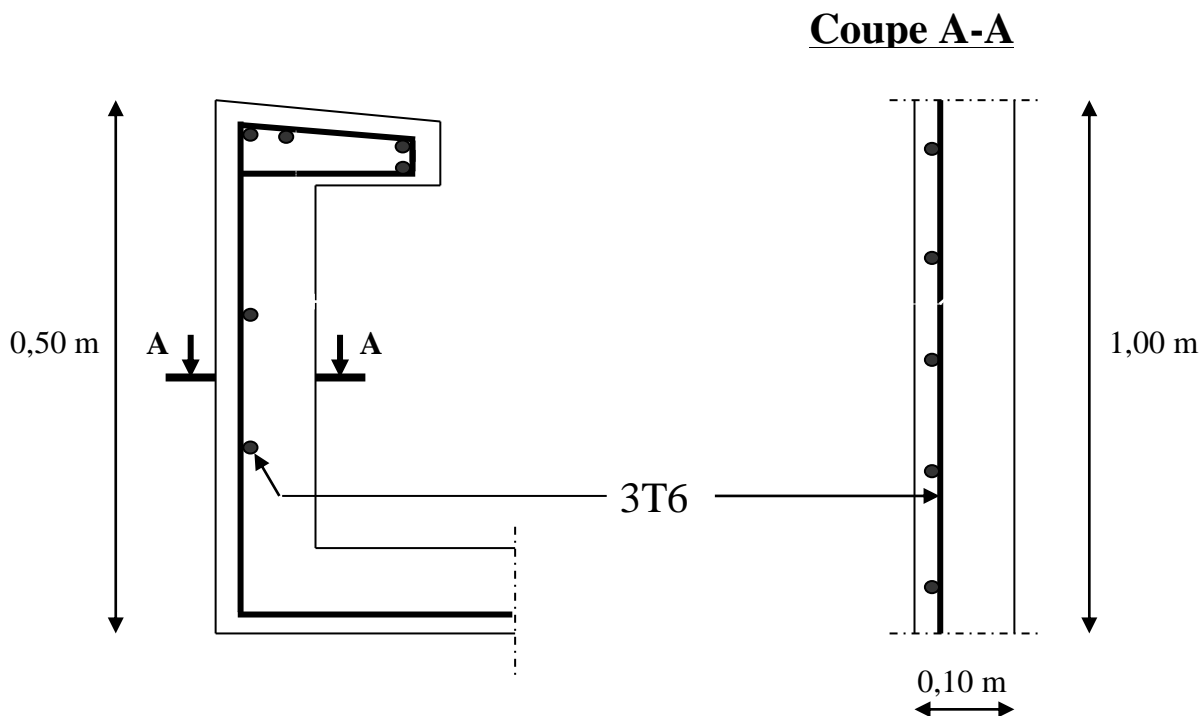


Figure 18. Ferraillage d'acrotère.

3. LES PLANCHERS

3.1. INTRODUCTION :

Les planchers déterminent les différents niveaux d'une construction.

Ils s'appuient sur des éléments porteurs. Ils jouent le rôle :

- * De plate forme porteuse pour l'étage considéré.
- * De toit pour l'étage sous-jacent.
- * D'écran permettant le confort de l'habitation.
- * D'élément de stabilité.

Dans notre projet on distingue deux types de planchers.

- Planchers à corps creux.
- Dalle pleine.

3.2.PLANCHER A CORPS CREUX :

Cette solution, très communément employée dans les bâtiments, consiste à utiliser des corps creux, ces dernières sont liées et supportées par des nervures coulées sur place au bien préfabriquées.

La nervure est calculée comme une section en T soumise à la flexion simple.

3.2-1- Les charges appliquées :

*Plancher terrasse :

$$g = G \times 0.65 = 6098 \times 0.65 = 3963,70 \text{ N/ml.}$$

$$q = Q \times 0.65 = 1000 \times 0.65 = 650 \text{ N/ml.}$$

* Plancher étage courant :

$$g = G \times 0.65 = 5070 \times 0.65 = 3295,50 \text{ N/ml.}$$

$$q = Q \times 0.65 = 1500 \times 0.65 = 975 \text{ N/ml.}$$

3.2-2- Les combinaisons d'actions :

E. L. U: $1.35 g + 1.5q$

E. L. S: $g + q$

| | P.Terrasse (N/ml) | P.Etage courant (N/ml) |
|----------------|-------------------|------------------------|
| E. L. U | 6325,995 | 5911,425 |
| E. L. S | 4613,7 | 4270,50 |

3.2-3- Types des nervures :

Nous avons trois (3) types des poutrelles à calculer :

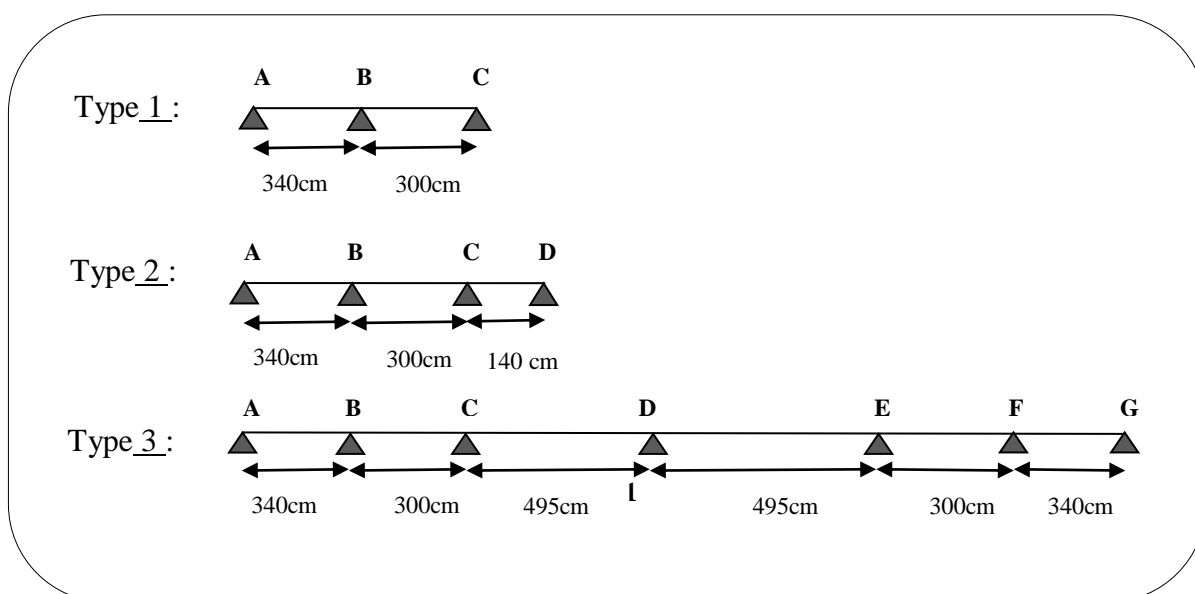


Figure 19. Types des nervures.

3.2-4 - Détermination des Sollicitations :

3.3. La méthode de calcul de poutrelles :

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, Le règlement B.A.E.L.91 propose une méthode simplifiée dite " méthode forfaitaire", pour le calcul des moments, cette méthode s'applique pour les conditions courantes.

3.3.1 La méthode forfaitaire :

On applique la méthode forfaitaire pour le calcul des planchers à surcharge modérée.

Condition d'application :

✓ Plancher à surcharge modérée : $Q \leq (2 \times G ; 5KN/m^2)$

- Plancher étage courant :

$$G = 5.70 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq ((2 \times 5.70 = 11.40 \text{ KN/m}^2) ; 5 \text{ KN/m}^2) \dots\dots\dots C.V$$

- Plancher terrasse inaccessible :

$$G = 6.98 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 1 \text{ KN/m}^2 \leq ((2 \times 6.98 = 13.96 \text{ KN/m}^2) ; 5 \text{ KN/m}^2) \dots\dots\dots C.V$$

✓ Le rapport : $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$

$$\text{Type 1 : } 0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3.00}{4.95} = 0.6 \leq 1.25 \text{ (Condition non Vérifier)}$$

$$\text{Type 2 : } 0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3.00}{1.40} = 2.14 \leq 1.25 \text{ (Condition non Vérifier)}$$

$$\text{Type 3 : } 0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3.40}{3.00} = 1.13 \leq 1.25 \text{ (Condition Vérifier)}$$

Le moment d'inertie est constant sur toute la longueur de la travée \rightarrow (Condition Vérifier)

✓ Fissuration peu nuisible \rightarrow (Condition Vérifier)

Le rapport des portées n'étant pas vérifié. On ne peut donc pas appliquer la méthode forfaitaire. On passe à la méthode des 3 moments.

3.3.2 Application de la méthode des trois moments

La méthode dite "théorème des trois moments ou théorème de Clapeyron" permet de déterminer les moments fléchissant dans le cas des poutres continues C'est-à-dire des poutres qui reposent sur plus de deux appuis il existe plusieurs façons pour déterminer le degré d'hyperstaticité : Le degré d'hyperstaticité est égal au nombre des appuis intermédiaires.

- Plancher Terrasse :

***Type 1 :**

Pour déterminer toutes les sollicitations (M.T), on utilise la méthode des 3 moments.

Comme un exemple manuel.

L'équation générale :

$$b_i M_{i-1} + (a_{i+1} + c_i) M_i + b_{i+1} M_{i+1} = \omega'_{i+1} - \omega''_i$$

Pour i = 1 :

$$b_1 M_0 + (a_2 + c_1) M_1 + b_2 M_2 = \omega'_2 - \omega''_1$$

$$M_0 = M_2 = -0.20 M_1 = 0.2 PL^2 / 8$$

$$0.2 M_1 (b_1 + b_2) + (a_2 + c_1) M_1 = \omega'_2 - \omega''_1$$

$$a_2 = c_1 = 2b_1 = 2b_2 = \frac{l}{3EI}$$

$$\omega''_1 = -\omega'_2 = \frac{P \times L^3}{24EI} \quad M_1 = -\frac{11}{80} PL^2 \quad (\text{moment sur l'appui 1})$$

$$M_1 = M_0 - (M_d + M_g / 2) \quad (\text{moment en travée})$$

$$T_g = \frac{P \times L}{2} + \frac{M_d - M_g}{l} ; T_d = -\frac{P \times L}{2} + \frac{M_d - M_g}{l} \quad (\text{L'effort tranchant à gauche et à droite de la travée})$$

• **E. L. U :**

| Travée | L (m) | P _u (N/ml) | M ₀ (N.m) | M _g (N.m) | M _d (N.m) | M _t (N.m) | T _g (N) | T _d (N) |
|--------|-------|-----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|--------------------|--------------------|
| 0-1 | 3,40 | 6325,99 | 9141,06 | 1828,21 | 10055,16 | 3199,37 | 13173,87 | -8334,49 |
| 1-2 | 3,00 | 6325,99 | 7116,74 | 1423,35 | 7828,41 | 2490,86 | 11624,01 | -7353,96 |

• **E. L. S :**

| Travée | L (m) | P _{ser} (N/ml) | M ₀ (N.m) | M _g (N.m) | M _d (N.m) | M _t (N.m) |
|--------|-------|-------------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| 0-1 | 3,4 | 4613,7 | 6666,80 | 1333,36 | 7333,48 | 2333,38 |
| 1-2 | 3 | 4613,7 | 5190,41 | 1038,08 | 5709,45 | 1816,64 |

***Type 2 :**

• **E. L. U :**

| Travée | L (m) | P _u (N/ml) | M ₀ (N.m) | M _g (N.m) | M _d (N.m) | M _t (N.m) | T _g (N) | T _d (N) |
|--------|-------|-----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|--------------------|--------------------|
| 0-1 | 3,40 | 6325,99 | 9141,06 | 1828,21 | 10055,16 | 3199,37 | 13173,87 | -8334,49 |
| 1-2 | 3,00 | 6325,99 | 7116,74 | 1423,35 | 7828,41 | 2490,86 | 11624,01 | -7353,96 |

| | | | | | | | | |
|-----|------|---------|---------|--------|---------|--------|---------|----------|
| 2-3 | 1,40 | 6325,99 | 1549,87 | 309,97 | 1704,85 | 542,45 | 5424,54 | -3431,85 |
|-----|------|---------|---------|--------|---------|--------|---------|----------|

- **E. L. S** :

| Travée | L (m) | P _{ser} (N/ml) | M ₀ (N.m) | M _g (N.m) | M _d (N.m) | M _t (N.m) |
|--------|-------|-------------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| 0-1 | 3,30 | 3952 | 5379,66 | 1075,93 | 3736,91 | 2973,24 |
| 1-2 | 2,10 | 3952 | 2178,54 | 3736,91 | 3736,91 | -1558,37 |
| 2-3 | 3,30 | 3952 | 5379,66 | 3736,91 | 1075,93 | 2973,24 |

*Type 3 :

- **E. L. U** :

| Travée | L (m) | P _u (N/ml) | M ₀ (N.m) | M _g (N.m) | M _d (N.m) | M _t (N.m) | T _g (N) | T _d (N) |
|--------|-------|-----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|--------------------|--------------------|
| 0-1 | 3,40 | 6325,99 | 9141,06 | 1828,21 | 10055,16 | 3199,37 | 13173,87 | -8334,49 |
| 1-2 | 3,00 | 6325,99 | 7116,74 | 1423,35 | 7828,41 | 2490,86 | 11624,01 | -7353,96 |
| 2-3 | 4,95 | 6325,99 | 19375,32 | 3875,06 | 21312,85 | 6781,36 | 19179,61 | -12134,04 |
| 3-4 | 4,95 | 6325,99 | 19375,32 | 3875,06 | 21312,85 | 6781,36 | 19179,61 | -12134,04 |
| 4-5 | 3,00 | 6325,99 | 7116,74 | 1423,35 | 7828,41 | 2490,86 | 11624,01 | -7353,96 |
| 5-6 | 3,40 | 6325,99 | 9141,06 | 1828,21 | 10055,16 | 3199,37 | 13173,87 | -8334,49 |

- **E. L. S** :

| Travée | L (m) | P _{ser} (N/ml) | M ₀ (N.m) | M _g (N.m) | M _d (N.m) | M _t (N.m) |
|--------|-------|-------------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| 0-1 | 3,40 | 4613,7 | 6666,80 | 1333,36 | 7333,48 | 2333,38 |
| 1-2 | 3,00 | 4613,7 | 5190,41 | 1038,08 | 5709,45 | 1816,64 |
| 2-3 | 4,95 | 4613,7 | 14130,90 | 2826,18 | 15543,99 | 4945,81 |
| 3-4 | 4,95 | 4613,7 | 14130,90 | 2826,18 | 15543,99 | 4945,81 |
| 4-5 | 3,00 | 4613,7 | 5190,41 | 1038,08 | 5709,45 | 1816,64 |
| 5-6 | 3,40 | 4613,7 | 6666,80 | 1333,36 | 7333,48 | 2333,38 |

- **Plancher Étage Courant** :

*Type 1 :

- **E. L. U** :

| Travée | L (m) | P _u (N/ml) | M ₀ (N.m) | M _g (N.m) | M _d (N.m) | M _t (N.m) | T _g (N) | T _d (N) |
|--------|-------|-----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|--------------------|--------------------|
| 0-1 | 3,40 | 5911,43 | 8542,01 | 1708,40 | 9396,21 | 2989,70 | 12310,54 | -7788,30 |
| 1-2 | 3,00 | 5911,43 | 6650,35 | 1330,07 | 7315,39 | 2327,62 | 10862,24 | -6872,03 |

- **E. L. S** :

| Travée | L (m) | P _{ser} (N/ml) | M ₀ (N.m) | M _g (N.m) | M _d (N.m) | M _t (N.m) |
|--------|-------|-------------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| 0-1 | 3,4 | 4270,50 | 6170,87 | 1234,17 | 6787,96 | 2159,81 |
| 1-2 | 3 | 4270,50 | 4804,31 | 960,86 | 5284,74 | 1681,51 |

*Type 2 :

• **E. L. U :**

| Travée | L (m) | P _u (N/ml) | M ₀ (N.m) | M _g (N.m) | M _d (N.m) | Mt (N.m) | T _g (N) | T _d (N) |
|--------|-------|-----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------|--------------------|--------------------|
| 0-1 | 3,40 | 5911,43 | 8542,01 | 1708,40 | 9396,21 | 2989,70 | 12310,54 | -7788,30 |
| 1-2 | 3,00 | 5911,43 | 6650,35 | 1330,07 | 7315,39 | 2327,62 | 10862,24 | -6872,03 |
| 2-3 | 1,40 | 5911,43 | 1448,30 | 289,66 | 1593,13 | 506,90 | 5069,05 | -3206,95 |

• **E. L. S :**

| Travée | L (m) | P _{ser} (N/ml) | M ₀ (N.m) | M _g (N.m) | M _d (N.m) | Mt (N.m) |
|--------|-------|-------------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------|
| 0-1 | 3,40 | 4270,50 | 6170,87 | 1234,17 | 6787,96 | 2159,81 |
| 1-2 | 3,00 | 4270,50 | 4804,31 | 960,86 | 5284,74 | 1681,51 |
| 2-3 | 1,40 | 4270,50 | 1046,27 | 209,25 | 1150,90 | 366,20 |

*Type 3 :

• **E. L. U :**

| Travée | L (m) | P _u (N/ml) | M ₀ (N.m) | M _g (N.m) | M _d (N.m) | Mt (N.m) | T _g (N) | T _d (N) |
|--------|-------|-----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------|--------------------|--------------------|
| 0-1 | 3,40 | 5911,43 | 8542,01 | 1708,40 | 9396,21 | 2989,70 | 12310,54 | -7788,30 |
| 1-2 | 3,00 | 5911,43 | 6650,35 | 1330,07 | 7315,39 | 2327,62 | 10862,24 | -6872,03 |
| 2-3 | 4,95 | 5911,43 | 18105,59 | 3621,12 | 19916,15 | 6336,96 | 17922,70 | -11338,85 |
| 3-4 | 4,95 | 5911,43 | 18105,59 | 3621,12 | 19916,15 | 6336,96 | 17922,70 | -11338,85 |
| 4-5 | 3,00 | 5911,43 | 6650,35 | 1330,07 | 7315,39 | 2327,62 | 10862,24 | -6872,03 |
| 5-6 | 3,40 | 5911,43 | 8542,01 | 1708,40 | 9396,21 | 2989,70 | 12310,54 | -7788,30 |

• **E. L. S :**

| Travée | L (m) | P _{ser} (N/ml) | M ₀ (N.m) | M _g (N.m) | M _d (N.m) | Mt (N.m) |
|--------|-------|-------------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------|
| 0-1 | 3,40 | 4270,50 | 6170,87 | 1234,17 | 6787,96 | 2159,81 |
| 1-2 | 3,00 | 4270,50 | 4804,31 | 960,86 | 5284,74 | 1681,51 |
| 2-3 | 4,95 | 4270,50 | 13079,74 | 2615,95 | 14387,71 | 4577,91 |
| 3-4 | 4,95 | 4270,50 | 13079,74 | 2615,95 | 14387,71 | 4577,91 |
| 4-5 | 3,00 | 4270,50 | 4804,31 | 960,86 | 5284,74 | 1681,51 |
| 5-6 | 3,40 | 4270,50 | 6170,87 | 1234,17 | 6787,96 | 2159,81 |

3.3.3 -Calcul du Ferrailage :

On va calculer le ferrailage du nervure la plus solliciter et c'est pour plancher terrasse et plancher étage courant.

3.3.3.1- Les armatures longitudinales :**A - Plancher Terrasse :**

$$b = 65\text{cm} \quad ; \quad b_0 = 10\text{cm}$$

$$h = 24\text{cm} \quad ; \quad h_0 = 4\text{cm}$$

$$d = 22\text{cm} \quad ; \quad c = 2 \text{ cm}$$

- E. L. U :

***En Travée :**

Le moment fléchissant M_0 équilibré par la table est :

$$M_{Tab} = \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$= 14.2 \times 65 \times 4 \left(22 - \frac{4}{2} \right) = 73840 \text{ N.m}$$

$$M_t^{\max} = 6781,36 \text{ N.m} < M_{Tab} = 73840 \text{ N.m}$$

Donc une partie seulement de la table est comprimée, et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur 65 cm.

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}, \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}, \quad \beta = 1 - 0.4\alpha, \quad A = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}$$

| Elements | M (N,m) | μ | μ_1 | α | β | A (cm ²) |
|------------|---------|-------|---------|----------|---------|----------------------|
| sur travée | 6781,36 | 0,015 | 0,392 | 0,0188 | 0,992 | 0,89 |

$$\mu = 0.015 < \mu_1 = 0.392 \quad (\text{Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires}).$$

***Sur Appuis :**

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur $b_0 = 10 \text{ cm}$.

| M ^a (N.m) | μ | μ_1 | α | β | A (cm ²) |
|----------------------|-------|---------|----------|---------|----------------------|
| 21312,85 | 0,048 | 0,392 | 0,0615 | 0,975 | 2,85 |

- E. L. S : D'après le BAEL83

- La fissuration est peut nuisible → Il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité

$$\text{suivante est vérifiée : } \alpha \leq \alpha_l = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \quad \text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

| | α | Mu (N.m) | Mser (N.m) | γ | f_{c28} | $\bar{\alpha}$ | Condition |
|-----------|----------|----------|------------|----------|-----------|----------------|-----------|
| En Travée | 0,0188 | 6781,36 | 4945,81 | 1,371 | 25 | 0,435 | v |
| Sur Appui | 0,0615 | 21312,85 | 15543,99 | 1,371 | 25 | 0,435 | v |

- Condition de non fragilité : BAEL (A.4.2,1)

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{En Travée : } A_{\min} \geq 0,23 \times 65 \times 22 \times \frac{2,1}{400} = 1,72 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sur Appuis : } A_{\min} \geq 0,23 \times 10 \times 22 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

- **Pourcentage minimal** : BAEL91 (art B.6.4)

$$A_m' \geq 0,001 \times b \times h$$

$$\text{En Travée : } A_m' \geq 0,001 \times 65 \times 24 = 1,56 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Sur Appuis : } A_m' \geq 0,001 \times 10 \times 24 = 0,24 \text{ cm}^2.$$

- **Tableau Récapitulatif** : $A = \max (A^{\text{cal}} ; A_{\min} ; A_m')$

| Eléments | $A_{\text{calcu}} (\text{cm}^2)$ | $A_{\min} (\text{cm}^2)$ | $A_m' (\text{cm}^2)$ | $A_{\max} (\text{cm}^2)$ | $A_{\text{adp}} (\text{cm}^2)$ |
|----------|----------------------------------|--------------------------|----------------------|--------------------------|--------------------------------|
| Travée | 0,89 | 1,72 | 1,56 | 1,72 | 2T12 = 2,26 |
| Appuis | 2,85 | 0,26 | 0,24 | 2,85 | 2T14 = 3,08 |

B- Plancher Étage Courant :

- **E. L. U** :

| | $M_u (\text{N.m})$ | μ | μl | α | β | $A_{\text{calcu}} (\text{cm}^2)$ |
|--------|--------------------|-------|---------|----------|---------|----------------------------------|
| Travée | 6336,96 | 0,014 | 0,392 | 0,0176 | 0,993 | 0,83 |
| Appuis | 19916,15 | 0,290 | 0,392 | 0,4399 | 0,824 | 3,02 |

- **E. L. S** :

| | α | $M_u (\text{N.m})$ | $M_{\text{ser}} (\text{N.m})$ | γ | αl | Condition |
|--------|----------|--------------------|-------------------------------|----------|------------|-----------|
| Travée | 0,0176 | 6336,96 | 4577,91 | 1,384 | 0,442 | V |
| Appuis | 0,4399 | 19916,15 | 14387,71 | 1,384 | 0,442 | V |

- **Tableau Récapitulatif** : $A = \max (A^{\text{cal}} ; A_{\min} ; A_m')$

| Eléments | $A_{\text{calcu}} (\text{cm}^2)$ | $A_{\min} (\text{cm}^2)$ | $A_m' (\text{cm}^2)$ | $A_{\max} (\text{cm}^2)$ | $A_{\text{adopte}} (\text{cm}^2)$ |
|----------|----------------------------------|--------------------------|----------------------|--------------------------|-----------------------------------|
| Travée | 0,83 | 1,72 | 1,72 | 1,72 | 2T12 = 2,26 |
| Appuis | 3,16 | 0,26 | 0,24 | 3,02 | 2T14 = 3,08 |

3.3.3.2 Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 (art A.5.1)

▪ La contrainte tangente : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$ (BAEL91 (A.5.1,1))

V_u : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis de E.L.U.

b_0 : Désigne de largeur de l'âme.

d : La hauteur utile de la nervure.

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{19179,61}{100 \times 220} = 0,871 \text{ MPa}$$

- Les armatures d'âme sont droites (\perp à la fibre moyenne), donc τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \text{ fissuration peu nuisible (BAEL (A.5.1,211)).}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,20 \times \frac{25}{1,5}; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(3,33; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = \min(3,25; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 > \tau_u = 0,871 \Rightarrow \text{Condition et vérifier.}$$

- Diamètres minimales Φt : BAEL91 (A.7.2, 2)

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

Φl : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{ht}{35}, \phi_t, \frac{b_0}{10} \right) = \left(\frac{240}{35}, 12, \frac{100}{10} \right)$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min(6,85, 12, 10)$$

Soit $\phi_t = 6 \text{ mm}$.

FeE235

$$A_t = 2 \phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2.$$

- L'espacement St: BAEL91 (A.5.1, 22)

$$* St_1 \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow \min(0,9 \times 22; 40 \text{ cm}) = 19,8 \text{ cm.}$$

$$* St_2 \leq \frac{A_t F_e}{0,4 b_0} = \frac{0,57 \times 235}{0,4 \times 10} = 33,48 \text{ cm.}$$

- * $St_3 \leq \frac{0,9 \times A_t \cdot f_e}{\gamma_s b_0 (\tau_u - K \cdot 0,3 \times f_{t28})}$ BAEL91 (A.5.1, 23).... Avec $K = 1$ (en flexion simple)

$$St_3 \leq \frac{0,9 \times 0,57 \times 235}{1,15 \times 10 \times (0,7 - 1 \times 0,3 \times 2,1)} = 149,75 \text{ cm}$$

On dispose nos armatures transversales avec un espacement de 15 cm.

Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis: BAEL91 (A.5.1, 31)

a- Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que

$$l'on a : V_u \leq 0,267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28}$$

Au maximum $a = 0,9 \cdot d = 19,80 \text{ cm}$.

$$V_u = 19179,61 \text{ N}$$

$$0,267 a \cdot b_0 \cdot f_{c28} = 0,267 \times 19,80 \times 10 \times 100 \times 25 = 132165 \text{ N}$$

$$V_u = 19179,61 < 132165 \text{ N} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

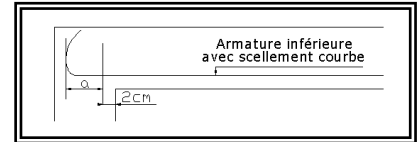


Figure 20

b- Au droit d'un appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit être

$$\text{telle que l'on ait : } A \geq \gamma_s \frac{V_u}{f_e}$$

$$A = 2,26 \text{ cm}^2 = 226 \text{ mm}^2.$$

$$1,15 \frac{V_u}{f_e} = 1,15 \times \frac{19179,61}{400} = 55,14 \text{ mm}^2$$

$$A = 226 \text{ mm}^2 > 1,15 \frac{V_u}{f_e} = 55,14 \text{ mm}^2 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

- La dalle mince (Table de compression) : BAEL91 (B.6.8, 423)

Le hourdis doit avoir un quadriallage de barres dont les dimensions de mailles sont définies comme suit:

- ✓ 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ✓ 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

L'écartement L entre axes des nervures égale à 65cm donc :

$$A_{\perp} = \frac{4 \cdot L_n}{f_e} \quad (\text{la section des armatures } \perp \text{ aux nervures}).$$

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml}. \text{ On adapte } 5\text{Ø}5 = 0,98 \text{ cm}^2.$$

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow A_{//} = \frac{0,98}{2} = 0,49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adapte : $3\text{Ø}5 = 0,59 \text{ cm}^2$.

Donc on choisit un treillis soudé TS Ø5 (20×30) cm².

Vérification de la flèche : BAEL91 (B.6.8, 424)

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} \Rightarrow \frac{24}{495} = 0.048 > \frac{6781,36}{15 \times 19375,32} = 0.023 \quad \text{condition vérifier}$$

$$2/ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{24}{495} = 0.048 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \quad \text{condition vérifier}$$

$$3/ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow \frac{2.26}{65 \times 22} = 0.001 < \frac{3.6}{400} = 0.009 \quad \text{condition vérifier}$$

Les 3 conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

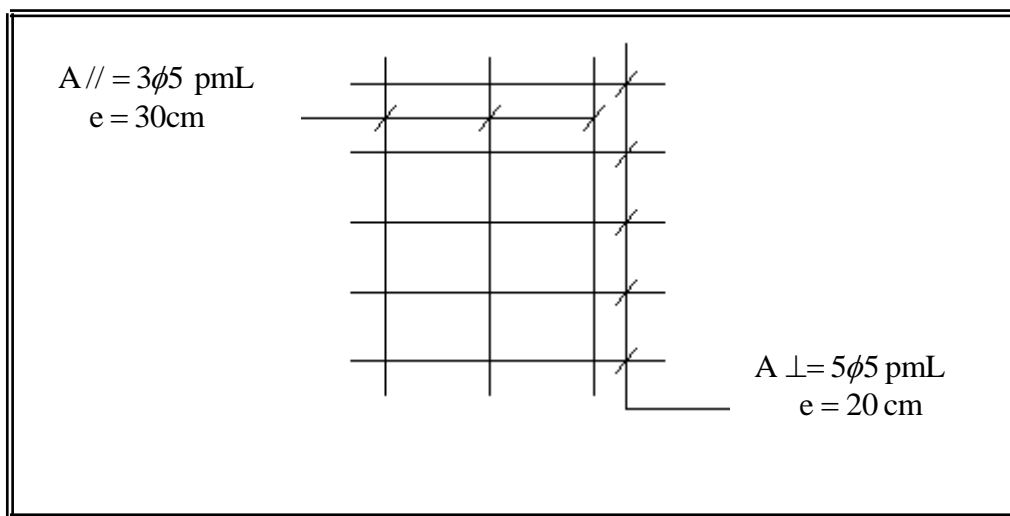
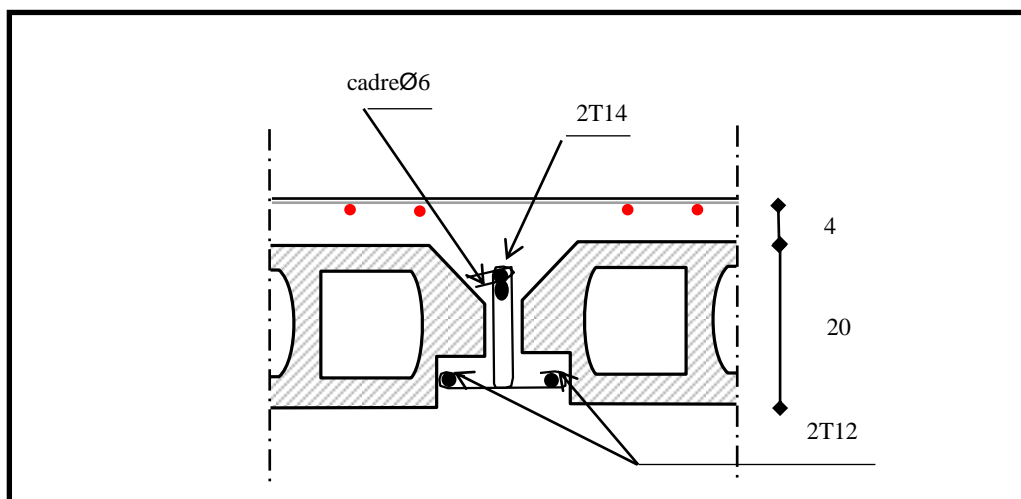


Figure 21



4. DALLE PLEINE :

Les panneaux de la dalle pleine sont calculés comme une section rectangulaire à la flexion simple sous l'effet de :

- la charge permanente G.
- la charge d'exploitation Q.

Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1 m de largeur.

4.1. Charges appliquées :

-Terrasse :
 $g = G \times 1 \text{ m} = 7430 \text{ N/ml}$
 $q = Q \times 1 \text{ m} = 1000 \text{ N/ml}$

-Étage courant :
 $g = G \times 1 \text{ m} = 5310 \text{ N/ml}$
 $q = Q \times 1 \text{ m} = 1500 \text{ N/ml}$

4.2. Combinaisons d'action :

- **E.L.U** : $1,35g + 1,5 q$
- **E.L.S** : $g + q$

| | E.L.U (N/ml) | E.L.S (N/ml) |
|----------------------|---------------------|---------------------|
| Terrasse | 11530,50 | 8430 |
| Étage Courant | 12418,50 | 8810 |

4.3. Les sollicitations :

On calcul le panneau ayant les dimensions suivantes :

$$L_x = 4,95m \quad L_y = 5,50m$$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{4,95}{5,50} = 0,90 \Rightarrow \mu_x = 0,0456, \mu_y = 0,7834$$

$\rho = 0,9 > 0,4$ donc la dalle sera considérée comme portant suivant deux directions.

A/ Terrasse :

- **E.L.U** :

En supposant que la dalle repose librement sur son pourtour.

$$M_x = \mu_x \times P_u \times l_x^2 = 0,0456 \times 11530,50 \times 4,95^2 = 12883,20Nm$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0,7834 \times 12883,2 = 10092,69Nm$$

Pour tenir compte de la continuité, nous prendrons :

$$\text{*En Travée : } M_x^t = 0,75M_x = 9662,62Nm$$

$$M_y^t = 0,75M_y = 7569,52Nm$$

$$\text{*Sur Appui : } M_x^a = M_y^a = 0,5M_x = 6441,6Nm$$

L'effort tranchant maximal :

$$V = \frac{P_u \times l_x \times l_y}{2l_y + l_x} = \frac{11530,5 \times 4,95 \times 5,5}{2 \times 5,50 + 4,95} = 19681,37N$$

- **E.L.S :**

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{4,95}{5,50} = 0,90 \Rightarrow \mu_x = 0,0528, \mu_y = 0,8502$$

B/Étage courant :

| Mx (N.m) | My (N.m) | M _x ^t (N.m) | M _y ^t (N.m) | M _x ^a (N.m) | M _y ^a (N.m) |
|----------|----------|-----------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|
| 10906,16 | 9272,41 | 8179,62 | 6954,30 | 5453,08 | 5453,08 |

- **E.L.U :**

| μ_x | μ_y | Mx (N.m) | My (N.m) | M _x ^t (N.m) | M _y ^t (N.m) | M _x ^a (N.m) | M _y ^a (N.m) | T _x (N) |
|---------|---------|----------|----------|-----------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|--------------------|
| 0,0456 | 0,7834 | 13875,36 | 10869,95 | 10406,52 | 8152,46 | 3996,02 | 6937,68 | 6937,68 |

- **E.L.S :**

| μ_x | μ_y | Mx (N.m) | My (N.m) | M _x ^t (N.m) | M _y ^t (N.m) | M _x ^a (N.m) | M _y ^a (N.m) |
|---------|---------|----------|----------|-----------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|
| 0,0528 | 0,8502 | 11397,77 | 9690,38 | 8548,33 | 7267,78 | 5698,89 | 5698,89 |

4.4. Calcul des armatures :

Comme le diamètres maximal des armatures qu'ils possibles d'utiliser dans une dalle de 15 cm est : $\phi = h / 10 = 1,5$ mm (BAEL91 (A.7.2, 1)).

nous prendrons : $d_x = 1 + \frac{\phi}{2} = 1,75cm \Rightarrow d_x = 2cm$

4-4-1-Terrasse :

- **E.L.U :**

*En Travée, Sens l_x :

$$\mu = \frac{M_x^t}{\bar{\sigma}_b \times b \times d_x^2} = \frac{8179,62}{14,2 \times 100 \times 13^2} = 0,034$$

$$\mu = 0,034 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \alpha = 0,0432$$

$$\beta = 0,982, A' = 0$$

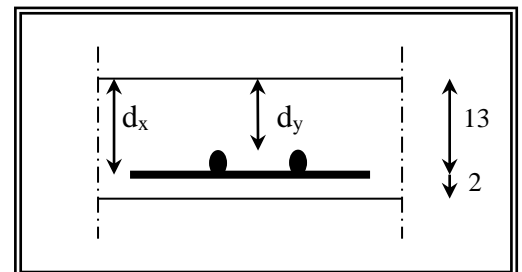


Figure 22.

$$A_x = \frac{M_x^t}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d} = \frac{9662,62}{348 \times 0,982 \times 13} = 2,17cm^2$$

*En Travée, Sens l_y :

En supposant que nous utilisons des armatures de 8 mm de diamètre, donc $d_y = 13,2$ cm.

| M_y^t (N.m) | μ | μ_1 | α | β | A^{cal} (cm ²) |
|---------------|--------|---------|----------|---------|------------------------------|
| 7569,52 | 0,0315 | 0,392 | 0,0400 | 0,984 | 1,7 |

*Sur Appui :

| M^a (N.m) | μ | μ_1 | α | β | A^{cal} (cm ²) |
|-------------|--------|---------|----------|---------|------------------------------|
| 6441,6 | 0,0268 | 0,392 | 0,0339 | 0,986 | 1,44 |

- E.L.S:BAEL83

- La fissuration est peut nuisible → Il n'y a aucune vérification concernent σ_s .
- Section rectangulaire soumise à la flexion simple, les armatures sont de la classe FeE400 → La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si la

condition suivante est remplie : $\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$, avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

| | | α | Mu (N.m) | Mser (N.m) | γ | $\bar{\alpha}$ | Condition |
|-----------|---------|----------|----------|------------|----------|----------------|-----------|
| En Travée | Sens xx | 0,0432 | 10406,52 | 8548,33 | 1,22 | 0,36 | v |
| | Sens yy | 0,04 | 8152,46 | 7267,78 | 1,12 | 0,31 | v |
| Sur Appui | | 0,0339 | 6937,68 | 5698,89 | 1,22 | 0,36 | v |

-Condition de non fragilité : BAEL91 (B.7.4)

La dalle est appuyée sur ces 4 cotés, avec $h = 15$ cm.

On doit avoir pour les armatures inférieures et supérieures.

- $A_x \geq \rho_0 \frac{l_x}{2} b \times h_0 = 0,0008 \times \frac{4,95}{2} \times 100 \times 15 = 1,26 \text{ cm}^2$
- $A_y \geq \rho_0 \times b \times h_0 = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2$

- **Tableau Récapitulatif** : $A = \max (A^{cal} ; A_{min})$

| | | A^{cal} (cm ²) | A^{min} (cm ²) | A (cm ²) | A_{adp} (cm ²) | S_t (cm) |
|-----------|---------|------------------------------|------------------------------|----------------------|------------------------------|------------|
| En Travée | Sens xx | 2,17 | 1,43 | 1,57 | 4T12=4,52 | 20 |
| | Sens yy | 1,7 | 1,28 | 1,57 | 4T12=4,52 | 20 |
| Sur Appui | | 1,44 | 1,43 | 1,57 | 4Φ8=2,01 | 20 |

4.4.2 Etage courant :

- E.L.U :

| | | Mu (N.m) | μ | μ_1 | α | β | A^{cal} (cm ²) |
|-----------|---------|----------|--------|---------|----------|---------|------------------------------|
| En Travée | Sens xx | 10406,52 | 0,0433 | 0,392 | 0,0553 | 0,977 | 2,35 |
| | Sens yy | 8152,46 | 0,0339 | 0,392 | 0,0431 | 0,982 | 1.83 |
| Sur Appui | | 6937,68 | 0,0289 | 0,392 | 0,0366 | 0,985 | 1.56 |

- E.L.S:BAEL83

- La fissuration est peut nuisible → Il n'y a aucune vérification concernent σ_s .

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

| | | α | Mu (N.m) | Mser (N.m) | γ | $\bar{\alpha}$ | Condition |
|-----------|---------|----------|----------|------------|----------|----------------|-----------|
| En Travée | Sens xx | 0,0553 | 10406,52 | 8548,33 | 1,22 | 0,36 | v |
| | Sens yy | 0,0431 | 8152,46 | 7267,78 | 1,12 | 0,31 | v |
| Sur Appui | | 0,0366 | 6937,68 | 5698,89 | 1,22 | 0,36 | v |

-Condition de non fragilité :

- $A_x \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} b \times h_0 = 1.26 \text{ cm}^2$.
- $A_y \geq \rho_0 \times b \times h_0 = 1.2 \text{ cm}^2$
- Tableau Récapitulatif** : $A = \max (A^{cal} ; A_{min})$

| | | A^{cal} (cm ²) | A^{min} (cm ²) | A (cm ²) | A_{adp} (cm ²) | S_t (cm) |
|-----------|---------|------------------------------|------------------------------|----------------------|------------------------------|------------|
| En Travée | Sens xx | 2,35 | 1,57 | 2,35 | 4T12=4,52 | 20 |
| | Sens yy | 1.83 | 1,57 | 1,83 | 4T12=4,52 | 20 |
| Sur Appui | | 1.56 | 1.57 | 1,57 | 4Φ8=2,01 | 20 |

4.5. L'écartement des armatures : BAEL91 (art A.8.2,42)

Les écartements choisis pour les armatures sont admissibles puisqu'ils sont inférieurs aux valeurs maximales données par :

- La direction la plus sollicitée : $\min (3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

$$S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm.}$$

- La direction perpendiculaire : $\min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm.}$

$$S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm.}$$

4.6. Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 (art A.5.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{19681,37}{1000 \times 130} = 0.151 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.151 < \bar{\tau} = 3.25 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifier}$$

Donc il n'y a pas lieu de prévoir d'armatures transversales.

4.7. Etat limite de déformation : BAEL91 (art B.7.5)

$$1/ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20M_x}, (M_t = 0.75M_x) \Rightarrow \frac{15}{495} = 0.03 = \frac{0.75}{20} = 0.03$$

$$2/ \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.0024 < \frac{2}{400} = 0.005$$

Les conditions sont vérifiées, Donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

◆ Travée :

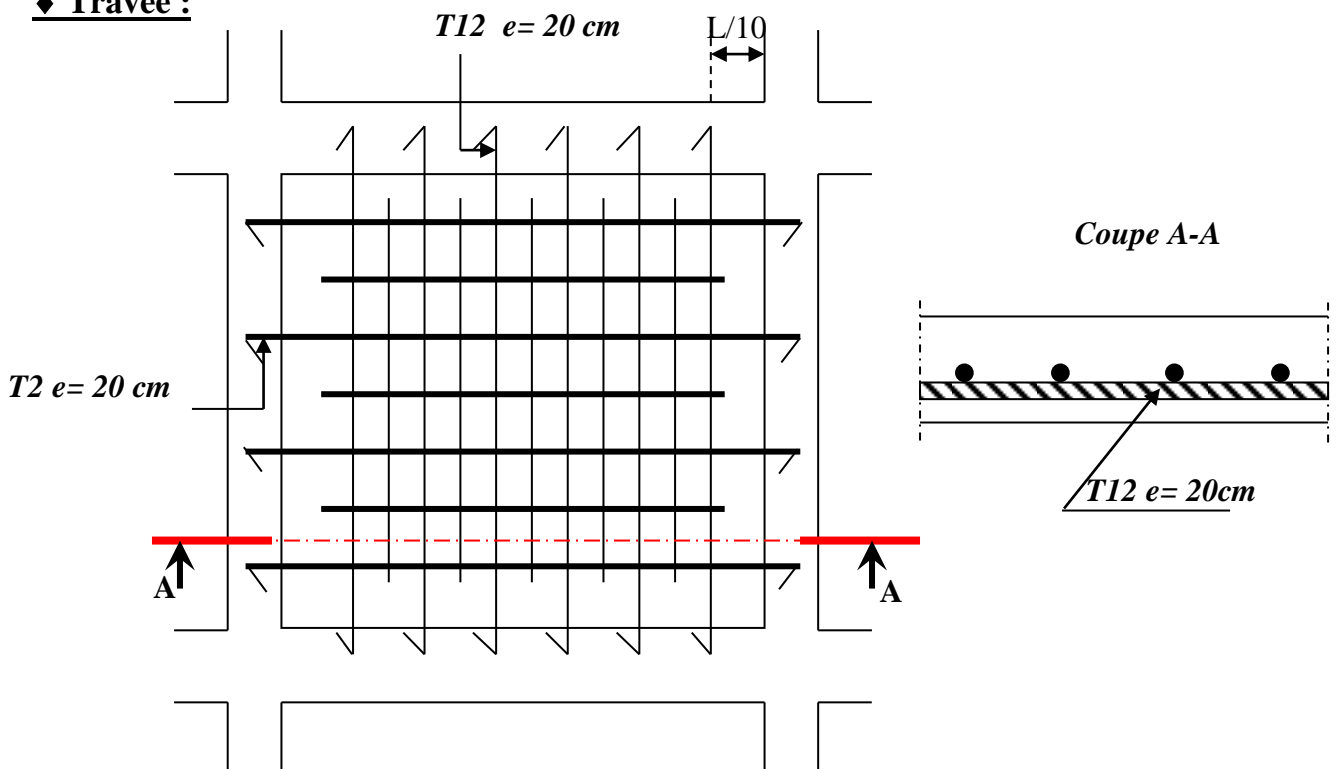


Figure 23-Croquis du ferrailage : (exemple Dalle étage courant) :

5. BALCON

5.1. Méthode de calcul :

Le calcul se fait sur une bande de 1 m de largeur d'une section rectangulaire travaillant à la flexion simple dû à :

- G : Poids propre de la console.
- Q : Surcharge d'exploitation.
- P : charge concentrée due au poids des murs extérieurs ou l'acrotère.

5.2. Combinaison des charges:

➤ terrasse :

$$g = G \times 1\text{m} = 7.43 \times 1 = 7.43 \text{ kN/ml} \quad (\text{charge permanentes}).$$

$$q = Q \times 1\text{m} = 1 \times 1 = 1 \text{ kN/ml} \quad (\text{surcharge d'exploitation})$$

$$P = 1.45 \text{ kN} \quad (\text{Poids de l'acrotère})$$

➤ Étage courant :

$$\text{Poids propre } G = 5.31 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Surcharge } Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{La charge des murs (force concentrée) } P = 2,35 \times 1,10 = 2,58 \text{ KN}$$

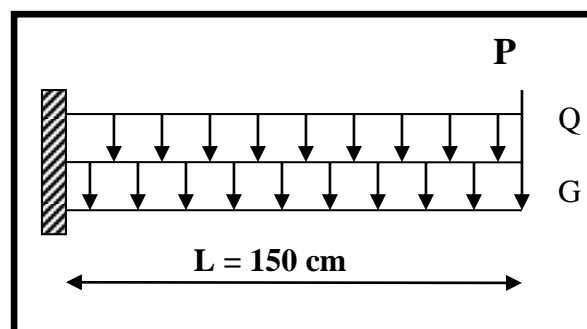


Fig-24 : schéma statique

5.3. Calcul des sollicitations :

$$M_g = \frac{g}{2} l^2; \quad M_q = \frac{q}{2} l^2; \quad M_p = p l$$

$$T_g = g l; \quad T_q = q l; \quad T_p = p$$

Tab4.1: sollicitations

| | M_g (N.m) | M_q (N.m) | M_p (N.m) | T_g (N) | T_q (N) | T_p (N) |
|---------------|-------------|-------------|-------------|-----------|-----------|-----------|
| Terrasse | 8358,75 | 1125 | 2175 | 11145 | 1500 | 1450 |
| Etage courant | 5973,75 | 3937,5 | 3870 | 7965 | 5250 | 2580 |

5.4. Les Combinaisons D'action :

☒ E.L.U :

$$M_u = 1,35 (M_g + M_p) + 1,5M_q$$

$$T_u = 1,35 (T_g + T_p) + 1,5 T_q$$

☒ E.L.S :

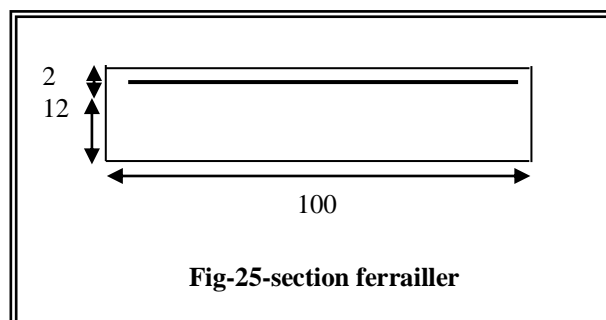
$$M_{ser} = M_g + M_p + 1,5M_q$$

| | | Terrasse | Étage courant |
|-----|-----------------|----------|---------------|
| ELU | M_u (N.m) | 15908,06 | 19195,31 |
| | T_u (N) | 19253,25 | 22110,75 |
| ELS | M_{ser} (N.m) | 12221,25 | 15750,00 |

Tab4.2: les combinaisons

5.5. Calcul Du Ferrailage :

5.5.1 Armatures Longitudinales :



➤ Terrasse:

☒ E.L.U :

$$M_u = 15908,06 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{15908,06}{14,2 \times 100 \times 13^2} = 0,0622$$

La section est simplement armée.

$$\mu = 0,0622 \Rightarrow \alpha = (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) / 0,8 \Rightarrow \alpha = 0,0803 \Rightarrow \beta = (1 - 0,4 \alpha) \Rightarrow \beta = 0,967$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{15908,06}{348 \times 0,967 \times 13} = 3,63 \text{ cm}^2$$

$$A = 3,63 \text{ cm}^2$$

☒ **E.L.S :**

-La fissuration est peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

- Section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de σ_b est inutile, si la condition suivante est remplie.

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}, \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

| M_u (N.m) | M_{ser} (N.m) | γ | α | $\bar{\alpha}$ | condition |
|----------------|-----------------|----------|----------|----------------|-----------|
| 15908,06 | 12221,25 | 1,301 | 0,104 | 0,400 | Verifier |

- **Pourcentage minimale :** BAEL91 (art B.6.4)

$$A'_{min} \geq 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :** BAEL (art A.4.2)

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,569 \text{ cm}^2$$

- **Tableau récapitulatif :** $A = \max (A_u; A_{min}; A'_{min})$

| A_u (cm ²) | A_{min} (cm ²) | A'_{min} (cm ²) | A (cm ²) | A_{adp} (cm ²) |
|--------------------------|------------------------------|-------------------------------|------------------------|------------------------------|
| 3,63 | 1,569 | 1,50 | 3,63 | 4T12 = 4,52 |

➤ **Étage courant :**

☒ **E.L.U :**

| M_u (N.m) | μ | μ_t | α | β | A_u (cm ²) |
|-------------|--------|---------|----------|---------|--------------------------|
| 19195,31 | 0,0799 | 0,392 | 0,104 | 0,958 | 4,42 |

☒ **E.L.S :**

| M_u (N.m) | M_{ser} (N.m) | γ | α | $\bar{\alpha}$ | condition |
|-------------|-----------------|----------|----------|----------------|-----------|
| 19195,31 | 15750,00 | 1,218 | 0,104 | 0,359 | Verifier |

- **Tableau récapitulatif :** $A = \max (A_u ; A_{\min} ; A'_{\min})$

| $A_u(\text{cm}^2)$ | $A_{\min}(\text{cm}^2)$ | $A'_{\min}(\text{cm}^2)$ | $A(\text{cm}^2)$ | $A_{\text{adp}}(\text{cm}^2)$ |
|--------------------|-------------------------|--------------------------|------------------|-------------------------------|
| 4.42 | 1,569 | 1,5 | 4.42 | 4T12 = 4.52 |

5.5.2 -Vérification De L'effort tranchant : BAEL91 (A.5.1)

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{22110,75}{1000 \times 130} = 0.170 \text{MPa}$$

La fissuration est peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min \{0,13f_{c28}, 5\text{MPa}\} = 3,25 \text{MPa}$.

$\tau_u = 0,170 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{MPa} \rightarrow$ (Condition Verifier)

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

5.5.3-Les Armatures De Répartition :

☒ Terrasse:

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{cm}^2$$

Soit : $A_r = 3\text{Ø}8 = 1,51 \text{cm}^2$

☒ Étage courant :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{cm}^2$$

Soit : $A_r = 3 \text{Ø}8 = 1,51 \text{cm}^2$

5.5.4- Espacement Entre Les Armatures :

➤ **Les armatures longitudinales :**

- Terrasse: $S_l = \frac{100}{4} = 25 \text{cm}$

- Étage courant : $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{cm}$

➤ **Les armatures transversales :**

- Terrasse : $S_t = \frac{100}{3} = 33.33 \text{cm}$. Soit : $S_t = 30 \text{cm}$.

- Étage courant : $S_t = \frac{100}{3} = 30 \text{cm}$

Les écartements choisis pour les armatures sont admissibles puisqu'ils sont inférieures aux valeurs max données par :

$$S_t^l \leq \min(3h, 33\text{cm}) \Rightarrow S_t^l = 25\text{ cm} < 30\text{ cm}.$$

$$S_t^r \leq \min(4h, 45\text{ cm}) \Rightarrow S_t^r = 30\text{ cm} < 40\text{ cm}.$$

5.5.5-Vérification de la flèche: BAEL91 (art B.6.5, 1)

- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{15}{150} = 0.1 \Rightarrow 0.1 = 0.1$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{15}{150} = 0.1 \Rightarrow 0.1 = 0.1 \text{ (} M_t=M_0 \text{)} \quad \text{(c.v)}$
- $\frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

$$\text{A/ Étage courant : } \frac{4.52}{100 \times 13} = 0.0034 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{(c.v)}$$

$$\text{B/ Terrasse : } \frac{4.52}{100 \times 13} = 0.0034 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{(c.v)}$$

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{150} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{(c.v)}$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

6. L'ESCALIER

6.1. INTRODUCTION :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble.

6.2. METHODE DE CALCUL :

L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple.

Le calcul des armatures se fait sur une bonde de 1 m de largeur .

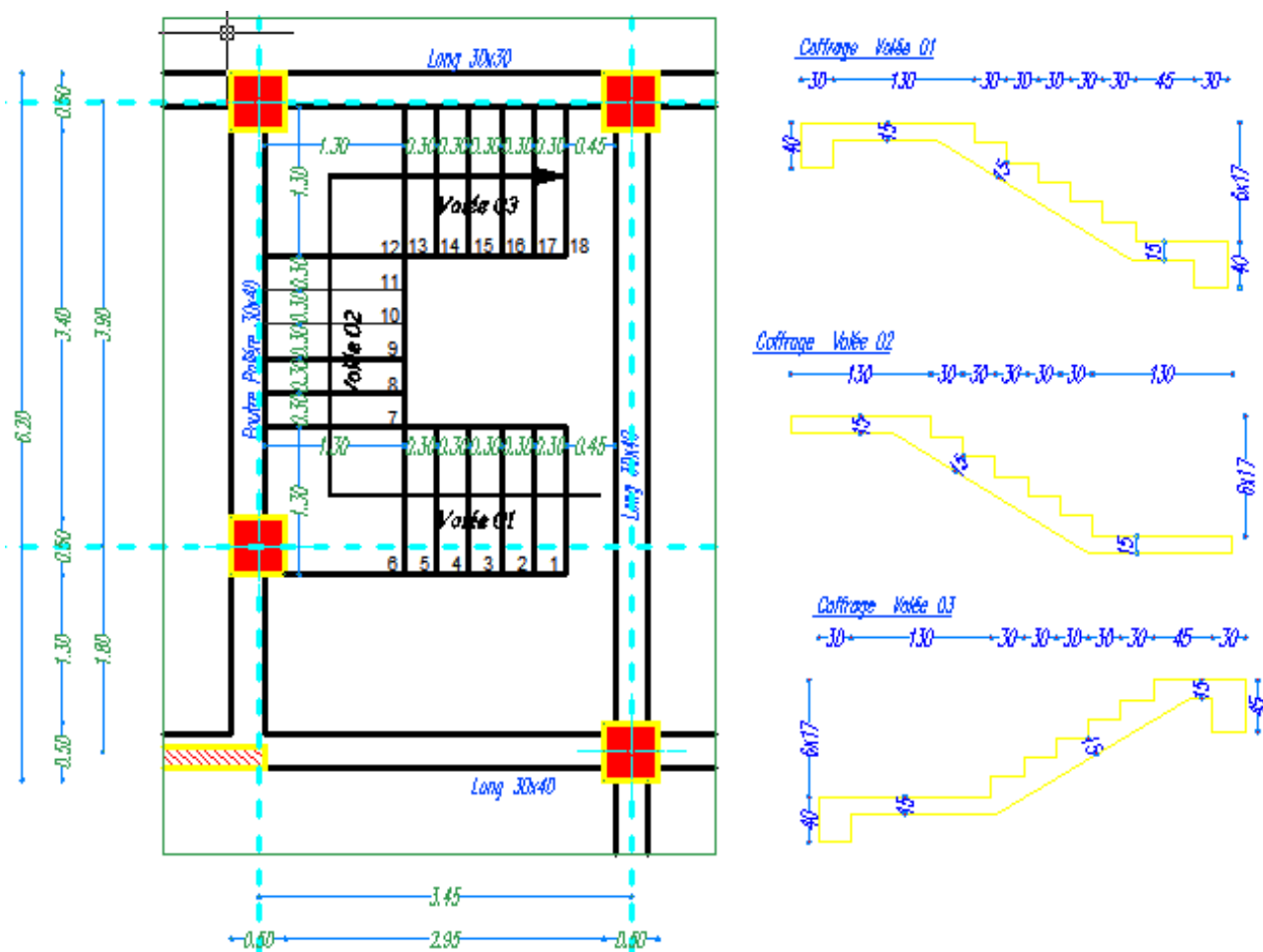


Fig-26-vue en plan et coupes d'escalier

6.3. LES CHARGES APPLIQUEES:

3-1- Charges permanentes :

- Paillasse : type (a) : $g = G \times 1m = 7755 \times 1m = 7755 \text{ N/ml}$.
- Palier: $g = G \times 1m = 5310 \times 1m = 5310 \text{ N/ml}$

3-2- Surcharges d'exploitation : $q = Q \times 1m = 2500 \times 1m = 2500 \text{ N/ml}$.

6.4. COMBINAISONS D'ACTION :

- **ELU** : $P_u = 1,35g + 1,5q$
- **ELS** : $P_{ser} = g + q$

| | Paillasse (N/ml) | Palier(N/ml) |
|-----|------------------|--------------|
| ELU | 14219.25 | 10918,50 |
| ELS | 10255 | 7810 |

6.5. DETERMINATION DES SOLLICITATIONS :

- volé1/ volé3:

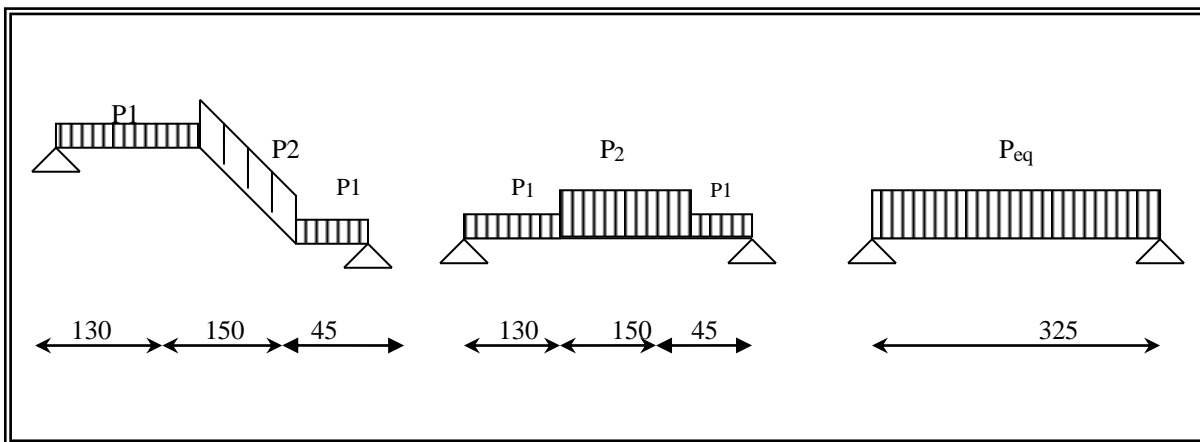


Fig27

- La charge équivalente : $P_{eq} = \frac{P_1 \cdot L_1 + P_2 \cdot L_2}{L_1 + L_2}$

- Le moment isostatique : $M_o = P_{eq} \frac{L^2}{8}$

- L'effort tranchant : $T_u = P_{eq} \times \frac{L}{2}$

| | P_{eq} (N/ml) | M_o (N.m) | M^a = 0.3 M_o | M^t = 0.85 M_o | T_u (N) |
|------------|------------------------------|----------------------------|--|---|--------------------------|
| ELU | 12441,92 | 16427,22 | 4928,16 | 13963,13 | 20218,12 |
| ELS | 8938,46 | 11801,56 | 3540,46 | 10031,32 | |

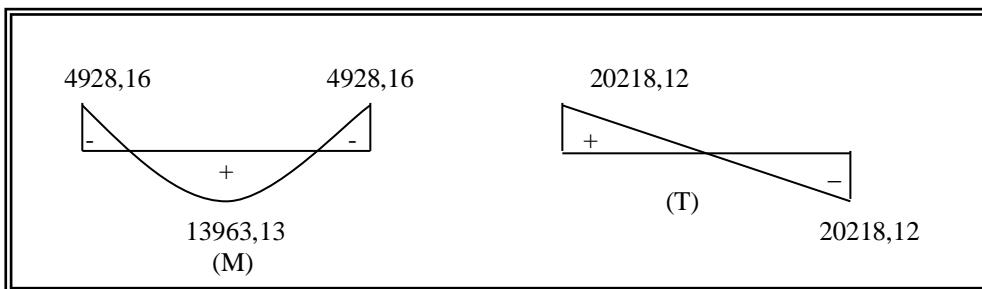


Fig-28

6.6. CALCUL DE FERRAILLAGE :

6-6-1- Armatures longitudinales :

- E.L.U :

$f_c = 400 \text{ MPa}$, $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$, $\bar{\sigma}_b = 14,2 \text{ MPa}$, $\mu_\ell = 0.392$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow \lambda = 0 \quad ; \text{ avec : } \mu = \frac{M^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} \quad , \quad \beta = (1 - 0,4 \alpha) \quad , \quad \alpha = (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) / 0,8 \quad , \quad A =$$

$$\frac{M_t}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$$

| | M (N.m) | M | β | A ^{cal} (cm ²) |
|---------------|----------|--------|---------|-------------------------------------|
| Travée | 13963,13 | 0,0629 | 0,967 | 3,31 |
| Appuis | 4928,16 | 0,0222 | 0,988 | 1,14 |

- E.L.S :

- La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

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

| | α | M _u (N.m) | M _{ser} (N.m) | γ | f _{c28} (MPa) | $\bar{\alpha}$ | condition |
|-------------------|----------|----------------------|------------------------|----------|------------------------|----------------|-----------|
| En travée | 0,081 | 13963,13 | 10031,32 | 1,392 | 25 | 0,446 | V |
| Sur appuis | 0,028 | 4928,16 | 3540,46 | 1,392 | 25 | 0,446 | V |

- Conditions de non fragilité :

* Section minimale d'armatures : BAEL91 (art A.4.2,1)

$$A_{\min}^1 \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min}^1 \geq 0,23 \times 100 \times 12,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,5 \text{ cm}^2$$

* Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4)

$$A_{\min}^2 \geq 0,001 \cdot b \cdot h$$

$$A_{\min}^2 \geq 0,001 \cdot 100 \cdot 15 = 1,5 \text{ cm}^2$$

Donc : A = max (A^u ; A_{min})

| | A _u (cm ²) | A _{min} (cm ²) | A _{max} (cm ²) | A _{adp} (cm ²) |
|---------------|-----------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|
| Appuis | 1,14 | 1,5 | 1,14 | 4Ø8 = 2,01 |
| Travée | 3,31 | 1,5 | 3,31 | 4T12 = 4,52 |

6-6-2-Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte tangente τ_u : BAEL91 (art A.5.1,1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{20218,12}{1000 \cdot 125} = 0,161 \text{ MPa.}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \quad (\text{BAEL91 art A.5.1,211})$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3,25 ; 5) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,161 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

6-6-3- Les armatures de répartition :

$$A_t = A_L / 4$$

| | $A_t \text{ (cm}^2\text{)}$ | $A_{\text{adp}} \text{ (cm}^2\text{)}$ |
|---------------|-----------------------------|--|
| Travée | 0,822 | 3Ø8 = 1,51 cm ² |
| Appuis | 0,29 | 3Ø8 = 1,51 cm ² |

- **Espacement entre les armatures :** BAEL91 (art A.8.2,42)

a- Armatures longitudinales :

$$S_t \leq \min (3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \cdot \text{-Travée: } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \\ \cdot \text{- Appuis: } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

b- Armatures transversales :

$$S_t \leq \min (4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \cdot \text{-Travée: } S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm} \quad (\text{Travée}) \\ \cdot \text{- Appuis: } S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm} \quad (\text{Appui}) \end{array} \right.$$

6-6-4- Vérification de la flèche: BAEL91 (art B.6.5,1)

$$1/ \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{325} = 0.046 \leq 0.0625 \dots \dots \dots (\text{Condition non vérifi er})$$

$$2/ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52}{100 \times 12.5} = 0.00361 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots (\text{Condition vérifier})$$

$$3/ \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{15}{325} \geq \frac{13963,13}{10 \times 16427,22} = 0.084 \leq 0.046 \dots \dots (\text{Condition non vérifi er})$$

Comme les conditions (1) et (3) ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la condition :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} < f_{adm}$$

Avec : $f_{adm} = L / 500$, pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L au plus égale à 5 m, et pour les éléments supports en console, la valeur : $L/250$ si la portée de la console est au plus égale à 2 m (BAEL 91(art B.6.5,3)).

6-6-5-Calcul de la flèche : BAEL 91 (art B.6.5,2)

- Position du centre de gravité de la section homogène :

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{b \cdot h \cdot \frac{h}{2} + \eta \cdot A_s \cdot d}{b \cdot h + \eta \cdot A_s}$$

Avec : η = coefficient d'équivalence ($\eta = 15$)

$$y_G = \frac{100 \times 15 \frac{15}{2} + 15 \times 4.52 \times 12.5}{100 \times 15 + 15 \times 4.52} = 7.71 \text{ cm}$$

Alors : $y'_G = h - y_G = 15 - 7,71 = 7,29$ cm.

$$\delta = y_G - 2 = 5,71 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie de la section homogène:

$$I_0 = \frac{b}{3} (y_G^3 + y'_G{}^3) + \eta \times A \times \delta^2 = 30401,70 \text{ cm}^2$$

- Déformations instantanées :

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d}$$

$$\rho = \frac{4.52}{100 \times 12.5} = 0.00361$$

Pour les déformations instantanée $b=b_0$, $f_{t28} = 2.1$ MPa.

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{5 \times 0.00361} \Rightarrow \lambda_i = 5,817$$

• Déformations de longue durée

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{2}{5} \times \lambda_i$$

$$\frac{2}{5} \times 5.817 \Rightarrow \lambda_v = 2.326$$

• Calcul du moment fléchissant à E.L.S :

g: C'est l'ensemble des charges permanentes.

J: Les charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des revêtements.

P: C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément considéré.

$$g = \frac{(G_{palier} \times L_{palier}) + (G_{paillasse} \times L_{paillasse})}{L_{palier} + L_{paillasse}}$$

$$g = \frac{531 \times 1.75 + 775.5 \times 1.5}{1.75 + 1.5} = 643.864 \text{ Kg / m}$$

$$j = \frac{(G_{dalle.pleine} \times L_{palier}) + [(poids.de.paillasse + poids.de.marche)] \times L_{paillasse}}{L_{palier} + L_{paillasse}}$$

$$j = \frac{375 \times 1.75 + (453.5 + 187) \times 1.5}{3.25} = 497,538 \text{ Kg / m}$$

$$M_{ser}^g = \frac{0.85 g l^2}{8} = \frac{0.85 \times 643.864 \times 3.25^2}{8} = 722,586 \text{ kg.m}$$

$$M_{ser}^j = \frac{0.85 j l^2}{8} = \frac{0.85 \times 497.538 \times 3.25^2}{8} = 558,369 \text{ kg.m}$$

$$M_{ser}^{q_{ser}} = \frac{0.85 \times p \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 1141.402 \times 3.25^2}{8} = 1280,956 \text{ kg.m}$$

• Calcul des contraintes de traction effective de l'armature :

-Pour une section rectangulaire à la flexion simple, on appliquant la formule (61) (P. Charon) pour déterminer les contraintes en a :

$$\rho_1 = 100 \times \rho = 0.404$$

-D'après le tableau n°7 (Annexe BAEL de P. Charon)

-On tire la valeur β_1 : $\rho_1 = 0.404 \Rightarrow \beta_1 = 0.899$

$$\sigma_s^g = \frac{M_{ser}^g}{\beta_1 A_s d} = \frac{722,586 \times 10^4}{0.899 \times 452 \times 125} = 142,259 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^j = \frac{M_{ser}^j}{\beta_1 A_s d} = \frac{558,369 \times 10^4}{0.899 \times 452 \times 125} = 109,929 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^{q_{ser}} = \frac{M_{ser}^{q_{ser}}}{\beta_1 A_s d} = \frac{1280,956 \times 10^4}{0.899 \times 452 \times 125} = 252.190 \text{ MPa}$$

- Calcul du coefficient μ :

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \quad (A=0 \text{ si } \mu=0)$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s^j + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00404 \times 109.929 + 2.1} = 0.0972$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s^g + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00404 \times 142.259 + 2.1} = 0.2044$$

$$\mu_q = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s^q + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00404 \times 252.190 + 2.1} = 0.4332$$

- **Module de déformation longitudinale instantanée**

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \times \sqrt[3]{25} = 32164.20 \text{ MPa} \quad (\text{A.2.1.2.1})$$

- **Module de déformation longitudinale différée**

$$E_v = \frac{E_{ij}}{3} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa} \quad (\text{A.2.1.2.2})$$

- **Calcul des inerties**

$$I_{Fv}^g = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g} = 1.1 \times \frac{30401,70}{1 + 2.326 \times 0.2044} = 22665,778 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fi}^g = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_g} = 1.1 \times \frac{30401,70}{1 + 5,817 \times 0.2044} = 15277,272 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fi}^j = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_j} = 1.1 \times \frac{30401,70}{1 + 5,817 \times 0.0972} = 21362,977 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fi}^{q_{ser}} = 1.1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_{q_{ser}}} = 1.1 \times \frac{30401,70}{1 + 5,817 \times 0.4332} = 9500,735 \text{ cm}^4$$

- **Flèche correspondant**

$$f_{gi} = \frac{M_{ser}^g \cdot l^2}{10 E_i \cdot I_{Fi}^g} = \frac{722,586 \times 10^3 \times (325)^2}{10 \times 3216420 \times 15277,272} = 0.1553 \text{ cm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_{ser}^j \cdot J^2}{10E_i \cdot I_{Fi}^j} = \frac{558,369 \times 10^3 \times (325)^2}{10 \times 3216420 \times 21362,977} = 0.0858 \text{ cm}$$

$$f_{q_{ser}} = \frac{M_{ser}^{q_{ser}} \cdot J^2}{10E_i \cdot I_{Fi}^{q_{ser}}} = \frac{1280,956 \times 10^3 \times (325)^2}{10 \times 3216420 \times 9500,735} = 0.4427 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{ser}^g \cdot J^2}{10E_v \cdot I_{Fv}^g} = \frac{722,586 \times 10^3 \times (325)^2}{10 \times 1081887 \times 26914,446} = 0.2621 \text{ cm}$$

Donc:

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{q_{ser}} - f_{gi} \leq \overline{f_{adm}}$$

$$\Delta f_t = (0.2621 - 0.0858) + (0.4427 - 0.1553) = 0.4637$$

D'après BAEL 91 (Art B.6.5.3) avec $L \leq 5$ m on a :

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = 0.65 \text{ cm} > \Delta f_t = 0.4637 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

6.7. CALCUL DE LA POUTRE PALIERE : (poutre brisée)

La poutre brisée est appuyée sur les poteaux et sollicitée par les charges (réaction) provenant des volées et des paliers de repos ainsi que celle des marches porteuses.

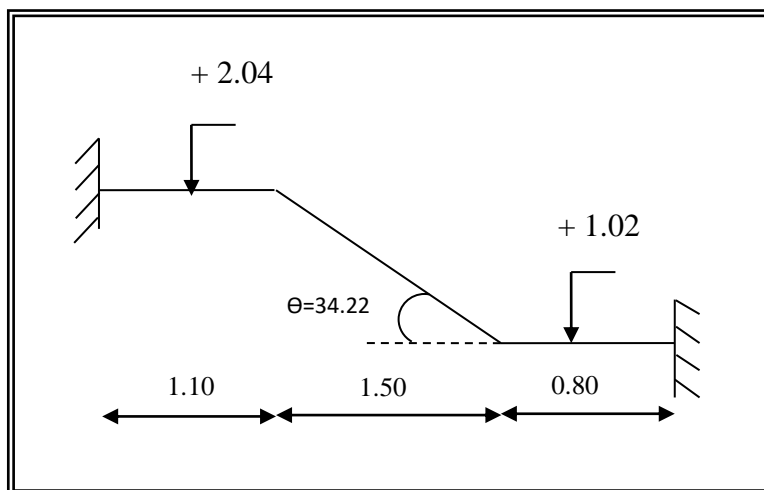


Figure 29 schéma de la poutre brisée.

La hauteur de la poutre brisée doit vérifier les conditions suivantes :

6.7.1 Dimensionnement :

$$L = 1.10 + 1.5 / \cos 34.22 + 0.80 = 3.71 \text{ m}$$

Condition portée (selon BAEL).

$$\begin{cases} h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max} \\ b = (0,4 \div 0,8) h \end{cases}$$

- $24.73 \leq h \leq 37.1 \Rightarrow$ Soit $h=40$
- $16 \leq b \leq 32 \Rightarrow$ Soit $b=30$

Selon RPA 99, les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

- $b \geq 20 \text{ cm}$
 - $h \geq 30 \text{ cm}$
 - $h/b \leq 4 \Rightarrow 1.33 < 4 \dots\dots$ vérifiée.
- \rightarrow soit : $b = 30 \text{ cm}$, $h = 40 \text{ cm} \dots\dots$ vérifiée.

Donc on fixe les dimensions de la poutre palière (40×30) cm^2 .

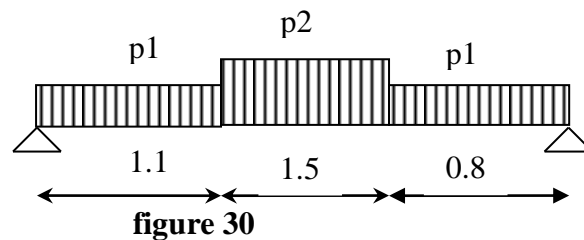


figure 30

6.7.2 - Méthode de calcul:

La poutre palière (poutre brisée) est calculée comme une section rectangulaire travaillant à la flexion simple et à la torsion, elle est soumise à :

- Son poids propre g
- La réaction de la volée (P, q).
- Poids du mur extérieur g_m .

6.7.3 - Évaluation des charges :

- poids propre de la poutre :
 $g_o = 0,3 \times 0,4 \times 2500 = 300 \text{ N/m}$ (poids propre de la partie horizontale).
 $g_1 = 2500 \times 0,4 \times 0,3 / \cos 34,22 = 362,80 \text{ N/ml}$ (poids propre de la partie inclinée).
 $g = 300 + 362,80 = 662,80 \text{ N/ml}$
- poids du mur :
 $g_m = h \cdot g = 2352 \times 1,64 = 3857,28 \text{ N/ml}$
- la réaction d'escalier :

$$P_{\text{eq}} = \frac{(P_1 \cdot L_1 + P_2 \cdot L_2) \times 2 + P_2 \cdot L_3}{L_1 + L_2 + L_3}$$

$$L_1 = L_3 = 1.5 \text{ m}$$

$$L_2 = 1.3 + 0.45 = 1.75 \text{ m}$$

$$P1=P3=1.35 \times 7755 + 1.5 \times 2500 = 14219.25 \text{ N/ml}$$

$$P2=1.35 \times 5310 + 1.5 \times 2500 = 10918.5 \text{ N/ml}$$

$$P_{eq} = \frac{(14219.25 \times 1.5 + 10918.5 \times 1.75) \times 2 + 14219.25 \times 1.5}{4.55} = 22461.84 \text{ N/ml}$$

$$P = p_{eq} \times \frac{l}{2} = 22461.84 \times \frac{3.4}{2} = 38185.12 \text{ N/ml}$$

$$q = Q \times \frac{l}{2} = 2500 \times \frac{3.4}{2} = 4250 \text{ N/ml}$$

6.7.4 - Calcul de la poutre à la flexion :

- Combinaisons d'actions :

- **E.L.U** : $P_u = 1,35 (g + P + g_m) + 1,5 q = 54577,02 \text{ N/ml}$

- **E.L.S** : $P_{ser} = g + P + g_m + q = 39955,20 \text{ N/ml}$

- les sollicitations :

- **E.L.U** : $M_u = - P_u \times \frac{L^2}{2} = - 54577,02 \times \frac{1,3^2}{2} = -46117,58 \text{ N}$

$$T_u = P_u \times L = 54577,02 \times 1,3 = 70950,12 \text{ N.m}$$

- **E.L.S** : $M_{ser} = - P_{ser} \times \frac{L^2}{2} = -39955,2 \times \frac{1,3^2}{2} = -33762,14 \text{ N.m}$

- Calcul de ferrailage : (armatures longitudinales)

- E.L.U :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{46117,58}{14,2 \times 25 \times (38)^2} = 0,0899$$

$$\mu = 0,0899 < \mu \ell = 0,392 \Rightarrow \lambda = 0, \beta = (1 - 0,4 \alpha), \alpha = (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) / 0,8,$$

$$\beta = 0,953, \alpha = 0,117$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{46117,58}{348 \times 0,953 \times 38} = 3,66 \text{ cm}^2$$

- ELS :

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- Section rectangulaire + flexion simple + les aciers de type FeE400, donc la vérification de σ_b est inutile, si la condition suivante est remplie.

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

$$\gamma = M_u / M_{ser} = 46117,58 / 33762,14 \Rightarrow \gamma = 1,365$$

$$\bar{\alpha} = \frac{1,365 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,432$$

$$\alpha = 0,117 < \bar{\alpha} = 0,442 \rightarrow \text{(Condition Vérifier)}$$

- Condition de non fragilité : BAEL91 (art A.4.2)

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0,23 \times 30 \times 38 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} \geq 1,37 \text{ cm}^2.$$

-Pourcentage minimale : BAEL91 (art B.6.4)

$$A'_{\min} \geq 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 30 \times 40 = 1,2 \text{ cm}^2 \Rightarrow A'_{\min} \geq 0,75 \text{ cm}^2$$

-Pourcentage minimale : RPA99

$$A_{\min}^{RPA} = 0,5 \% \cdot b \cdot h = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (A_u ; A_{\min} ; A'_{\min} ; A_{\min}^{RPA})$$

$$A = A_u = 6 \text{ cm}^2$$

- Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL91 (art A.5.1)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{70950,12}{300 \times 380} = 0,622 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min \{ 0,13f_{c28}, 5 \text{ MPa} \} = 3,25 \text{ MPa}$

$$\tau_u = 0,622 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad (\text{Condition Vérifier})$$

Selon BAEL 83, les armatures ne sont pas nécessaires, et il faut disposer des cadres de diamètres minimale :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \Phi_l, \frac{b}{10} \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{40}{35}, 1,4, \frac{30}{10} \right\} = 1,14 \text{ cm}$$

soit : $\phi_t = 10 \text{ mm}$.

- Espacement des armatures transversales : RBA99

$$* \text{ Dans la zone nodale : } S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_1 ; 30 \text{ cm} \right)$$

$$S_t \leq \min \left(\frac{40}{4}, 12 \times 1,4, 30 \right) \left(\frac{30}{4}; 12 \times 1,4 ; 30 \text{ cm} \right) \Rightarrow S_t \leq 10 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$* \text{ Dans la zone courante : } S' \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} \Rightarrow S' \leq 15 \text{ cm}$$

Soit $S' = 15 \text{ cm}$

$$* \text{ La longueur de la zone nodale : } L' = 2 \cdot h = 80 \text{ cm}$$

*

- La quantité des armatures transversales :

$$S_t \leq \min (0,9d; 40\text{cm}) = 34,2 \text{ cm}$$

- RPA 99version2003:

$$A_t \geq 0,003.S.b \Rightarrow A_t \geq 0,003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

6.7.5- Calcul de la poutre à la torsion :

La torsion de la poutre palière est provoquée par la flexion de l'escalier

$$M_t = M_a \text{ (escalier)} = 4928,16 \text{ N.m}$$

On utilise les règles exposées dans le BAEL91.

- Contraintes tangentes de torsion :

On remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de paroi b_t est égale aux (1/6) du diamètre du plus grand cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur de la section.

$$\tau_u = \frac{T_u}{2.\Omega.b_0} \text{ (formule de Rausch)}$$

T_u : moment de torsion ($T_u = 4928,16 \text{ N.m}$)

$$b_0 = b_t = \frac{a}{6} = \frac{b}{6} \Rightarrow b_0 = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

Ω : Aire du contour à mi-épaisseur.

$$\Omega = (h-b_t) + (b-b_t) = 60 \text{ cm}^2$$

$$\tau_u = \frac{4928,16 \times 10^3}{2 \times 600 \times 5 \times 10^3} = 0,82 \text{ MPa}$$

- Résistance en torsion et flexion :

$$\tau_t^2 + \tau_v^2 \leq (\tau_{u\text{limite}})^2 \text{ (Section pleine)}$$

$$\tau_t^2 + \tau_v^2 = (0,622)^2 + (0,82)^2 = 1,06 \text{ MPa}$$

$$\tau_t^2 + \tau_v^2 = 1,06 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u^2 = 10,56 \text{ MPa} \quad (\text{C.V.})$$

- Les armatures longitudinales :

$$A_\ell = \frac{\mu T_u}{2.\Omega.\frac{f_e}{\gamma_s}}$$

μ : périmètre de l'aire de la section efficace .

$$\mu = 2[(h-b_t) + (b-b_t)] = 120 \text{ cm}$$

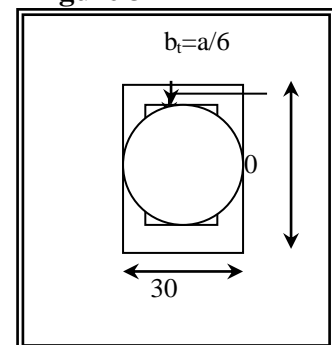
$$A_\ell = \frac{120 \times 4928,16 \times 10^2}{2 \times 600 \times \frac{400 \times 10^2}{1,15}} = 1,41 \text{ cm}^2$$

- Les armatures transversales :

$$A_t = \frac{T_u \times S_t}{2.\Omega.\frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{4928,16 \times 10}{2 \times 600 \times \frac{400}{1,15}} = 0,11 \text{ cm.}$$

6.7.6- Section minimale des armatures : BAEL83

Figure 31



$$1) \frac{A_\ell \cdot f_e}{b_t \cdot \mu} \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{1,41 \times 400}{5 \times 120} = 0,94 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

$$2) \frac{A_t \cdot f_e}{b_t \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{0,11 \times 400}{5 \times 10} = 0,88 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

6.7.7- Les armatures totales :**- Armatures longitudinales :**

$$A_\ell^{tot} = A_\ell^{fl} + A_\ell^{tor}$$

*Nappe supérieure :

$$A_\ell^{tot} = A_\ell^{fl} + \frac{A_\ell^{tor}}{2} = 6,70 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_\ell^{tot} = 3\text{T14} + 2\text{T12} = 6,88 \text{ cm}^2$$

*Nappe inférieure :

$$A_\ell^{tot} = \frac{A_\ell^{tor}}{2} = 0,70 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_\ell^{tot} = 3\text{T14} = 4,62 \text{ cm}^2$$

- Armatures transversales:

$$A_t^{tot} = A_t^{fl} + A_t^{tor} = 1,46 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc soit : } A_t = 3 \text{ } \emptyset 8 = 1,51 \text{ cm}^2$$

- État limite de déformation :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{340} = 0,1176 > 0,0625 \quad (\text{C.V})$$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0,1176 \geq 0,1 \quad (M_t = M_0) \quad (\text{C.V})$$

$$3) \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_c} \Rightarrow \frac{6,88}{30 \times 38} = 0,00635 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad (\text{C.V})$$

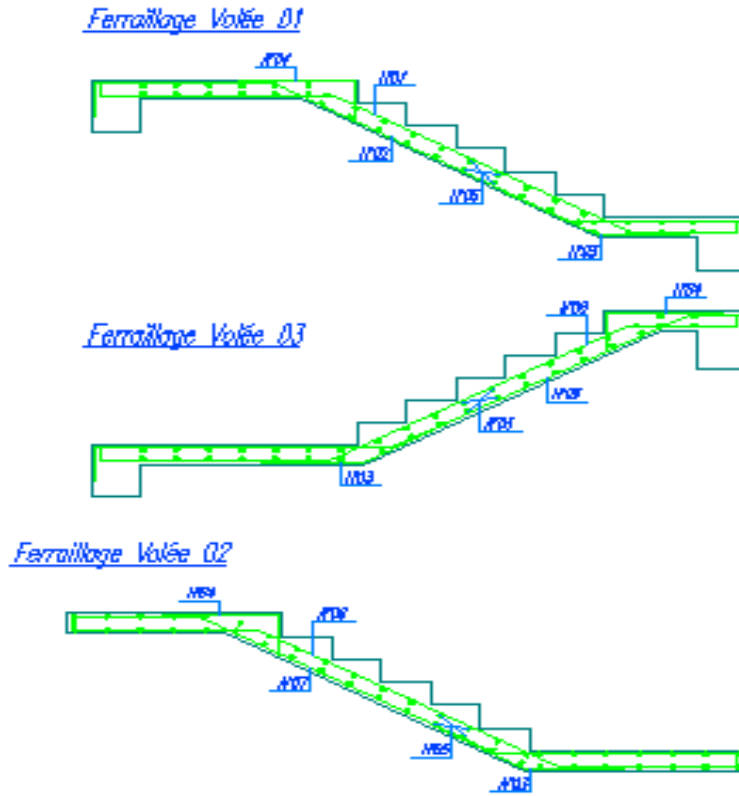


Figure 33

Croquis du ferrailage de l'escalier

Poutre Palière (30x40):

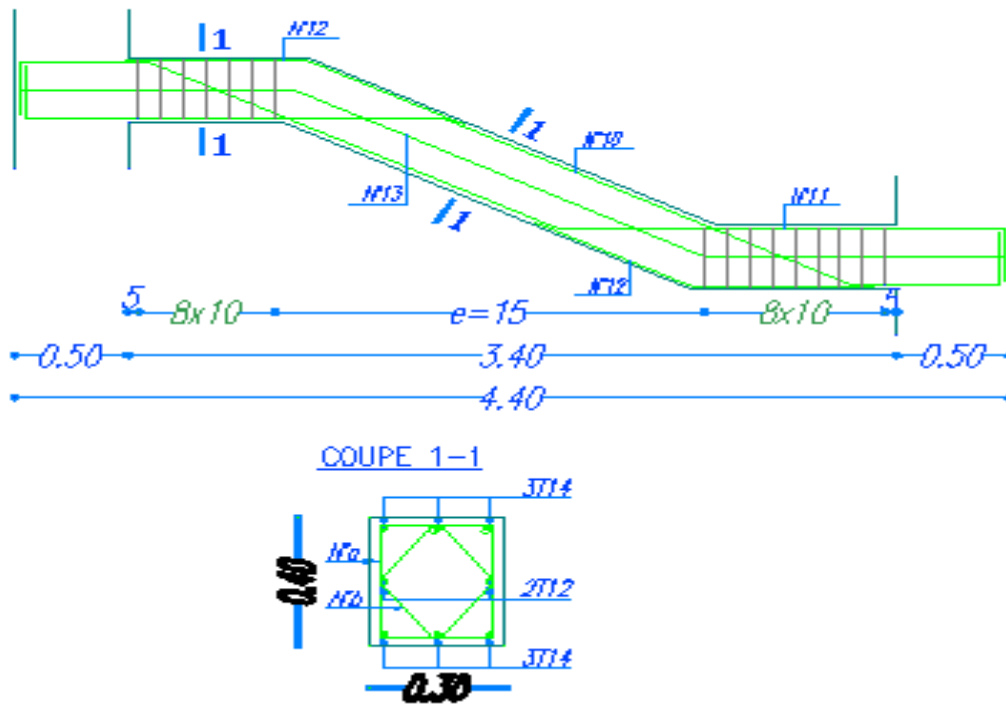
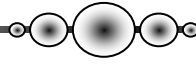


Figure 34

Croquis du ferrailage de la poutre palière :



*Conception et étude d'un bâtiment (R+9) a
usage multiple (habitation et commerce),
contreventé par des portiques et Voiles en
béton armé*



Chapitre 4

ETUDE SISMIQUE

CHAPITRE IV. ETUDE SISMIQUE

1. INTRODUCTION

Un séisme ou un tremblement de terre se traduit en surface par des vibrations du sol. Il provient de la fracturation des roches en profondeur. Cette fracturation est due à une grande accumulation d'énergie qui se libère, en créant ou en faisant rejouer des failles, au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint.

La croûte terrestre est constituée de plusieurs grandes plaques qui évoluent les unes par rapport aux autres certaines s'écartent, d'autres convergent, et d'autres coulisent. Environ 90% des séismes sont localisés au voisinage des limites de ces plaques.

Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. Ce qui implique de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

1.1. Choix de la méthode de calcul

L'étude sismique peut être menée par trois manières :

- Méthode statique équivalente.
- La méthode de l'analyse modale spectrale.
- La méthode de l'analyse dynamique par accélérogramme.

Les deux méthodes de calcul utilisées dans notre étude sont **la méthode statique équivalente** et **la méthode dynamique modale spectrale**.

1.2. Critères de classification selon les RPA99/Version 2003

Type de contreventement

Notre structure est une structure constituée de voiles et de portiques. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles, et par conséquent le coefficient de comportement $R = 3,5$ (tableau. 4.3 des RPA99/Version 2003)

Régularité en plan et en élévation

Notre structure est classée régulière en plan et en élévation car elle vérifie toutes les conditions imposées par l'article 3.5 des RPA99/Version 2003.

2. -METHODE D'ANALYSE MODALE SPECTRALE

- Principe

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum d'effet engendré 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.

-Description du logiciel ROBOT

-Il est connu exclusivement pour le calcul des bâtiments, il permet de modéliser facilement et rapidement tout type de bâtiment grâce à une interface unique.

-Il permet une décente des charge automatique et rapide.

- Un calcul automatique de l'effort tranchant de chaque étage, effort tranchant de la basse, masse, centre de masse et de torsion ainsi que la prise en compte implicite de l'excentricité accidentelle.

-Les poutres, les poteaux et les voiles sont modélisés.

-Les planchers sont considérés rigides dans leurs plans et sont simulés par des diaphragmes.

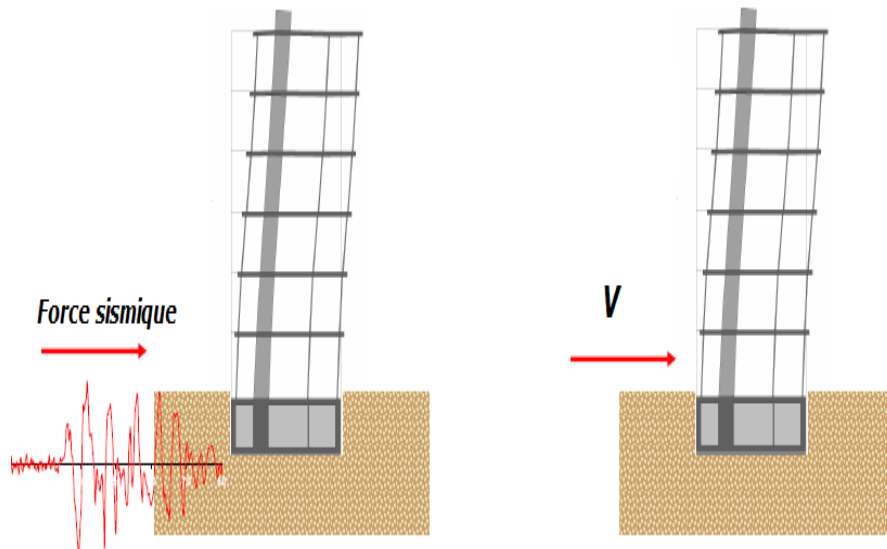
-Buts de l'analyse dynamique

-Détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure.

-Déterminer les modes et les périodes propres.

ROBOT considère un modèle brochette encastré à la base où les masses sont considérées concentrées au niveau de chaque plancher.

-La masse des planchers est calculée de manière à inclure une partie des surcharges d'exploitation Q ($\beta = 0.2$).

Figure 35. Simulation de la force sismique.

2.1. Spectre de réponse de calcul

Cette analyse compte essentiellement à représenter l'action sismique par un spectre de calcul comme il est indiqué dans l'article : 4.3.3 du RPA 99 / version 2003 :

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

A : coefficient d'accélération de zone donné par le tableau (4.1) des RPA99/Version 2003 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment ($A = 0,08$)

η : facteur de correction d'amortissement

$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$ Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages structure .

Donc : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 7}} = 0.88 > 0.7$

Q : facteur de qualité, il est déterminée par la formule :

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

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non. Sa valeur est donnée au tableau (4.4) des RPA99/Version 2003.

Le tableau suivant résume les pénalités appliquées à la structure.

Tableau. 3.1.- Valeurs des pénalités P_q

| Critère q | P_{qx} | P_{qy} |
|--|-------------|-------------|
| 1. Conditions minimales sur les files de contreventement | 0 | 0 |
| 2. Redondance en plan | 0 | 0 |
| 3. Régularité en plan | 0 | 0 |
| 4. Régularité en élévation | 0 | 0 |
| 5. Contrôle de la qualité des matériaux | 0.05 | 0.05 |
| 6. Contrôle de la qualité de l'exécution | 0.10 | 0.10 |
| ΣP_q | 0.15 | 0.15 |

On a alors pour les deux sens $Q = 1 + 0.15$ d'où **Q = 1.15**
on ressortir que : $Q_x = Q_y = 1.15$

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

R : coefficient de comportement site $\rightarrow T_1 = 0.15$ sec et $T_2 = 0.5$ sec

R = 3,5 Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé (tableau 4.3 RPA 99 / version 2003)

Estimation de la période fondamentale de la structure :

Dans notre cas (structure mixte) la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les **formules 4-6 et 4-7** du **RPA99,version2003**

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

Avec:

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'aux dernier niveau (N).

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le tableau (4,6) du RPA99, version 2003 p31 $\rightarrow C_T = 0,050$

D : la dimension du bâtiment mesuré a sa base dans la direction de calcul considérée

$$\text{Donc } T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

$$C_T h_N^{3/4} = 0,05 \times 30.6^{3/4} = 0,65 \text{ sec}$$

on peut également utiliser aussi la formule :

$$T_x = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D_x}} = \frac{0.09 \times 30.6}{\sqrt{27.2}} = 0.53 \text{ sec} \Rightarrow T_x = 0.53 \text{ sec}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D_y}} = \frac{0.09 \times 30.6}{\sqrt{16.8}} = 0.67 \text{ sec} \Rightarrow T_y = 0.65 \text{ sec}$$

-Nombre de modes à considérer

Le RPA99/version2003 (article 4.3.4 -a) préconise de prendre en considération ce qui suit:

a) Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

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

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

b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes K retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_k \leq 0.20 \text{ sec}$$

Où : N est le nombre de niveaux au dessus du sol et T_k la période du mode K.

-Résultats de l'analyse dynamique par ROBOT de la première proposition pour la structure

| Mode | Fréquence [Hz] | Période [sec] | Masse Modale UX [%] | Masse Modale UY [%] | Masses Cumulées UX [%] | Masses Cumulées UY [%] |
|------|----------------|---------------|---------------------|---------------------|------------------------|------------------------|
| 1 | 1,25 | 0,80 | 0,04 | 67,71 | 0,04 | 67,71 |
| 2 | 1,35 | 0,74 | 8,83 | 0,28 | 8,86 | 0,28 |
| 3 | 1,45 | 0,69 | 60,82 | 0,00 | 69,69 | 0,00 |
| 4 | 5,10 | 0,20 | 0,16 | 17,21 | 69,85 | 17,21 |
| 5 | 5,43 | 0,18 | 14,72 | 0,29 | 84,58 | 0,29 |
| 6 | 6,00 | 0,17 | 0,90 | 0,13 | 85,48 | 0,13 |
| 7 | 11,59 | 0,09 | 0,07 | 6,61 | 85,55 | 6,61 |
| 8 | 12,25 | 0,08 | 6,29 | 0,09 | 91,83 | 0,09 |
| 9 | 14,00 | 0,07 | 0,21 | 0,06 | 92,04 | 0,06 |
| 10 | 19 | 0,05 | 0,01 | 3,21 | 92,05 | 3,21 |

D'après le tableau ci-dessus on constate ce qui suit :

- le 1^{er} mode est un mode de translation ($u_x=0,04\%$, $u_y=67,71\%$)
- le 2^{ème} mode est un mode de torsion ($u_x=8,83\%$, $u_y=0,28\%$)
- le 3^{ème} mode est un mode translation ($u_x=60,82\%$, $u_y=00,00\%$)

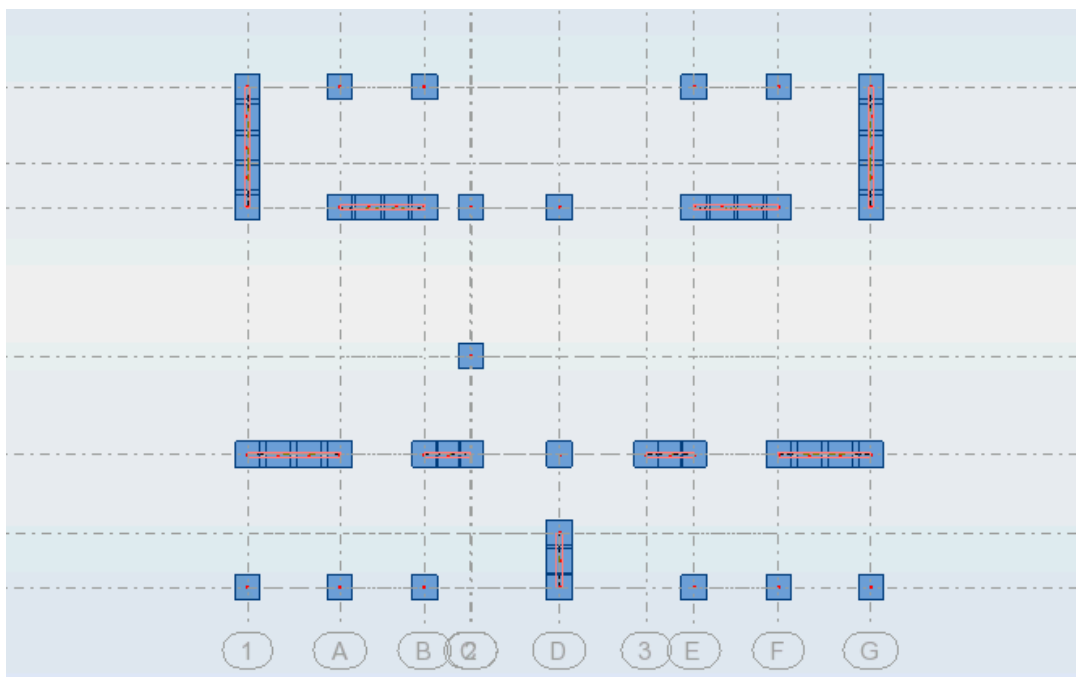


Figure36 . La première disposition des voiles adoptée est indiquée à la figure.

Nous remarquons a partir des résultats obtenus que la structure est instable :

- Le mode(1): il ya une translation .
- Le mode(2): il ya une torsion
- Le mode(3): il ya une translation.

- La solution :

Pour cette raison, on propose de diminuer le nombre des voiles dans le sens des X et augmenter le nombre des voiles dans le sens des Y pour améliorer le comportement de la structure en particulier vis-à-vis de la torsion,

A cause de ces résultats négatifs qui on a les découvrais dans la 1ère disposition des voiles, on a cherché une autre disposition adéquat, qui permis de respecter les conditions préconisées par RPA99/V2003 et aussi le plan d'architecture.

- Pour rigidifier le bâtiment, il y a trois solutions simples :

- 1) Rajouter des voiles supplémentaires.
- 2) Changer leur disposition de tel sort les rendue plus rigide.
- 3) Augmenté les sections des portiques.

Donc on rajouter des voiles dan le sens des Y et diminuer dans le sens des X

Deuxième choix de disposition des voiles

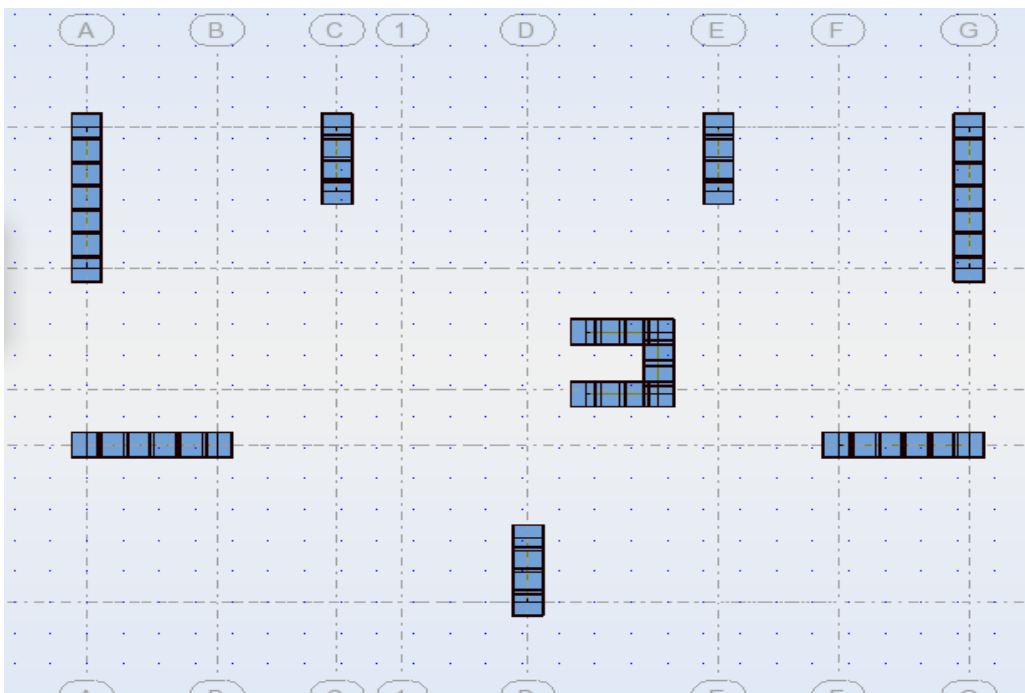


Figure 37. Deuxième choix de disposition des voiles.

les résultats obtenus avec la nouvelle conception sont les suivants.

-Résultats de l'analyse dynamique par ROBOT pour la deuxième proposition :

| Mode | fréquence | période | Masse modale U _x (%) | Masse modale U _y (%) | Masses Cumulées UX [%] | Masses Cumulées UY [%] |
|------|-----------|---------|---------------------------------|---------------------------------|------------------------|------------------------|
| 1 | 1,21 | 0,83 | 70,40 | 0,00 | 70,40 | 0,00 |
| 2 | 1,35 | 0,74 | 0,00 | 67,30 | 70,40 | 67,31 |
| 3 | 1,38 | 0,72 | 0,14 | 1,01 | 70,54 | 68,32 |
| 4 | 4,37 | 0,23 | 15,20 | 0,00 | 85,74 | 68,32 |
| 5 | 5,42 | 0,18 | 0,00 | 17,09 | 85,74 | 85,41 |
| 6 | 5,96 | 0,17 | 0,11 | 0,39 | 85,86 | 85,80 |
| 7 | 9,60 | 0,10 | 6,20 | 0,00 | 92,06 | 85,80 |
| 8 | 12,32 | 0,08 | 0,00 | 6,40 | 92,06 | 92,19 |
| 9 | 13,88 | 0,07 | 0,04 | 0,15 | 92,10 | 92,34 |
| 10 | 16,13 | 0,06 | 3,30 | 0,00 | 95,39 | 92,34 |

-Interprétation:

D'après le tableau ci-dessus on constate ce qui suit :

- le 1^{er} mode est un mode la translation. ($u_x=70.40\%$, $u_y= 0.00\%$),
- le 2^{ème} mode est un mode la translation ($u_x= 0,00\%$, $u_y= 67.30\%$).
- le 3^{ème} est un mode la translation ($u_x= 0.14\%$, $u_y= 1.01\%$)

On a choisi la disposition des voiles comme suivante

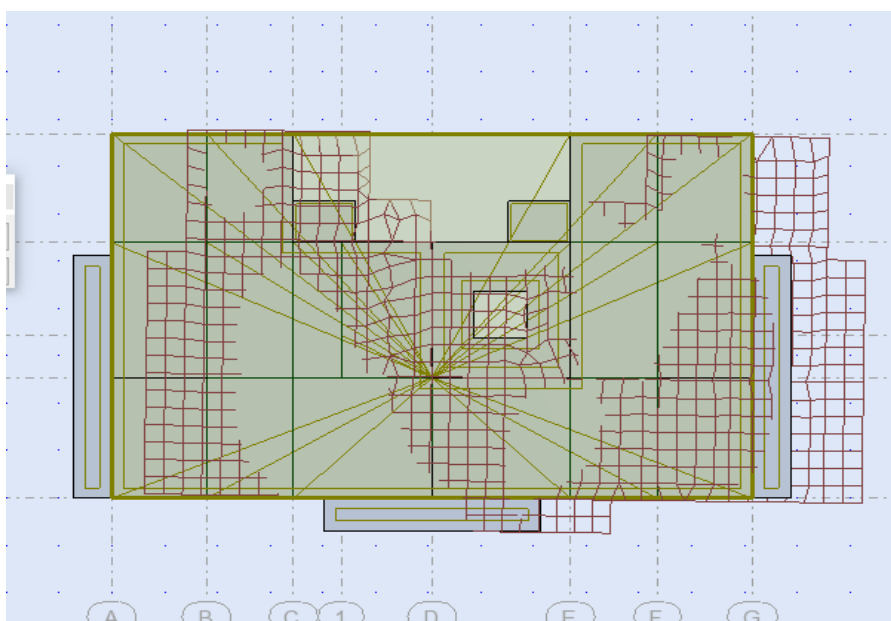


Figure 38. Premier mode de vibration vue en plan.

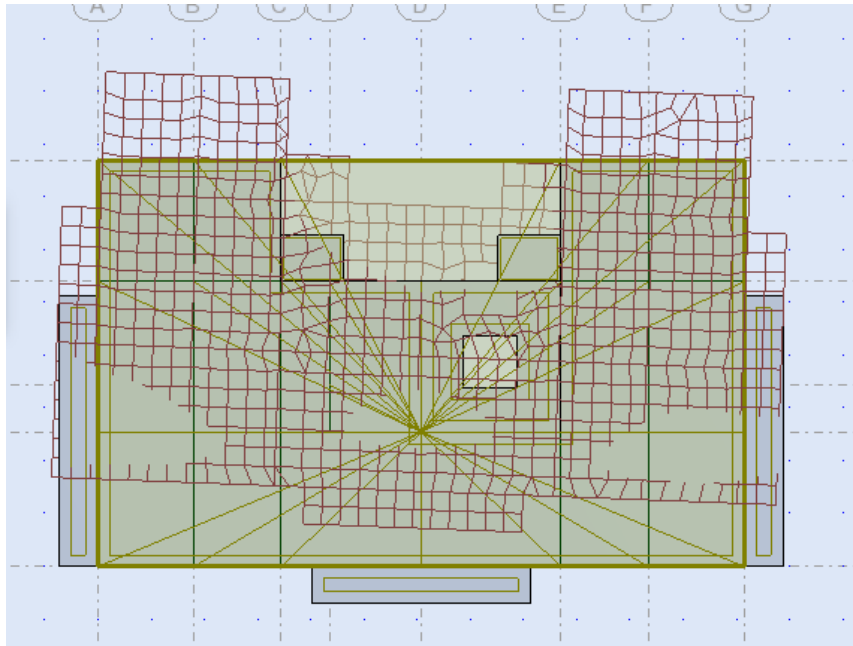


Figure 39. Deuxième mode de vibration vue en plan.

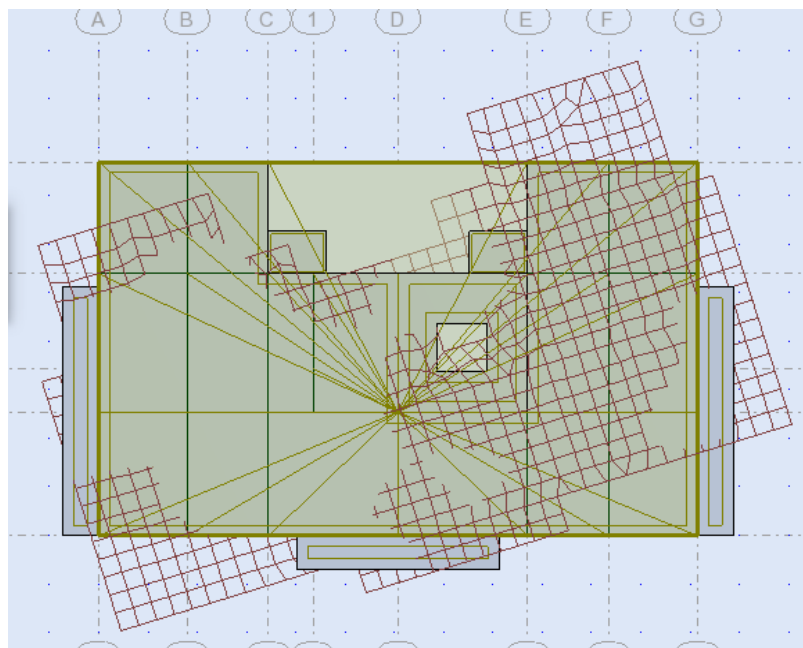


Figure 40. Troisième mode de vibration vue en plan.

-on constate qu'il faut 8 modes pour atteindre 90% de participation des masses modales exigée par le RPA 99 VERSION 2003 ART 4.3.4.a

-le 1^{er} mode est un mode translation selon l'axe X avec 70,40% de participation de masse modale.

-le 2^{ème} mode est un mode translation selon l'axe Y avec 67,30%de participation de masse modale.

-le 3^{ème} mode est mode torsion pure.

-on constate que la majorité des modes sont indépendants (les modes de translation ne sont pas couplés avec la torsion)

Pour cette raison, on adopte cette conception structurale qui nous donne un meilleur comportement de notre structure vis-à-vis du séisme.

➤ Période fondamentale

RPA99/Versions 2003(Art 4.2.4.4) préconise qu'il faut que la valeur de T_{dyn} calculée par la méthode numérique (ROBOT), ne dépasse pas la valeur T estimée par les méthodes empiriques appropriées de plus de 30 %

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir la valeur de la période fondamentale

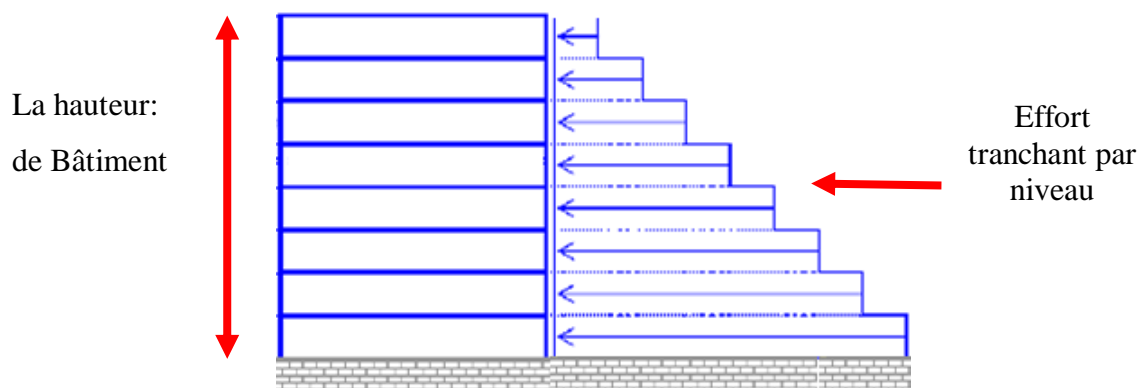
$$1.3 \times T_x = 0.84 > T_{dyn,x} = 0.83 \text{ sec} \quad (\text{C.V})$$

$$1.3 \times T_y = 0.85 > T_{dyn,y} = 0.74 \text{ sec} \quad (\text{C.V})$$

2.2.L'effort tranchant sismique de l'étage

Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur:

Les résultats sont donnés dans les tableaux pour les deux directions principales.



- **Sens longitudinal**

| Etage | Fx (kN) (Total) | Fx sur les Poteaux | Fx sur les voiles |
|--------------|----------------------------|-------------------------------|--------------------------|
| RDC | 1518,05 | 349,44 | 1168,62 |
| 1 | 1492,22 | 407,08 | 1085,14 |
| 2 | 1435,15 | 519,56 | 915,60 |
| 3 | 1355,10 | 563,48 | 791,62 |
| 4 | 1251,35 | 638,79 | 612,55 |
| 5 | 1128,32 | 449,37 | 678,95 |
| 6 | 986,92 | 463,86 | 523,06 |
| 7 | 818,54 | 427,51 | 391,03 |
| 8 | 620,00 | 383,28 | 236,72 |
| 9 | 372,83 | 414,06 | -41,23 |

- **Sens transversal**

| Etage | Fy (kN) (Total) | Fy sur les Poteaux | Fy sur les voiles |
|--------------|----------------------------|-------------------------------|--------------------------|
| RDC | 1590,85 | 295,68 | 1295,17 |
| 1 | 1567,69 | 323,34 | 1244,36 |
| 2 | 1510,26 | 424,91 | 1085,35 |
| 3 | 1426,31 | 475,00 | 951,31 |
| 4 | 1322,36 | 544,27 | 778,10 |
| 5 | 1197,18 | 415,03 | 782,15 |
| 6 | 1048,25 | 430,16 | 618,08 |
| 7 | 874,44 | 409,50 | 464,94 |
| 8 | 666,61 | 374,69 | 291,92 |
| 9 | 397,86 | 350,04 | 47,82 |

- **Vérifications: selon RPA 99 version 2003 (Art 3.4.2)**

- les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales

- Que les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales (de logiciel ROBOT)

- ❖ Les sollicitations verticales totales de la structure : 36152,71KN

- ❖ Les sollicitations verticales reprises par les voiles : 15841,04 KN

$$\frac{15841,04}{36152,71} = 43,81\% > 20\% \quad \text{CV}$$

-Les effort tranchant à la base par ROBOT

| | |
|--------------------------|----------------|
| Sens longitudinal | VX = 151,805 t |
| Sens transversal | VY = 159,085t |

3. -VERIFICATION DE LA RESULTANTE DES FORCES SISMIQUES PAR RAPPORT A LA METHODE STATIQUE EQUIVALENTE

Selon RPA99/version2003 art 4.3.6

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeur modales ne doit pas être inférieur à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t \leq 0,80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces,

déplacements, moments, ...) dans le rapport $0.8V/V_t$.

-Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale V est donnée par la formule suivante :

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

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

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5 \eta (T_2/3,0)^{2/3} \cdot (3,0/T)^{5/3} & T > 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

T : période fondamentale de la structure.

On a : $T_2 \leq T_x \leq 3,0 \text{ sec} \Rightarrow D_x = 2,5 \eta (T_2/T_x)^{2/3}$

$T_2 \leq T_y \leq 3,0 \text{ sec} \Rightarrow D_y = 2,5 \eta (T_2/T_y)^{2/3}$

Donc : **$D_x = 1.85$** **$D_y = 1.78$**

W : poids de la structure qui est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) par la formule:

$W = \sum W_i$ avec $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes

W_{Qi} : la charge d'exploitation

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 (RPA 99/version 2003)

Pour un bâtiment d'habitation $\rightarrow \beta = 0.20$.

| calcul automatique robot | |
|-------------------------------------|--|
| Niveau | $W_{\text{étage}}$ (t) |
| 9^{ème} | 336,612 |
| 8^{ème} | 304,968 |
| 7^{ème} | 304,803 |
| 6^{ème} | 303,951 |
| 5^{ème} | 303,950 |
| 4^{ème} | 310,368 |
| 3^{ème} | 316,111 |
| 2^{ème} | 316,110 |
| 1^{er} | 316,110 |
| RDC | 344,436 |
| La somme | 3157,419 |

4. CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES ET MASSIQUES DE LA STRUCTURE

Détermination de centre de gravité des masses et le centre des rigidités

a- Centre de gravité des masses

La détermination du centre de gravité des masses est basée sur le calcul des centres des masses de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, voiles, ...etc.),

Les coordonnées du centre de gravité des masses et données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_i} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum M_i \times Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : la masse de l'élément i.

X_i, Y_i : les coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport à un repère global.

b- Centre de gravité des rigidités

Les coordonnées du centre des rigidités peut être déterminé par les formules ci-après Avec :

$$X_G = \frac{\sum I_{xi} \times X_i}{\sum I_{xi}} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum I_{xi} \times Y_i}{\sum I_{xi}}$$

I_{yi} : Inertie de l'élément i dans le sens y.

X_i : Abscisse de l'élément I_{yi}.

I_{xi} : Inertie de l'élément i dans le sens x.

Y_i : Ordonnée de l'élément I_{xi}.

Le tableau ci-après résume les résultats des différents centres de gravité et de rigidité.

| Etage | Masse [t] | I _x [tm ²] | I _y [tm ²] | I _z [tm ²] |
|------------|-----------|-----------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|
| RDC | 328,36478 | 7060,07961 | 20839,80172 | 27899,88132 |
| 1 | 322,34279 | 6942,23368 | 20823,44833 | 27765,68201 |
| 2 | 322,34279 | 6942,23368 | 20823,44833 | 27765,68201 |
| 3 | 322,34279 | 6942,23368 | 20823,44833 | 27765,68201 |
| 4 | 322,34279 | 6942,23368 | 20823,44833 | 27765,68201 |
| 5 | 309,94303 | 6573,24927 | 20187,29015 | 26760,53942 |
| 6 | 309,94303 | 6573,24927 | 20187,29015 | 26760,53942 |
| 7 | 310,81293 | 662718780 | 20187,39783 | 26814,58563 |
| 8 | 310,52439 | 6627,09632 | 20187,38906 | 26814,48538 |

| Etage | Masse [t] | Position du centre de gravité G (x,y,z) [m] | Position du centre de rigidités R (x,y,z) [m] | ex ₀ [m] | ey ₀ [m] |
|------------|-----------|---|---|---------------------|---------------------|
| RDC | 328,36478 | 12,17/ 7,23/ 1,36 | 12,31/ 5,56/ 2,46 | 0,14 | 1,66 |
| 1 | 322,34279 | 12,17/ 7,15/ 4,34 | 12,31/ 5,56 /5,51 | 0,13 | 1,59 |
| 2 | 322,34279 | 12,17/ 7,15/ 7,14 | 12,31/ 5,56/ 8,57 | 0,13 | 1,59 |
| 3 | 322,34279 | 12,17/ 7,15/ 10,20 | 12,31/ 5,56/ 11,63 | 0,13 | 1,59 |
| 4 | 322,34279 | 12,17/ 7,15/ 13,26 | 12,31/ 5,56/ 14,69 | 0,13 | 1,59 |
| 5 | 309,94303 | 12,19/ 7,17 /16,32 | 12,31/ 5,55 /17,81 | 0,12 | 1,62 |
| 6 | 309,94303 | 12,19/ 7,17/19,38 | 12,31/ 5,55/ 20,87 | 0,12 | 1,62 |
| 7 | 310,81293 | 12,19/ 7,15/ 22,44 | 12,31/ 5,55/ 23,93 | 0,12 | 1,60 |
| 8 | 310,52439 | 12,19/ 7,15/ 25,76 | 12,31/ 5,55/ 26,99 | 0,12 | 1,60 |

ex₀ : excentricité théorique suivent x.

ey₀ : excentricité théorique suivent y.

5. EXCENTRICITE ACCIDENTELLE

L'article 4.3.7 du RPA99/version2003 impose dans le cas où il est procédé a une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculé, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale a $\pm 0.05L$ (L étant la dimension de plancher perpendiculaire à la direction de d'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Nous aurons alors :

$$Ex \text{ totale} = ex \text{ théorique} \pm 5\% Lx = Xg - Xc \pm 5\% Lx$$

$$Ey \text{ totale} = ey \text{ théorique} \pm 5\% Ly = Yg - Yc \pm 5\% Ly$$

L'excentricité accidentelle est fixée par RPA99/version2003 à 5%, d'où :

$$Ex (\text{acc}) = 0.05Lx \text{ avec } Lx = 27.20 \text{ m} \rightarrow Ex (\text{acc}) = 1.36 \text{ m}$$

$$Ey (\text{acc}) = 0.05Ly \text{ avec } Ly = 15.80 \text{ m} \rightarrow Ey (\text{acc}) = 0.79 \text{ m}$$

| NIVEAU | LX (m) | LY (m) | EX (m) | EY (m) |
|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| RDC | 27.20 | 15.80 | 1.36 | 0.79 |
| 1 | 27.20 | 15.80 | 1.36 | 0.79 |
| 2 | 27.20 | 15.80 | 1.36 | 0.79 |
| 3 | 27.20 | 15.80 | 1.36 | 0.79 |
| 4 | 27.20 | 15.80 | 1.36 | 0.79 |
| 5 | 27.20 | 15.80 | 1.36 | 0.79 |
| 6 | 27.20 | 15.80 | 1.36 | 0.79 |
| 7 | 27.20 | 15.80 | 1.36 | 0.79 |
| 8 | 27.20 | 15.80 | 1.36 | 0.79 |

6. Modélisation par brochette

Le poids de chaque étage est concentré au niveau du centre de gravité de celui-ci, ainsi on obtient un système de 2 poids avec un seul degré de liberté (le déplacement horizontal). Les planchers sont considérés rigides, et le déplacement vertical est supposé négligeable. En conséquence, le bâtiment sera représenté comme il est représenté dans la figure suivante :

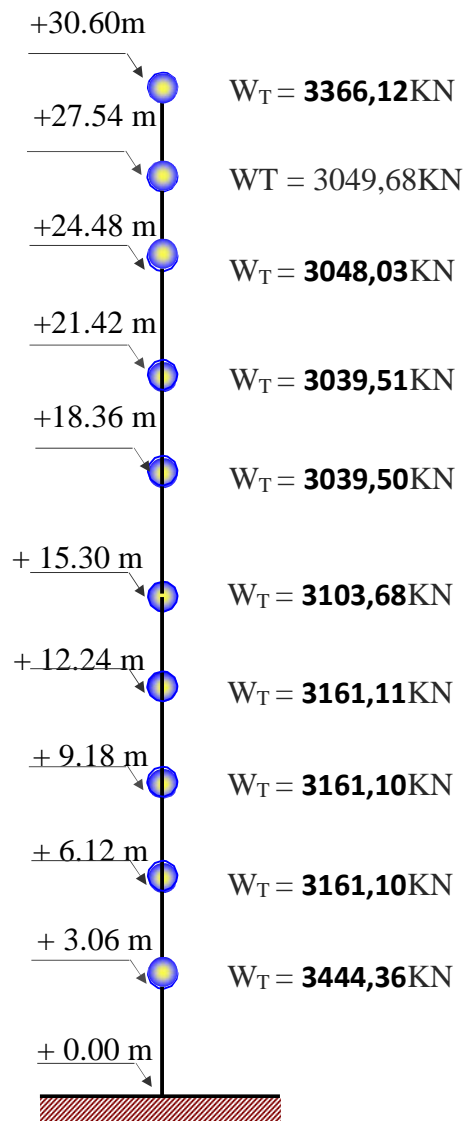


Figure.41- Distribution des poids de chaque étage

Donc La force sismique totale V , appliquée a la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux direction horizontales orthogonales selon la formule :

$$V_x = \frac{A.D.Q}{R} \cdot W = 191,612 \text{ t}$$

$$V_y = \frac{A.D.Q}{R} \cdot W = 184,534 \text{ t}$$

Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats son comme suit :

Effort sismique dans le sens X, $V_t = 151,805 \text{ t}$

Effort sismique dans le sens Y, $V_t = 159,085$ t

| Sens | A | D | R | Q | W(t) | V(t) | 0.8V |
|--------------|------|------|-----|------|----------|---------|---------|
| Longitudinal | 0,08 | 1.85 | 3.5 | 1,15 | 3157,419 | 191,612 | 153,289 |
| Transversal | 0,08 | 1.78 | 3.5 | 1,15 | 3157,419 | 184,534 | 147,627 |

| | Vt(t) | V (t) | 80%V | Vt(t) > 0.8V |
|--------|---------|---------|---------|--------------|
| Sens X | 151,805 | 191,612 | 153,289 | C.N.V |
| Sens Y | 159,085 | 184,534 | 147,627 | CV |

il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8 V/V_t \times 1,009$

7. Distribution de la force sismique

7.1. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

La résultante des forces sismiques à la base doit être distribuée selon la hauteur de la structure par les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i$$

avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} F_t = 0.07 T.V \quad \text{si } T > 0.7 \text{ s} \\ F_t = 0 \quad \quad \quad \text{si } T < 0.7 \text{ s} \end{array} \right\}$$

Où T est la période fondamentale de la structure (en secondes).

La force $(V - F_t)$ doit être distribuée sur la hauteur suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

avec :

F_t : force horizontale au niveau i.

h_i : niveau du plancher.

F_t : force concentrée au sommet de la structure.

W_i, W_j : poids revenant aux planchers i, j

On a : $T = 0.65s < 0.7 s$, et donc $F_t = 0$;

Alors la formule de distribution des forces F_i devient :

$$F_i = \frac{V \times W_i \times h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau. 3.2.- Distribution de la résultante des forces sismiques à chaque étage(X)

| Niveau | W_i (KN) | h_i (m) | $w_i \times h_i$ | F_i (KN) | v kN |
|----------|------------|-----------|------------------|------------|---------|
| Terrasse | 3366,12 | 30,6 | 103003,27 | 374,08 | 38,28 |
| 8 | 3049,68 | 27,54 | 83988,19 | 305,02 | 412,36 |
| 7 | 3048,03 | 24,48 | 74615,77 | 270,99 | 717,38 |
| 6 | 3039,51 | 21,42 | 65106,30 | 236,45 | 988,37 |
| 5 | 3039,50 | 18,36 | 55805,22 | 202,67 | 1224,82 |
| 4 | 3103,68 | 15,3 | 47486,30 | 172,46 | 1427,49 |
| 3 | 3161,11 | 12,24 | 38691,99 | 140,52 | 1599,95 |
| 2 | 3161,10 | 9,18 | 29018,90 | 105,39 | 1740,47 |
| 1 | 3161,10 | 6,12 | 19345,93 | 70,26 | 1845,86 |
| RDC | 3444,36 | 3,06 | 10539,74 | 38,28 | 1916,12 |

Tableau. 3.2.- Distribution de la résultante des forces sismiques à chaque étage(Y)

| Niveau | W_i (KN) | h_i (m) | $w_i \times h_i$ | F_i (KN) | v kN |
|----------|------------|-----------|------------------|------------|---------|
| Terrasse | 3366,12 | 30,6 | 103003,27 | 360,26 | 36,86 |
| 8 | 3049,68 | 27,54 | 83988,19 | 293,76 | 397,13 |
| 7 | 3048,03 | 24,48 | 74615,77 | 260,98 | 690,89 |
| 6 | 3039,51 | 21,42 | 65106,30 | 227,72 | 951,86 |
| 5 | 3039,50 | 18,36 | 55805,22 | 195,18 | 1179,58 |
| 4 | 3103,68 | 15,3 | 47486,30 | 166,09 | 1374,76 |
| 3 | 3161,11 | 12,24 | 38691,99 | 135,33 | 1540,85 |
| 2 | 3161,10 | 9,18 | 29018,90 | 101,50 | 1676,18 |
| 1 | 3161,10 | 6,12 | 19345,93 | 67,66 | 1777,68 |
| RDC | 3444,36 | 3,06 | 10539,74 | 36,86 | 1845,34 |

7.2. Distribution de l'effort tranchant à chaque étage

L'effort tranchant au niveau de l'étage k : $V_k = F_t + \sum F_i$

On a : $T = 0.65s < 0.7s$, et donc $F_t = 0$;

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous :

7.2. Vérification au renversement

Pour que le bâtiment soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

avec :

$$M_s : \text{Moment stabilisant t, } M_s = W \times \frac{L}{2}$$

$$M_r : \text{Moment renversant, } M_r = \sum F_i \times h_i$$

W : Poids du bâtiment

Le calcul des moments de renversement causés par la force sismique à chaque étage est donné dans le tableau (3.4).

Tableau. 3.4.- Distribution du moment de renversement à chaque étage(X)

| Niveau | h_i (m) | F_i (KN) | M (KN.m) |
|----------|-----------|------------|-----------|
| Terrasse | 30,6 | 374,08 | 11446,848 |
| 8 | 27,54 | 305,02 | 8400,251 |
| 7 | 24,48 | 270,99 | 6633,835 |
| 6 | 21,42 | 236,45 | 5064,759 |
| 5 | 18,36 | 202,67 | 3721,021 |
| 4 | 15,3 | 172,46 | 2638,638 |
| 3 | 12,24 | 140,52 | 1719,965 |
| 2 | 9,18 | 105,39 | 967,480 |
| 1 | 6,12 | 70,26 | 429,991 |
| RDC | 3,06 | 38,28 | 117,137 |
| | | | 41139,925 |

Tableau. 3.4.- Distribution du moment de renversement à chaque étage(Y)

| Niveau | h_i (m) | F_i (KN) | M (KN.m) |
|------------|-----------|---------------|-----------|
| Terrasse | 30,6 | 360,26 | 11023,956 |
| 8 | 27,54 | 293,76 | 8090,150 |
| 7 | 24,48 | 260,98 | 6388,790 |
| 6 | 21,42 | 227,72 | 4877,762 |
| 5 | 18,36 | 195,18 | 3583,505 |
| 4 | 15,3 | 166,09 | 2541,177 |
| 3 | 12,24 | 135,33 | 1656,439 |
| 2 | 9,18 | 101,50 | 931,770 |
| 1 | 6,12 | 67,66 | 414,079 |
| RDC | 3,06 | 36,86 | 112,792 |
| | | | 39620,421 |

Tableau. 3.5.- Vérification au renversement dans le Sens longitudinal(X-X)

| W (KN) | L_x (m) | $L_x/2$ (m) | M_s (KN.m) | M_r (KN.m) | M_s/M_r | Vérification |
|----------|-----------|-------------|--------------|--------------|-----------|--------------|
| 31574,19 | 24.80 | 12.4 | 391519,956 | 39620,421 | 9.88 | Oui |

Tableau. 3.6.- Vérification au renversement dans le Sens transversal (Y-Y)

| W (KN) | L_y (m) | $L_y/2$ (m) | M_s (KN.m) | M_r (KN.m) | M_s/M_r | Vérification |
|----------|-----------|-------------|--------------|--------------|-----------|--------------|
| 31574,19 | 15.8 | 7.9 | 249436,101 | 39620,421 | 6,29 | Oui |

En conclusion : La stabilité de la structure au renversement est vérifiée dans les deux sens.

8. Calcul des déplacements de chaque niveau selon la Méthode Statique Equivalente

$$\text{On a : } F_k \times g = W_k \times a_k \Rightarrow a_k = (F_k \times g) / W_k$$

$$\text{D'autres part on a : } \delta_{ek} = a_k / \omega^2$$

$$\text{D'où : } \delta_{ek} = [(F_k \times g) / W_k] \times T^2 / (2\pi)^2$$

$$g = 9.81 \text{m/s}^2$$

$$\delta_k = R \times [(F_k \times g) / W_k] \times T^2 / (2\pi)^2$$

R : coefficient de comportement = 3.5 pour notre cas.

F_k : force sismique au niveau « k »

W_k : masse du niveau « k »

$\delta_k X$ ou $\delta_k Y$: déplacement d'un niveau « k » par rapport au sol

$$T = 0.65 \text{s}$$

$$\Delta_x^k = \delta_x^k - \delta_x^{k-1}$$

$\Delta_k X$: correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x

(Idem dans le sens y, Δ_y^k)

$\delta_{ek} X$ ou $\delta_{ek} Y$: Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

Tableau. 3.7.-Vérification du déplacement à chaque étage

Sens X-X

| Niveau | hK | $\delta_{ek x}$ | $\delta_k X$ | $\Delta_k X$ | 1% h | Résultats |
|------------|------------|-----------------|--------------|--------------|-------------|---------------------------|
| | (Cm) | (Cm) | (Cm) | (Cm) | (Cm) | |
| RDC | 306 | 0,20 | 0,71 | 0,71 | 3,06 | Condition Vérifier |
| 1 | 306 | 0,61 | 2,12 | 1,41 | 3,06 | Condition Vérifier |
| 2 | 306 | 1,11 | 3,88 | 1,77 | 3,06 | Condition Vérifier |
| 3 | 306 | 1,82 | 6,36 | 2,47 | 3,06 | Condition Vérifier |
| 4 | 306 | 2,42 | 8,48 | 2,12 | 3,06 | Condition Vérifier |
| 5 | 306 | 3,13 | 10,95 | 2,47 | 3,06 | Condition Vérifier |
| 6 | 306 | 3,73 | 13,07 | 2,12 | 3,06 | Condition Vérifier |
| 7 | 306 | 4,34 | 15,19 | 2,12 | 3,06 | Condition Vérifier |
| 8 | 306 | 4,84 | 16,95 | 1,77 | 3,06 | Condition Vérifier |
| 9 | 306 | 5,45 | 19,07 | 2,12 | 3,06 | Condition Vérifier |

Sens Y-Y

| Nv | hK | $\delta_k x$ | $\delta_{ek x}$ | $\Delta_k X$ | 1% h | Résultats |
|------------|------------|--------------|-----------------|--------------|-------------|---------------------------|
| | (Cm) | (Cm) | (Cm) | (Cm) | (Cm) | |
| RDC | 306 | 0,10 | 0,35 | 0,35 | 3,06 | Condition Vérifier |
| 1 | 306 | 0,40 | 1,41 | 1,06 | 3,06 | Condition Vérifier |
| 2 | 306 | 0,81 | 2,83 | 1,41 | 3,06 | Condition Vérifier |
| 3 | 306 | 1,31 | 4,59 | 1,77 | 3,06 | Condition Vérifier |
| 4 | 306 | 1,82 | 6,36 | 1,77 | 3,06 | Condition Vérifier |
| 5 | 306 | 2,42 | 8,48 | 2,12 | 3,06 | Condition Vérifier |
| 6 | 306 | 2,93 | 10,24 | 1,77 | 3,06 | Condition Vérifier |
| 7 | 306 | 3,43 | 12,01 | 1,77 | 3,06 | Condition Vérifier |
| 8 | 306 | 4,04 | 14,13 | 2,12 | 3,06 | Condition Vérifier |
| 9 | 306 | 4,44 | 15,54 | 1,41 | 3,06 | Condition Vérifier |

Conclusion : Les déplacements relatifs Δ_k sont vérifiés.

Vérification du coefficient de comportement R :

Dans notre étude R proposée est R=3,5

Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé R=3,5

Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent *plus de 20%* des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

Charges verticales :


P voiles = -15841,04KN P global = -36152,71KN

P Global/P voile = 43,81% > 20% c.v

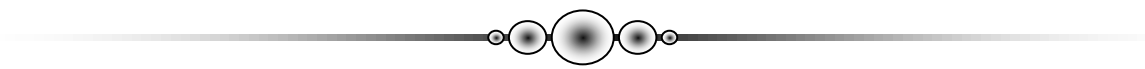
Avec :

Pglobal : l'effort normal de la structure global.

Pvoiles : l'effort normal des voiles



*Conception et étude d'un bâtiment (R+9) a
usage multiple (habitation et commerce),
contreventé par des portiques et Voiles en
béton armé*



Chapitre 5

LES COMBINAISONS D'ACTION

CHAPITRE V. LES COMBINAISONS D'ACTION

1. INTRODUCTION

Les éléments principaux sont soumis aux actions dues aux charges permanentes et aux charges d'exploitation ainsi qu'aux actions sismiques.

Leurs ferraillements doivent être réalisés de façon à résister aux combinaisons des différentes actions en considérant les combinaisons les plus défavorables.

La réglementation en vigueur **BAEL 91** et **RPA 99 version 2003** nous dictent un certain nombre de combinaisons avec lesquelles nous allons travailler.

2. LES COMBINAISONS D' ACTIONS

- **Règlement BAEL 91**

Ce sont des combinaisons qui prennent en compte uniquement les charges permanentes **G** et les charges d'exploitation **Q**

$$1,35 G + 1,5 Q \text{ à l'E.L.U}$$

1.1. G + Q à l'E.L.S

- **-Règlement RPA 99**

Ce sont des combinaisons qui prennent en considération les charges sismiques **E**.

$$G + Q + E \quad (1)$$

$$0,8 G \pm E \quad (2)$$

-Pour les portiques

-Les poteaux

À l'ELU : $1,35 G + 1,5 Q$ (BAEL 91)

À l'ELS : $G + Q$

$$G + Q + E \text{(RPA99)}$$

$$0,8 G \pm E$$

Sachant que :

- La combinaison $(G + Q + E)$ donne un effort normal maximal et un moment correspondant $(N_{\max}, M_{\text{corr}})$.
- La combinaison $(0.8G + E)$ donne un effort normal minimum et un moment correspondant $(N_{\min}, M_{\text{corr}})$.

-Les poutres

À l'ELU $1,35 G + 1,5 Q$ (BAEL 91)

À l'ELS $G + Q$

$G + Q + E$ (RPA 99)

$0,8 G \pm E$

- La combinaison ($G + Q \pm E$) donnera le moment négatif maximal en valeur absolue sur les appuis et donne le ferraillement supérieur au niveau des appuis .
- La combinaison ($0.8G \pm E$) donnera le moment négatif ou positif minimum en valeur absolue sur les appuis et donne le ferraillement inférieur au niveau des appuis dans le cas où le moment est positif .

-Pour les voiles

$G + Q + E$ (RPA 99)

$0.8G \pm E$

3. FERRAILLAGE DES ELEMENTS PORTEURS

Le ferraillement des éléments résistants doit respecter les règlements en vigueur en l'occurrence le **RPA99 version 2003** et le **BAEL 91**.

3.1. Ferraillement des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts arrivant des poutres vers les fondations, et sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M ». Ils sont calculés en flexion composée.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

- Caractéristiques mécaniques des matériaux

| Situation | Béton | | | Acier (TYPE 1 FeE400) | | |
|--------------|------------|--------------------|---------------------|-----------------------|-------------|------------------|
| | γ_b | F_{c28} (MPa) | σ_b (MPa) | γ_s | Fe (MPa) | σ_s (MPa) |
| Durable | 1,5 | 25 | 14,2 | 1,15 | 400 | 348 |
| Accidentelle | 1,15 | 25 | 18.5 | 1 | 400 | 400 |

➤ **calcul de le ferrailage**

Une section soumise à la flexion composées est dite partiellement comprimée si:

- ❖ N est un effort de compression et le centre pression (c) se trouve à l'extérieur de la section.
- ❖ N est un effort de compression et le centre (c) se trouve à l'intérieur de la section, et la condition suivante est remplie

$$N(d - c') - M_a \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c}{h} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot \bar{\sigma}_b \cdot$$

(I)

(II)

- **Le Moment fictif**

$$M_a = M_g + N \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$A = A^f \quad A = A'_f - \frac{N}{100 \cdot \bar{\sigma}_s}$$

- **Combinaison des charges**

En fonction du type de sollicitation, on distingue les combinaisons suivantes :

❖ **Selon le BAEL 91**

- ELU : 1,35 G + 1,5 Q

-EL.S : G + Q

❖ **Selon le RPA 99**

- G + Q + E (M_{max} → N_{corr})

- 0,8 G ± E (N_{min} → M_{corr})

Donc ils doivent être ferrailés en flexion composée à l' E.L.U.

- **Recommandation de (RPA 2003)**

1/ Pourcentage minimal (zone I) : 0,7 %

2/ Pourcentage maximal : 3 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement.

3/ Diamètre minimum : 12 mm.

4/ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone I).

- **Armatures transversales**

➤ **BAEL91 :(art A.8.1, 3)**

1/ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$

2/ leur espacement : $St \leq \min (15 \phi_\ell ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

3/ La quantité des armatures transversales $\frac{A_t}{S_t \cdot b_1}$ en ‰ est donnée comme suit:

Si $\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0,3 \%$

Si $\lambda_g \leq 5 \rightarrow 0,8 \%$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7 L$)

➤ **RPA 99 (VER 2003)**

1/ Les armatures transversales des poteaux sont calculées par la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversaux ($f_e = 235 \text{ MPa}$).

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants

$\rho_a = 2.5$ Si $\lambda_g \geq 5$.

$\rho_a = 3.75$ Si $\lambda_g < 5$.

S_t : est l'espacement des armatures transversales

- La zone nodale : $S_t \leq \min(10 \phi_l, 15 \text{ cm})$

- La zone courante : $S_t \leq 15 \phi_l$

ϕ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales.

- Exemple de calcul

Soit le poteau du RDC (dimension 50×50) :

$c = c' = 4 \text{ cm}$; $s = 50 \times 50 \text{ cm}^2$; $H = 3.06 \text{ m}$: hauteur totale du Poteau.

| ELU | | G+Q ± E | | 0,8G+E | | ELS | |
|--------------------------|----------------------------|----------------------------|--------------------------|--------------------------|----------------------------|--------------------------|----------------------------|
| N _{MAX} (KN) | M _{COR} (KN.M) | M _{MAX} (KN.M) | N _{COR} (KN) | N _{MIN} (KN) | M _{COR} (KN.M) | N _{MAX} (KN) | M _{COR} (KN.M) |
| 1105.29 | 15.47 | 41.30 | 773.84 | 265.77 | 8.05 | 805.07 | 11.19 |

Ferrailage longitudinal

- (ELU)

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de L'ELU de stabilité de forme conformément à L'article .A.4.3.5 du BAEL99 en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 ; e_1 = e_a + e_0$$

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après l'exécution) $\rightarrow e_a = \max(2 \text{ cm}; \frac{L}{250}) \rightarrow e_a = \max(2 \text{ cm}; \frac{306}{250}) \rightarrow e_a = 2$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{15470}{1105290} = 0.0139 \text{ m} = 1.39 \text{ cm}$$

e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 1.38 = 3.39 \text{ cm}$$

on peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire :

$$\text{Si } l_f / h < \max(15 ; 20 \cdot e_1 / h)$$

l : hauteur totale du Poteau.

l_f : longueur de flambement du poteau

$$l_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times 3.06 = 2.142 \text{ m.}$$

$$4.284 < \max(15 ; 0.552)$$

Donc , les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire : e_2 : excentricité due aux effets du second ordre

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \phi) \cdot \Phi$$

α : Le rapport du moment du premier ordre.

Φ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée

sous la charge considérée, ce rapport est généralement pris égale à 2.

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{h} = 14.82$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.82$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.50} (2 + 2 \times 0.82) = 0.0100m.$$

$$e = e_1 + e_2 = 3.39 + 1.0 = 4.39cm$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \cdot e = 1105290 \times 0.0439 = 48522,231 \text{ N.m}$$

- **Les efforts corrigés seront**

$$N_{\text{MAX}} = 1105290 \text{ N}; \quad M_{\text{corrigé}} = 48522.231 \text{ N.m.}$$

$$II = (0.337 h - 0.81 c'). \text{ b.h. } \sigma_b = (0.337 \times 50 - 0.81 \times 4) 50 \times 50 \times 14.2 = 483155 \text{ N.m}$$

$$I = N_u (d-c) - M_{\text{ua}}$$

$$M_{\text{ua}} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 48522.231 + 1105290 \times (0.46 - \frac{0.50}{2}) = 280633,131 \text{ N.m}$$

$$I = 1105290 (0,46 - 0,04) - 280633,131 = 183588,669 \text{ N.m}$$

$II > I$; donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b b \cdot d^2} = \frac{280633,131}{14.2 \times 50 \times 46^2} = 0.186$$

$$\overline{\sigma}_b = 14.2 \text{ Mpa} \rightarrow \overline{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa.}$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow (\alpha = 0.5; \beta = 0.80)$$

$$A_f = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{280633,131}{348 \times 0.80 \times 46} = 29.913 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 29.913 - \frac{1105290}{100 \times 348} = -1.84 \text{ cm}^2$$

- **(G+Q+E)**

| N_{cor} (N) | M_{max} (N.m) | $e_0 = M/N$ | e (m) | M_{cor} (N.m) | (II) (N.m) | M_{ua} | (I) (N.m) |
|----------------------|------------------------|-------------|---------|------------------------|------------|-----------------|-----------|
| 773840 | 41300 | 0.053 | 0.0833 | 644608,72 | 483155 | 203806,4 | 121206,4 |

$II > I$, donc la section est partiellement comprimée.

$$\overline{\sigma}_b = 18.5 \text{ Mpa}, \overline{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa.} \Leftrightarrow \text{situation - accidentelle.}$$

| M_1 (N.m) | μ | μ_l | α | β | A_f (cm ²) | A (cm ²) |
|-------------|-------|---------|----------|---------|--------------------------|------------------------|
|-------------|-------|---------|----------|---------|--------------------------|------------------------|

| | | | | | | |
|----------|-------|-------|-------|-------|--------|-------|
| 203806,4 | 0.135 | 0.392 | 0.181 | 0.927 | 13.734 | 7.877 |
|----------|-------|-------|-------|-------|--------|-------|

- **(0,8G+E)**

| N_{\min} (N) | M_{cor} (N.m) | $e_0 = M/N$ | e (m) | $M_{\text{corrigé}}$ (N.m) | (II) (N.m) | M_{ua} (N.m) | (I) (N.m) |
|-------------------|---------------------------|-------------|---------|-------------------------------|---------------|-----------------------|-----------|
| 265770 | 8050 | 0.0302 | 0.0602 | 15999,354 | 483155 | 38613,55 | 73009,85 |

$II > I$, donc la section est partiellement comprimée.

$$\bar{\sigma}_b = 18.5 \text{ Mpa}, \bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa}. \Leftrightarrow \text{situation - accidentelle.}$$

| M_1 (N.m) | μ | μ_t | α | β | A_f (cm ²) | A (cm ²) |
|-------------|--------|---------|----------|---------|--------------------------|------------------------|
| 38613,55 | 0.0197 | 0.392 | 0.024 | 0.990 | 2.436 | -5.200 |

- **Vérification des sections :RPA (99ver2003)**

- D'après (RPA2003) on a le pourcentage minimal des armatures longitudinales.

$$A_{\min} = 0.7\% (h.b) = 0.007(50 \times 50) = 17,5 \text{ cm}^2 \quad \text{Zone I}$$

- **Condition de non fragilité : BAEL91 art A.4.2**

$$A_{\min} = 0.23 d.b. \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.777 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}, A_{\min}^{\text{BAEL}}, A_{\min}^{\text{RPA}}) = 17.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 12\text{HA}14 = 18.47 \text{ cm}^2$$

- **Vérification à L' ELS**

Après le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

- les contraintes sont calculées à l'E LS sous les sollicitations de ($N_{\text{ser}}, M_{\text{ser}}$)

la fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier.

$$\text{la contrainte du béton est limitée par : } \bar{\sigma}_b = 0,6.f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{la contrainte d'acier est limitée par : } \bar{\sigma}_s = 400 \text{ Mpa}$$

Les poteaux sont calculés en flexion composée.

$$N_{\text{ser}} = 805070 \text{ N}; M_{\text{ser}} = 11190 \text{ N.m.}$$

$$e_0 = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{11190}{805070} = 0.013 \text{ m} \quad e_0 = 0.018 < \frac{h}{6} = \frac{0.50}{6} = 0.083$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que $\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = h \times b + 15(A) = 50 \times 50 + 15(18.47) = 2777,05 \text{ cm}$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1 c + A_2 d) \right] = 25 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 50 - 25 = 25 \text{ cm}$$

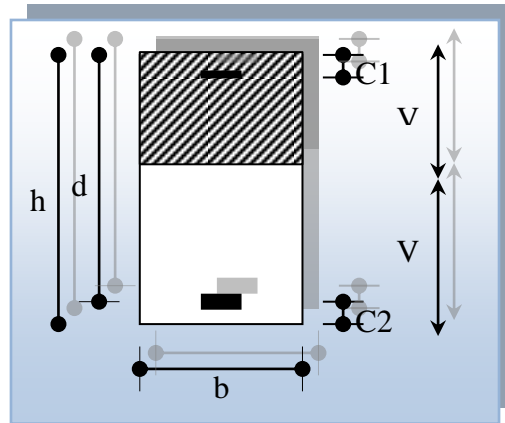


Figure 42 section de poteau.

$$I_{xx} = \frac{b}{3}(v_1^3 + v_2^3) + 15(A_1 \times (v_1 - c_1)^2 + A_2 \times (v_2 - c_2)^2)$$

$$I_{xx} = \frac{50}{3}(25^3 + 25^3) + 15[9.23(25 - 4)^2 + 9.23(25 - 4)^2] = 642946.23 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

M_G : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène →

$$M_G = 11190 \text{ N.m}$$

$$\sigma_0 = \frac{805070}{100 \times 2777,05} = 2.90 \text{ Mpa}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}} = \frac{11190}{523035.87} = 0.0213$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1 = 2,9 + 0.0213 \times 25 = 4.106 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 3,432 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots (cv)$$

Donc les armatures déterminées pour L' E.L.U de résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de σ_s à L'E.L.S est :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')] = 15[2.90 + 0.0213(25 - 4)] = 50,209 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 - K(d - v_1)] = 15[2.90 - 0.0213(46 - 25)] = 36,790 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^1 = 50.209 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_s} \dots (C.V)$$

$$\sigma_s^2 = 36.790 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_s} \dots (C.V)$$

- Armatures transversales**- Vérification du poteau à l'effort tranchant**

On prend l'effort tranchant max et on généralise les sections d'armatures pour tous les poteaux. La combinaison (G + Q ± E) donne l'effort tranchant max .

$$V_{\max} = 57.07 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{57,07 \times 10^{-3}}{0.50 \times 0.46} = 0.248 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau = 0,248 < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$ conditions vérifiées.

-Calcul d'armature transversale

Selon (**RPA99 version 2003**) les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide

de la formule suivante : $A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

$$\lambda_g = \left(\frac{2.142}{0.50} \text{ ou } \frac{2.142}{0.50} \right) \rightarrow \lambda_g = (4.284 \text{ ou } 4.284) < 5 \text{ alors : } \rho_a = 3.75$$

S_t : c'est l'espacement des armatures transversales

- La zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$
- La zone courante : $S_t = 15$

$$A_t = \frac{3.75 \times 57.07 \times 10^{-3} \times 0.15}{0.50 \times 400} = 1.60 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1.60 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4 \Phi 8 A_t = 2.01 \text{ cm}^2$$

-Vérification des armatures minimales : d'après

➤ **RPA 99 version 2003 (7.4.2.2)**

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) = \begin{cases} 0,3\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

Dans la zone nodale $S_t = 10 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% \Rightarrow A_t \geq 0.003 \times 10 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2, \text{ la condition est vérifiée.}$$

Dans la zone courante : St = 15 cm

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% \Rightarrow A_t \geq 0.003 \times 15 \times 50 = 2.25 \text{ cm}^2, \text{ la condition est vérifiée.}$$

➤ **BAEL91 : (art A.8.1,3)**

$$1/ \text{ Le diamètre des armatures transversales : } \phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3} = \frac{14}{3} = 4.67 \text{ mm} \rightarrow \text{CV}$$

- Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$ Condition Vérifiée

2/ leur espacement : $St \leq \min(15 \phi_\ell ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

$St \leq \min(23.1 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 10 \text{ cm})$ Condition Vérifier

- Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants

-Les poteaux les plus sollicités dans chaque étage Référence

| POTEAUX | A _{CAL} (Cm ²) | N ^{mbr} des barres | A _{adapt} (cm ²) |
|---------|-------------------------------------|-----------------------------|---------------------------------------|
| 50x50 | 17.5 | 12HA14 | 18.47 |

| POTEAUX | A _{CAL} (Cm ²) | N ^{mbr} des barres | A _{adapt} (cm ²) |
|---------|-------------------------------------|-----------------------------|---------------------------------------|
| 40 x 40 | 11.2 | 8HA14 | 12.31 |

| POTEAUX | A _{CAL} (Cm ²) | N ^{mbr} des barres | A _{adapt} (cm ²) |
|---------|-------------------------------------|-----------------------------|---------------------------------------|
| 35 x 35 | 8.57 | 8HA12 | 9.05 |

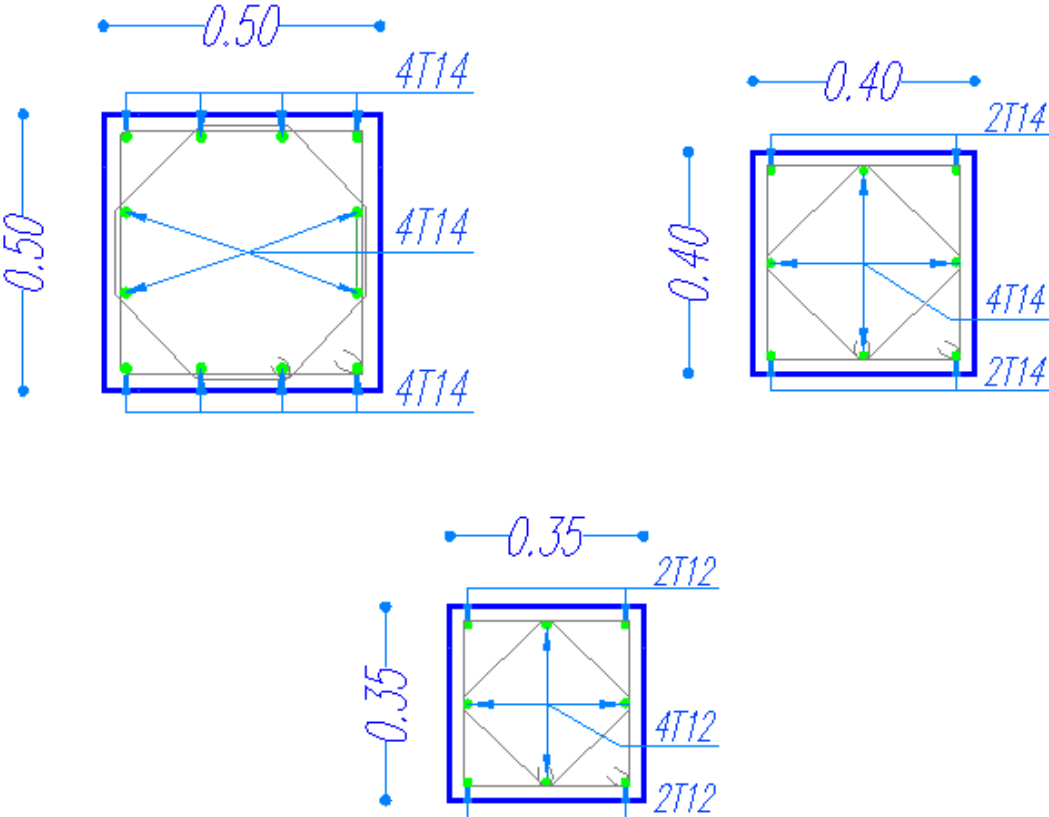


Figure 43. Schéma de ferrailage des poteaux.

3.2. Ferrailage des poutres

Les poutres sollicitées sont soumises à des moments de flexion, et des efforts tranchants, pour la simplification on ne tiendra pas compte des efforts normaux, les poutres seront alors étudiées en flexion simple.

D'après les annexes des combinaisons d'actions, on prendra les moments max en travées et aux appuis. On calculera la section d'armatures à l'ELU puis on effectuera la vérification nécessaire à l'E.L.S.

La section des armatures calculée doit satisfaire les conditions suivantes.

➤ BAEL91

$$\text{❖ Condition de non fragilité : } A_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} \quad (\text{A.4.2})$$

$$\text{❖ Le pourcentage minimal d'armature : } A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b \quad (\text{B.6.4})$$

- vérification de l'effort tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par :

$$\tau_u^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b \cdot d}$$

On doit vérifier que $\tau_u^{\max} \leq \bar{\tau}$ avec :

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

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

- Détermination de l'armature transversale

Ces armatures doivent faire avec l'axe un angle $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$.

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

Espacement $S_t \leq \min(0.9d, 40\text{cm})$.

Section minimale A_t des cours transversaux (BAEL A5.1.2.2)

$$\frac{A_t \cdot f_t}{b_0 S_t} \geq 0,4MPa \text{ Soit pratiquement } S_t \leq \frac{A_t \cdot f_t}{0,4 \cdot b_0}$$

Le diamètre ϕ_t des armatures d'âme d'une poutre $\phi_t \leq \min (h/35, b_0/10)$ d'après Le (BAEL A7.2.2.)

h : hauteur totale de la poutre.

b_0 : largeur de l'âme.

La justification vis-à-vis de l'E.L.U des armatures d'âmes s'exprime par la relation:

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj} \cdot k)}{0.9 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

Dans le cas courant de la flexion simple sans reprise de bétonnage et avec des armatures

droites : $K=1, \alpha = \frac{\pi}{2}$ alors :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj})}{0.9 f_e}$$

- Condition de non fragilité

$$\frac{A}{b_0 d} \geq \frac{0.23 f_{tj}}{f_e}$$

- Vérification de la flèche : (BAEL 91 art B.6.5)

On peut admettre de ne pas justifier l'E.L.U de déformation des poutres par un calcul de flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\diamond \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$$

$$\diamond \frac{A}{b_0 \cdot d} \geq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\diamond \frac{1}{L} \geq \frac{1}{16}$$

Avec

- ❖ M_t : moment MAX en travée.
- ❖ M_0 : moment isostatique minimal.
- ❖ B_0 : largeur de la poutre.
- ❖ d : hauteur utile.

❖ A : Section d'armature

- Recommandation RPA99/version2003

-Les armatures longitudinales :(RPA99/2003 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone nodale.

Les cadres des nœuds sont constitués de 2U superposées formant un carré ou un rectangle. La présence de ces cadres permettent un bon comportement du nœud lors du séisme (évitent l'éclatement du nœud)

-Armatures transversales : (RPA99/2003 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S \cdot b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale si les armatures comprimées sont nécessaires

Minimum de $(h/4, 12 \phi)$

- En dehors de la zone nodale: $s \leq h/2$

- exemple de calcul

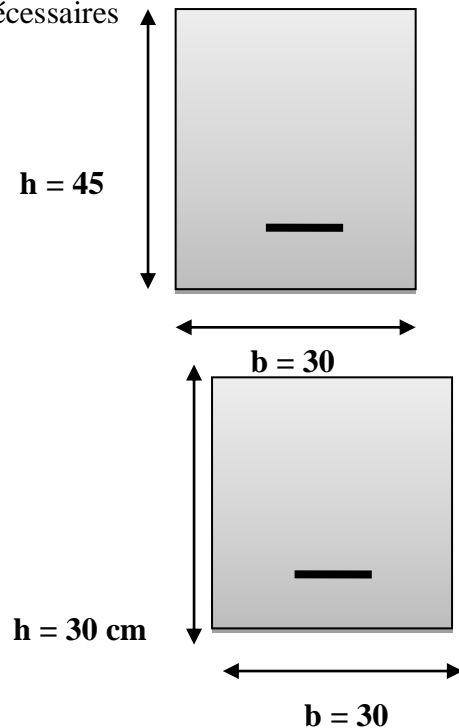
a. Poutre principale 30x45

-calcul d'enrobage :

$$C \geq 1 + \frac{\phi}{2} ; \phi = \frac{h}{10} = \frac{45}{10} = 4,5 \text{ cm}$$

$$C \geq 1 + \frac{4}{2} = 3 \Rightarrow C = 3 \text{ cm}$$

b. La Poutre secondaire (30x30)



$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$$

-E .L.S

- La fissuration est peut nuisible → Il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est.

Vérifiée

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad ; \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

- Vérification nécessaire pour les poutres

- La condition de non fragilité

$$A_{\min} > 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} > 0,23 \times 30 \times 42 \times \frac{2,1}{400} = 1.52 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Poutre principale}$$

$$A_{\min} > 0,23 \times 30 \times 27 \times \frac{2,1}{400} = 0.978 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Poutre secondaire}$$

- Pourcentage minimal d'armature

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b = 0,001 \times 45 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Poutre principale}$$

$$A_{\min}^{BAEL} = 0,001 \times h \times b = 0,001 \times 30 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Poutre secondaire}$$

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section : $A_{\min} \geq 0.5\% \cdot b \cdot h$.

$$A_{\min}^{RPa} = 0,005 \times h \times b = 0,005 \times 45 \times 30 = 6.75 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Poutre principale}$$

$$A_{\min}^{RPa} = 0,005 \times h \times b = 0,005 \times 30 \times 30 = 4.5 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Poutre secondaire}$$

$$A_{\max}^{RPA} = \begin{cases} 4\%b.h & \text{en zone courante} \\ 6\%b.h & \text{en zone de recouvrement} \end{cases}$$

$$A = \max (A_{cal} , A_{BAEL} , A_{\min}^{BAEL} , A_{\min}^{RPa})$$

-En Travée**E.L.U** : Combinaison (1.35G + 1.5Q)

| | M (N.m) | μ | μ_t | α | β | A _{cal} (cm ²) |
|--------------------------|---------|-------|---------|----------|---------|-------------------------------------|
| Poutre principale | 112450 | 0.149 | 0.392 | 0.202 | 0.918 | 8.38 |
| Poutre secondaire | 86660 | 0.148 | 0.392 | 0.201 | 0.919 | 6.45 |

E.L.S : Combinaison (G + Q)

| | M _U (N.m) | M _{ser} (N.m) | α | γ | $\bar{\alpha}$ | Condition |
|--------------------------|----------------------|------------------------|----------|----------|----------------|-----------|
| Poutre principale | 112450 | 81950 | 0.144 | 1.37 | 0.43 | vérifiée |
| Poutre | 86660 | 63220 | 0.110 | 1.37 | 0.43 | Vérifiée |

Tableau Récapitulatif

| | A _{cal} (cm ²) | A _{min} ^{BAEL} (cm ²) | A _{min} ^{RPa} (cm ²) | A _{min} ^{BAEL} (cm ²) | A _{max} | A _{adopt} (cm ²) |
|--------------------------|-------------------------------------|---|--|---|------------------|---------------------------------------|
| Poutre principale | 8.38 | 1.35 | 6.75 | 1.35 | 8.38 | 3T16+2T14=9.11 |
| Poutre secondaire | 6.45 | 0.978 | 4.5 | 0.9 | 6.45 | 3T14+2T12= 6.88 |

Sur Appuis**-Combinaison (G + Q + E)**

| | M (N.m) | μ | μ_t | α | β | A _{cal} (cm ²) |
|--------------------------|---------|-------|---------|----------|---------|-------------------------------------|
| Poutre principale | 103290 | 0.137 | 0.392 | 0.1856 | 0.925 | 10.63 |
| Poutre secondaire | 85880 | 0.147 | 0.392 | 0.2000 | 0.920 | 8.94 |

Tableau Récapitulatif

| | A _{cal} (cm ²) | A _{min} ^{BAEL} (cm ²) | A _{min} ^{RPA/2} (cm ²) | A _{min} ^{BAEL} (cm ²) | A _{max} | A _{adopt} (cm ²) |
|--------------------------|-------------------------------------|---|--|---|------------------|---------------------------------------|
| Poutre principale | 10.63 | 1.35 | 6.75 | 1.35 | 10.63 | 3T16+3T14= 10.65 |

| | | | | | | |
|--------------------------|------|-------|-----|-----|------|------------------|
| Poutre secondaire | 8.94 | 0.978 | 4.5 | 0.9 | 8.94 | 3T14+3T14 = 9.24 |
|--------------------------|------|-------|-----|-----|------|------------------|

Vérification de la flèche : BAEL91 (art. B.6.5.1)

-Les Poutres Principales

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.090 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \dots \text{cv}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.00723 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \dots \text{cv}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.090 > \frac{0.85M_0}{10M_0} = 0.085 \quad \dots \text{cv}$$

-Les Poutres Secondaires

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.088 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \dots \text{cv}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.00723 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \dots \text{cv}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.088 > \frac{0.85M_0}{10M_0} = 0.085 \quad \dots \text{cv}$$

-Vérification De La Contrainte De Cisaillement : BAEL 91 (art. A.5.1.1)

-Les poutres Principales

$$T_u^{\max} = 98.63 \text{ KN}$$

$$\tau_{u\max} = \frac{98630}{300 \times 420} = 0.782 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right) = 3.33 \text{ MPa (fissuration peu préjudiciable)}.$$

$$\tau_{u\max} = 0.782 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \quad \dots \text{(C, V)}$$

-Les Poutres Secondaires

$$T_u^{\max} = 52.26 \text{ KN.}$$

$$\tau_{u\max} = \frac{52260}{300 \times 420} = 0.414 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right) = 3.33 \text{MPa} \text{ (fissuration peu préjudiciable).}$$

$$\tau_{u\max} = 0.414 \text{MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{MPa} \dots\dots\dots (\text{C, V})$$

Les Armatures Transversales

➤ Les Poutres Principales

- En zone nodale :RPA99 (art. A.7.5.2.2)

$$S_t \leq \min (h/4; 12\phi_1; 30\text{cm}) = 11.25 \text{ cm.}$$

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversales.

- En zone courante:RPA99 (art. A.7.5.2.2)

$$S_t \leq h/2 \rightarrow S_t \leq 22.5\text{cm} \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

h: la hauteur de la poutre.

$$S_t \leq \min (0,9d; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq \min (37.8 \text{ cm}; 40\text{cm}) \rightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

- Section minimale des armatures transversales:BAEL91 (A.5.1.23)

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 30 \times 15}{400} = 0,45 \text{ cm}^2$$

-Condition exigée par le RPA2003

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b.$$

$$A_t = 0,003 \times 11.25 \times 30 = 1.01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 1.01 \text{ cm}^2 = 3 \Phi 8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

➤ Les Poutres Secondaires

- En zone nodale :RPA99 (art. A.7.5.2.2)

$$S_t \leq \min (h/4; 12\phi_1; 30\text{cm}) = 10 \text{ cm.}$$

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversales.

- En zone courante: RPA99 (art. A.7.5.2.2)

$$S_t \leq h/2 \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

h: la hauteur de la poutre.

$$S_t \leq \min (0,9.d; 40\text{cm})$$

$S_t \leq \min (33.5 \text{ cm}; 40\text{cm}) \rightarrow$ la condition est vérifiée

- **Section minimale des armatures transversales:** BAEL91 (A.5.1.2.3)

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 30 \times 15}{400} = 0,45 \text{ cm}^2$$

- **Condition exigée par le RPA2003**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0,003 \times 7,5 \times 30 = 0,675 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 0,675 \text{ cm}^2 = 4 \Phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

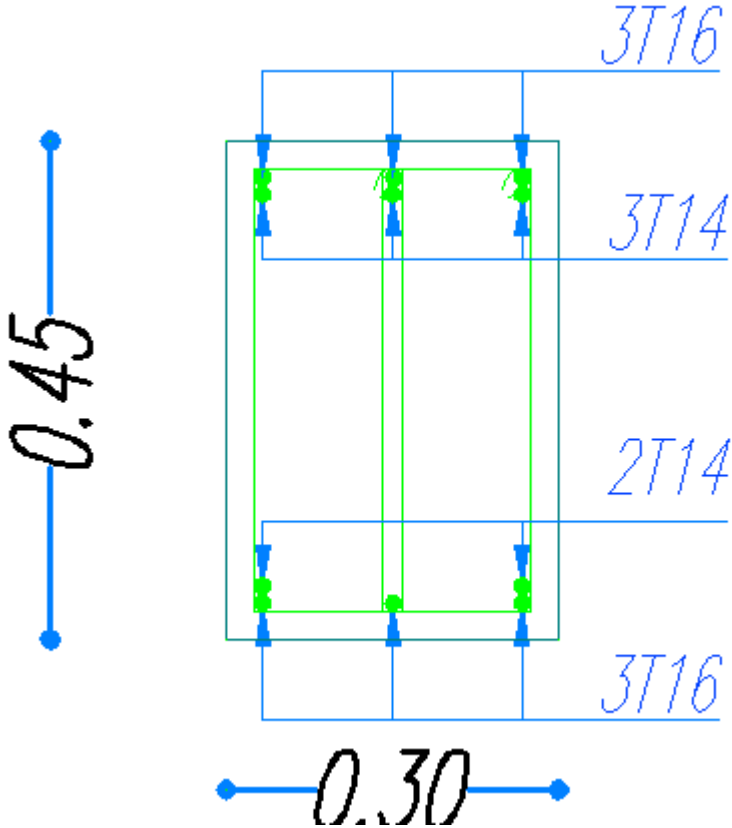


Figure 44. Ferrailage de la poutre principale.

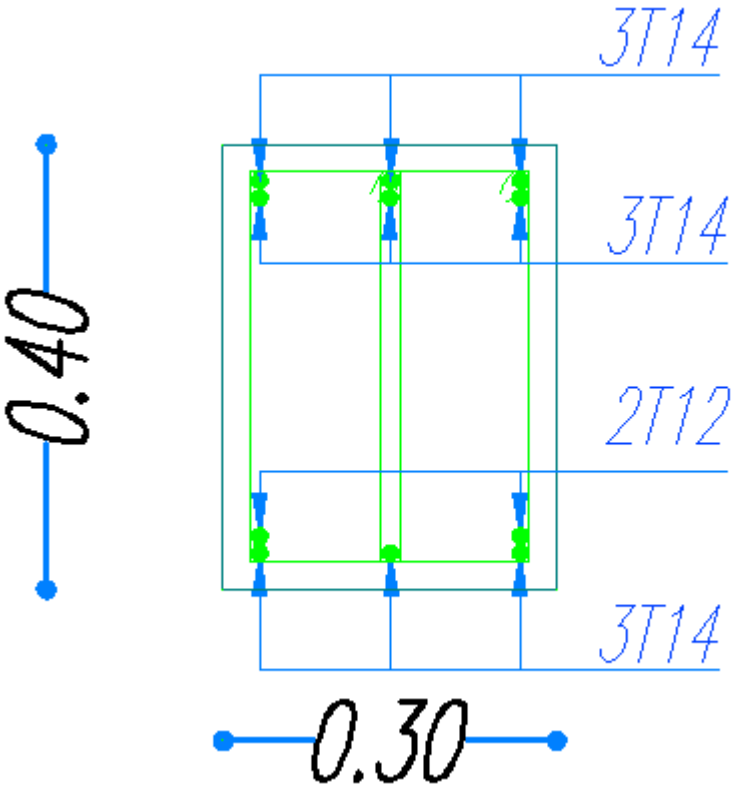


Figure 45. Ferrailage de la poutre secondaire.

3.3. FERRAILLAGE DES VOILES

Les voiles sont des éléments de contreventement soumis à des chargements verticaux (charges permanentes et charges d'exploitations) et à des forces horizontales dues au séisme.

-Les charges verticales provoqueraient des efforts normaux et des moments si ces efforts normaux sont excentrés. Par contre les efforts horizontaux provoqueraient des efforts normaux, tranchants et des moments fléchissant, donc chaque voile sera ferrailé en flexion composée et nécessiterait la disposition du ferrailage suivante :

- Dans le plan vertical : des aciers verticaux.
- Dans le plan horizontal : des aciers horizontaux.
- Des aciers transversaux.

-Types d'armatures

a- Armatures verticales

-Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être repris en totalité par les armatures.

- **Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20 %.**

Il est possible de concentrer les armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20 % de la section horizontale du béton tendue.

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Si des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité du voile, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochet à la partie supérieure.

Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

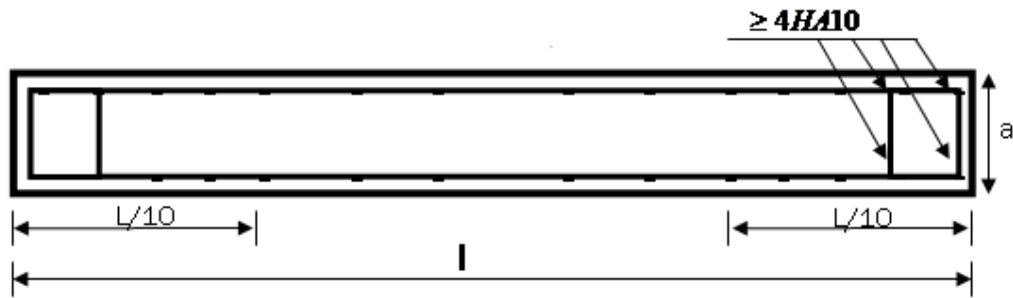


Figure 46. Disposition des armatures verticales dans les voiles.

b. Armatures horizontales

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochet si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

Règles communes

- ❖ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales dans les trumeaux est donné comme suit :
 - globalement dans la section du voile 0,15%
 - en zone courante 0,10%

- ❖ L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} S_t \leq 1,5a \\ S_t \leq 30\text{cm} \end{array} \right\} S_t \leq \text{Min} (30\text{cm} ; 1,5a), \text{ avec } a: \text{ épaisseur du voile.}$$

- ❖ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'abouts) ne doit pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.
- ❖ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40Φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement est possible ;
 - 20Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

- ❖ Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris pour les aciers de coutures dont la section doit être calculée avec la formule suivante :

$$A_{VJ} = 1,1 \frac{V}{F_e} \quad ; \quad \text{Avec} \quad V = 1,4 V_{\text{calculé}}$$

- ❖ Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

c. Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées entre elles avec au moins quatre (4) épingles au mètre carré leur rôle principal est de relier les deux nappes d'armatures de manière à assurer leur stabilité, lors du coulage du béton.

-Calcul de la section d'armature (Ferrailage vertical)

- Ferrailage vertical

➤ Type de section qu'on peut avoir

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- ❖ Entièrement tendu (S. E. T).
- ❖ Entièrement comprimée (S. E.C).
- ❖ partiellement comprimée (S. P. C).

-Etapas de calcul

- Détermination de la nature de la section

-Calcul des dimensions du noyau central (pour les sections rectangulaires c'est : $\frac{h}{6}$).

-Calcul de l'excentricité «e» qui égale au rapport du moment à l'effort normal

$$(e = \frac{M}{N}).$$

- Calcul des sections suivant leurs natures

Section entièrement tendue : on peut dire qu'une section est entièrement tendue si :

- N : L'effort normal appliqué est un effort de traction.

- C : Le centre de pression se trouve entre les deux nappes d'armatures :

$$a_1 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' + e$$

$$a_2 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' - e$$

Les équations d'équilibres écrivent alors :

$$N_U = A \cdot \sigma_s + A \sigma_{s10\%}$$

$$M_a = A \cdot \sigma_s (d - c')$$

Donc les sections d'armatures seront :

$$A' = \frac{N_U a_2}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}} \quad ; \quad A = \frac{N_U a_1}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}}$$

-Remarque : Vu que l'effort sismique est réversible ; la section d'armature à prendre pour les deux nappes est le maximum entre A et A'.

➤ **Section entièrement comprimée :** La section est entièrement comprimée si

- N : L'effort normal est un effort de compression.

- C : Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

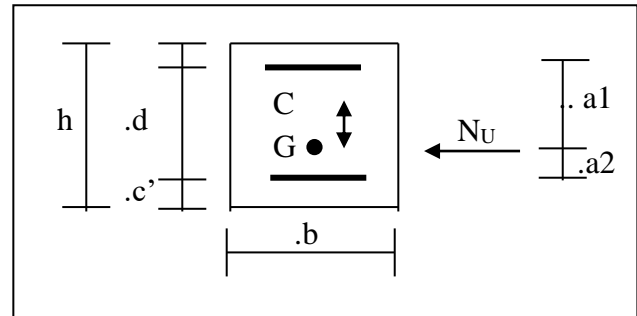
$$N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81d') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Ou : M_A : Moment par rapport aux aciers inférieurs.

-Si $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$ Les sections d'armatures sont données par

$$A' = \frac{[M_A - (d - 0,5h) \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}]}{(d + c') \cdot \sigma_2} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_2 \rightarrow \varepsilon = 2\%$$

$$A = \frac{N_U \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}}{\sigma_2} - A'$$



-Si: $N \cdot (d - c') - M_A > (0,33h - 0,81 c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$ Les sections d'armatures sont données

par : $A=0$; $A' = \frac{N - (\Psi \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc})}{\sigma_s'}$

Avec :

$$\Psi = \frac{0,37 + \frac{n \cdot (d - c') - M_A}{b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}}}{0,875 - \frac{d^{-1}}{h}}$$

➤ **section partiellement comprimée** : la section est partiellement comprimée si :

- N : L'effort normal est un effort de traction, le centre de pression « C » se trouve en dehors de la zone comprimée entre les armatures.
- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'extérieur de la section.
- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A \leq (0,33h - 0,81 c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Ou : M_A : moment par rapport aux aciers inférieurs.

$$M_a = M_g + N \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$A = A'_f \quad A = A'_f - \frac{N}{100 \cdot \bar{\sigma}_s}$$

➤ **Il faut déterminer la section tendue pour cela nous appliquons la formule suivante :**

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{N}{a \cdot h} + \frac{6 \cdot M}{a \cdot h^2} \\ \sigma_2 &= \frac{N}{a \cdot h} - \frac{6 \cdot M}{a \cdot h^2} \end{aligned} \right\} \text{ Pour les voiles pleins.}$$

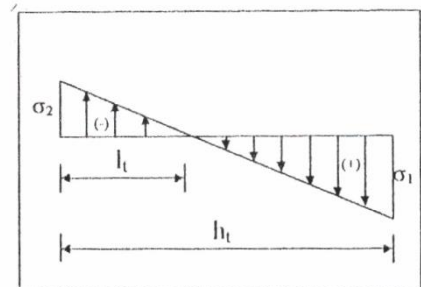


Fig.1

❖ 1^{ere} cas (S.P.C) : $\sigma_1 \geq 0$; $\sigma_2 \leq 0$; $l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$

❖ 2^{ème} cas (S.E.T) : $\sigma_1 \leq 0$; $\sigma_2 \leq 0$; $l_t = h$.

❖ 3^{ème} cas (S.E.C) : $\sigma_1 \geq 0$; $\sigma_2 \geq 0$; $l_t = 0$

➤ $A_{\min 1}^{R.P.A} = 0,002.a.l_t$

➤ $A_{\min 2}^{R.P.A} = 0,0015.a.h$

➤ $A_{\min 3}^{R.P.A} = 0,001.a.h$ (en zone courante)

-Choix de combinaisons d'action pour les armatures verticales

Le ferrailage sera calculé en flexion composée sous « N et M » le calcul se fera avec les combinaisons suivantes :

• $N = 0,8 N_G + N_E$

• $M = 0,8 M_G + M_E$

Puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison.

• $N = N_G + N_Q \pm N_E$

• $M = M_G + M_Q \pm M_E$

-Choix de combinaison d'action (pour les armatures verticales)

Le ferrailage sera calculé en flexion composée sous N et M ; N provenant de combinaison de charge verticale.

Le calcul se fera avec les combinaisons suivantes.

* $N_{\min} = 0,8 N_g + N_e$ ($N_e = 0$ cas des voiles pleins)

* $M = 0,8 M_g + M_e$

On choisit cette combinaison pour situer le cas le plus défavorable de l'excentricité

c à d pour pousser le centre de pression à l'extérieur de la section (cas d'une section partiellement comprimée) puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison :

$$N_{corr} = N_g + N_q + N_e$$

$$M_{max} = M_g + M_q + M_e$$

-Calcul de la section d'armature : selon les règles BAEL 91

-Armatures verticales

Soit le voile 'VL 1' niveau RDC

$$G+Q+E: \rightarrow M=4048.05 \text{ KN.m} \rightarrow N=2657.54 \text{ KN}$$

$$h = 4.30 \text{ m} \quad ; \quad c = 5 \text{ cm}$$

$$d = h - c = 4.25 \text{ m} \quad ; \quad a = 0.2 \text{ m}$$

Détermination de l'excentricité e

$$e = \frac{M}{N} = \frac{4048.05}{2657.54} = 1.523 \text{ m}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \overline{\sigma_b}$$

$$A = (0.337 \times 430 - 0.81 \times 5) \cdot 20 \times 430 \times 14.2$$

$$A = 17201823,2 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 4048.05 + 2657.54 (4.25 - 2.15) = 9628,884 \text{ KN.m}$$

$$B = 2657.54 (4.25 - 0.05) - 9628.884 = 1532,784 \text{ m}$$

$B < A \Rightarrow$ donc la section est partiellement comprimée.

-Vérification de flambement

$$\frac{l_f}{h} \leq \max(15; \frac{20e}{h})$$

$$\frac{20 \times e}{h} = \frac{20 \times 1.523}{4.3} = 7.083 \text{ m}^2$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{0.5 \times 4.25}{4.25} = 0.5 \rightarrow \frac{l_f}{h} = 0.5 < 15 \dots \dots \dots (c.v)$$

- Calcul de ferrailage

- Calcul des armatures à la flexion simple

$$M_A = M_u + N_u (d - \frac{h}{2}) = 9628,884 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_b = 18,5 \text{ MPa cas accidentel}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa} (\gamma_s = 1 ; \text{cas accidentel})$$

$$\mu = \frac{M_A}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{9628,884 \times 10^3}{18.5 \times 20 \times 425^2} = 0.144 < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 0.1953$$

$$\beta = 0.921$$

$$\text{Donc } A'_f = 0$$

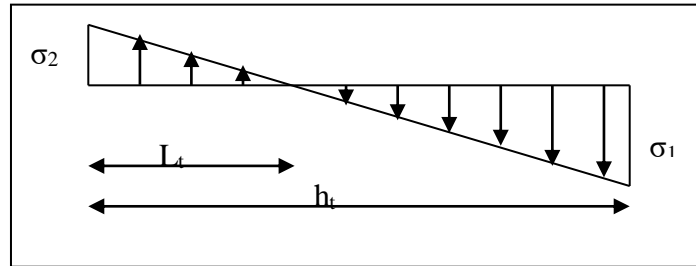
$$A_f = \frac{M_A}{\sigma_s \beta d} = \frac{9628,884 \times 10^3}{400 \times 0.921 \times 425} = 61.5 \text{ cm}^2$$

- Calcul des armatures à la flexion composée

$$A_{cal} = A_f - \frac{N}{100 \sigma_s} = 61.5 - \frac{2657.54 \times 10^3}{100 \times 400} = 4.938 \text{ cm}^2$$

-L'armature verticale minimale

-d'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de Navier Bernoulli



$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{2657.54 \times 10^3}{200 \times 4250} + \frac{6 \times 4048.05 \times 10^6}{200 \times (4300)^2} = 9.688 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{2657.54 \times 10^3}{200 \times 4250} - \frac{6 \times 4048.05 \times 10^6}{200 \times (4300)^2} = -3.448 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \leq 0 \quad ; \quad l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 1.128 \text{ m}$$

$$\text{Alors} \quad A_{\min}^{RPA} = 0.002 \times l_t \times a = 4.51 \text{ cm}^2$$

-Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit

- globalement dans la section du voile : 0,15 %

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 20 \times 425 = 12.75 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

$$* \text{ Dans la zone tendue : } A = \max(A_{cal}, A_{\min}^{RPA})$$

$$\text{Alors on prend} \quad A = 12.75 \text{ cm}^2$$

En zone courante

$$h' = h - 2l_t > 0$$

$$A_{\min 2} = 0.001 \cdot b \cdot h' = 0.001 \times 20 \times (204) = 4.08 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} = 2 A_{\text{tendu}} + A_c > A_{\min}^g$$

$$A_{\text{tot}} = 2 \times 12.75 + 4.08 = 29.58 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}}^g = 12.75 \text{ cm}^2$$

➤ **L'espacement**

d'après (RPA99 version 2003)

$$S < \min(1.5.a ; 30 \text{ cm}) = \min(1.5 \times 20 ; 30 \text{ cm})$$

On prendre : $S = 20 \text{ cm}$

Dans la zone h/10 :

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{20}{2} = \min \left\{ \frac{1.5a}{2} ; \frac{30}{2} \text{ cm} \right\} \Rightarrow D = 10 \text{ cm}$$

On prendre : $D = 10 \text{ cm}$

Les espacements suivant le (BAEL) sont négligés par rapport ceux donnés par le RPA99

➤ **Choix d'armature**

$$A_{\text{nap1}} = A_{\text{nap2}} = \frac{A_{\text{adop}}}{2} = \frac{29.58}{2} = 14.79 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{Soit : } A_{\text{nap1}} = 6\text{HA14} + 6\text{HA14} = 18.48 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{nap2}} = 6\text{HA14} + 6\text{HA14} = 18.48 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement**

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times T_{\text{cal}}}{a.d} = \frac{1.4 \times 457.73 \times 10^3}{200 \times 4250} = 0.75 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (\text{C.V})$$

a : épaisseur du voile (a = 20 cm)

h : longueur totale de la section tout (h = 430 cm)

➤ **Armatures horizontales**

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

Globalement dans la section du voile : (RPA99 version 2003) 7.7.4.3

$$A_{\text{min}}^g = 0.0015 \times a \times 1\text{m} = 0.0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2$$

En zone courante

$$A_{\text{min}}^c = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $A_{\text{hor}} = 8\phi 8 = 4.02 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

- Les Armatures Transversales : (armatures perpendiculaires aux faces du mur)

-D'après les **RPA99**, les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

➤ **Vérification de contrainte de compression : « à la base du refend »**

-Il faut que $\sigma_c \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18,5MPa$

-La vérification s'effectuera en considération les combinaisons :

$$N = N_g + N_q + N_E$$

$$M = M_g + M_q + M_E$$

-Cette combinaison donne le cas le plus défavorable ou l'effort normal « N » est très important.

-Le calcul de « σ_c » contrainte de compression se fait conformément à la formule de

- Navier Bernoulli

$$\sigma_c = \sigma_1 = \frac{N}{a.h} + \frac{6.M}{a.h^2}$$

❖ **Exemple de calcul**

-Soit le voile V₄ au niveau de RDC

- La vérification se fait pour la combinaison suivant : G+Q+E

$$N = 2657.54 \text{ KN}$$

$$M = 4048.05 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_c = \sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{2657.54 \times 10^3}{200 \times 4300} + \frac{6 \times 4048.05 \times 10^6}{200 \times (4300)^2} = 9.66 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18.5 \text{ MPa}$$

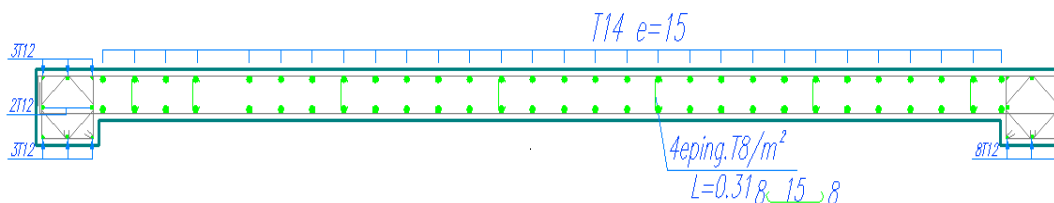
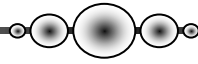
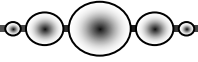


Figure 47. Ferrailage de voile.



*Conception et étude d'un bâtiment (R+9) a
usage multiple (habitation et commerce),
contreventé par des portiques et Voiles en
béton armé*



Chapitre 6

ETUDE DE FONDATION

CHAPITRE VI. ETUDE DE FONDATION

1. INTRODUCTION

les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact direct avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage dont leurs bonnes conceptions et réalisations découlent 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 des autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

L'Ingénieur doit se baser sur trois préoccupations essentielles pour l'étude des fondations :

- ❖ La forme et l'emplacement de la fondation.
- ❖ La contrainte admissible du sol ne doit en aucun cas être dépassée.
- ❖ Le tassement doit être limité pour éviter le basculement ou la ruine de l'ensemble

- Différents types de fondations

- Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers)
- Semi profondes (les puits)
- Profondes (les pieux)
- Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...)

2-Choix de type de fondation

Avec une capacité portante du terrain égale à 1.6 bars, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelles isolés
- Semelles filantes.
- Radier général

Nous proposons en premier lieu de vérifier la condition suivante qui nous permet de choisir soit un radier général soit des semelles filantes.

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment
($S_s / S_b < 50\%$)

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_{\text{Totale}} \geq \frac{N_{\text{Total}}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

avec

$$N_{\text{Total}} = N_G + N_Q = 3686.55 \text{ t}$$

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 1.6 \text{ bars} = 16 \text{ t/m}^2$$

$$\Rightarrow S_{\text{Totale}} = 230.40 \text{ m}^2$$

Surface totale du bâtiment :

$$S_{\text{bâtiment}} = 15.8 \times 24.8 = 391,84 \text{ m}^2$$

$$0.5 S_b = 0.5 \times 391,84 = 195,92 \text{ m}^2$$

$$S_s = 230.40 \text{ m}^2 > 0.5 S_b = 195,92 \text{ m}^2$$

Alors on déduit que le radier général est nécessaire dans notre cas, car la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment.

Combinaison d'action

- ELS (G + Q) pour le dimensionnement.
- ELU (1.35G + 1.5Q) pour le ferrailage.
- Accidentelle (0.8G ± E) pour la vérification.

3. CALCUL DU RADIER GENERAL

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuées du poids propre du radier.

-Le radier est :

- Rigide en son plan horizontal
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation
- Facilité de coffrage
- Rapidité d'exécution
- Convient mieux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels

- Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.

- La facilité de l'exécution.

4. ETUDE DU RADIER

4.1. Pré dimensionnement

a. Condition forfaitaire

- **Sous voile**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

L_{\max} : La longueur max du voile

$$L_{\max} = 4.3 \text{ m}$$

$$53.75 \text{ cm} \leq h_r \leq 86 \text{ cm}$$

- **Sous poteaux**

-La dalle

$$h_t \geq L_{\max}/20.$$

avec

L_{\max} : la plus grande distance entre deux poteaux

h_t : épaisseur du radier.

$$\text{D'où : } h_t \geq 550/20 = 27.5 \text{ cm}$$

On adopter $h=40\text{cm}$

- La nervure

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_t égale à

$$h \geq \frac{L_{\max}}{10} \rightarrow h \geq \frac{550}{10} = 55 \text{ cm}$$

b. Condition de rigidité

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

L_{\max} : La plus grande distance entre deux poteaux .

L_e : longueur élastique.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}}$$

E : module d'élasticité.

I : inertie d'une bande d'1 m de radier. $I = \frac{bh^3}{12}$

K : coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface pour un sol moyen (K=40MN/m³).

b : largeur du radier (bande de 1m). D'où

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\max}^4}{E\pi^4}}$$

$L_{\max} = 5.5 \text{ m}$; $E = 3216420 \text{ t/m}^2$; $K = 4000 \text{ t/m}^3$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 5.5^4}{3216420 \times 3.14^4}} \Rightarrow h \geq 0.8 \text{ m}$$

• **Conclusion :**

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est

$h_r = \max (55 \text{ cm } , 27.5 \text{ cm } , 80 \text{ cm })$

On prend une épaisseur plus proche de l'épaisseur calculée

- **On prend : $h_r = 80 \text{ cm}$.**

4.1.1 Calcul de la surface minimale du radier:

Détermination des efforts

ELU: $N_u = 49664,64 \text{ KN}$

ELS: $N_s = 36152,71 \text{ KN}$

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{49664,64}{1,33 \times 160} = 233,38 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{36152,71}{160} = 225,95 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 391,84 \text{ m}^2 > \text{Max} (S_1; S_2) = 233,38 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment est supérieure à la surface de radier, à cet effet, nous avons prévu un débord minimum prescrit par le règlement pour des raisons techniques de réalisation.

L'emprise totale avec un débordement (D) sera:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y)$$

L_x : longueur en plan (24.8 m).

L_y : largeur en plan (15.8 m).

4.1.2 Calcul de débordement D

$D \geq \text{Max} (h_r / 2 ; 30 \text{ cm})$. Où: $h_r = 0.8\text{m} \Rightarrow D \geq \text{Max} (40 \text{ cm} ; 30 \text{ cm})$.

On prend $D = 0.4 \text{ m}$ alors l'emprise totale avec D est:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y) = 391,84 + 0.4 \times 2 \times (24.8 + 15.8) = 424,32 \text{ m}^2$$

-Poids du radier

$$G = (424,32 \times 0.4 \times 25) = 4243,2 \text{ KN}$$

-Combinaison d'action

$$N_u = 49664,64 + 1.35 (4243,2) = 55392,96 \text{ KN}$$

$$N_s = 36152,71 + 4243,2 = 40395,91 \text{ KN}$$

4.2. Vérifications de radier

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement** : (BAEL 91) (Art : 5.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\}$$

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0,9 h = 72 \text{ cm}$

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{55392,96 \cdot 1}{391,84} \cdot \frac{5.5}{2} = 388,75 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{388,75 \cdot 10^3}{1000 \cdot 550} = 0.707 \text{ MPa} \leq 1.6 \text{ MPa} \rightarrow \text{c. v}$$

Vérification de l'effort de sous pression

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$G \geq \alpha S_{rad} \cdot \gamma_w \cdot Z = 3 \times 10 \times 1.5 \times 391,84 = 17632,8 \text{ KN}$$

G : Poids total du bâtiment à la base du radier

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1.5$

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$)

Z : Profondeur de l'infrastructure (h=3 m)

$$G_T = 31574,19 \text{ KN} > 17632,8 \text{ KN}$$

⇒ Pas de risque de soulèvement de la structure.

➤ Vérification des contraintes dans le sol

La formule suivante doit être vérifiée $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$

Avec

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M V}{I}$$

Les moments d'inertie suivant les deux directions sont :

$$I_x = 28552.43 \text{ m}^4$$

$$I_y = 12595.45 \text{ m}^4$$

Le centre de gravité :

$$X_g = 12.17 \text{ m}$$

$$Y_g = 7.23 \text{ m}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

$$M_X = 4113.992 \text{ t}$$

$$M_Y = 3962.042 \text{ t}$$

$$N = 4966.464 \text{ t}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1.33 \times 160 = 212,8 \text{ KN/m}^2 \rightarrow 21.28 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

| | σ_1 | σ_2 | σ_m | $\sigma_m \leq \bar{\sigma}_{sol}$ |
|------------|------------|------------|------------|------------------------------------|
| X-X | 14.42 | 10.92 | 13,545 | C.V |
| Y-Y | 14.94 | 10.4 | 13,805 | C.V |

➤ **Vérification au poinçonnement : (BAEL91 Art A.5.2 4)**

On doit vérifier que :

$$N_u \leq \frac{0,07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec

μ_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier

N_u : Charge de calcul à l'E.L.U

h : Épaisseur totale du radier

-Vérification pour les poteaux

$$\mu_c = (a + b + 2h).2 = (0.5 + 0.5 + 2 \times 0.8) = 2.6\text{m}$$

$$\bar{N}_u = \frac{0.07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 2.6 \times 0.8 \times 25000}{1.5} = 2426.67 \text{ KN}$$

$$N_u = 1786.64 \text{ KN} < \bar{N}_u = 2426.67 \text{ KN} \Rightarrow \text{C.V}$$

-Vérification pour les voiles

$$N_u = 2151.72 \text{ KN}, e = 20 \text{ cm}$$

$$\mu_c = (a + b + 2h).2 = (4.6 + 3.06 + 2 \times 0.2) = 8.06\text{m}$$

$$\bar{N}_u = \frac{0.07 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 8.06 \times 0.8 \times 25000}{1.5} = 7522.67 \text{ KN}$$

$$N_u = 2151.72 \text{ KN} < \bar{N}_u = 7522.67 \text{ KN} \Rightarrow \text{C.V}$$

5. FERRAILLAGE DU RADIER

Le radier se calculera comme un plancher renversé appuyé sur les voiles et les poteaux. Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le CBA 93.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé, émergé en eau douce.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y qui dépend du coefficient de POISSON et du rapport $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

Si : $0 < \rho < 0,4$; la dalle porte dans un seul sens.

$$M_x = q L_x^2 / 8$$

$$M_y = 0$$

Si : $0,4 < \rho < 1$; la dalle porte dans deux sens.

$$M_x = \mu_x q L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

Pour tenir compte de la continuité, on a procédé à la ventilation des moments sur appuis et en travée.

- Si la dalle est continue au-delà de ces appuis, on aura une dalle intermédiaire.

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.75 M_{0x} \\ M_{ty} = 0.75 M_{0y} \end{cases}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_{0x}$$

- si la dalle est une dalle de rive

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_{0y}$$

$$M_a = 0.3 M_{0x} \dots\dots\dots \text{pour appuis de rive.}$$

$$M_a = 0.5 M_{0x} \dots\dots\dots \text{pour appuis intermédiaire.}$$

-Evaluation des charges et surcharges

ELU $q_u = N_u / S_{rad} \rightarrow q_u = 141.366 \text{ KN/m}^2$

ELS $q_{ser} = N_s / S_{rad} \rightarrow q_{ser} = 103.092 \text{ KN /m}^2$

-calcul des moments

ELU: $v=0$; $q_u=141.366$ KN/m

| PANNEAU | L _X (M) | L _Y (M) | ρ | μ_x | μ_y | M _{ox} (KN.M) | M _{Oy} (KN.M) |
|----------|--------------------|--------------------|--------|---------|---------|---------------------------|---------------------------|
| P | 4.95 | 5.5 | 0.9 | 0.0511 | 0.831 | 177.001 | 147.088 |

ELS : $v=0.2$; $q_{ser}=103.092$ KN/m

| PANNEAU | LX (M) | LY (M) | P | μ_X | μ_Y | MOX (KN.M) | MOY (KN.M) |
|----------|-----------|--------|-----|---------|---------|---------------|---------------|
| P | 4.95 | 5.5 | 0.9 | 0.0511 | 0.831 | 159.357 | 132.425 |

-Calcul des armatures

• E.L.U

$$\mu = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_b} \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times \sigma_s} \quad A_{s\min} = \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e}$$

| panneau | SENS X- X | | SENS Y-Y | |
|---|--------------|--------------|--------------|--------------|
| | En travée | en appui | en travée | en appui |
| Mu (KN ×m) | 150,45 | 88,5 | 125,025 | 44,12 |
| μ | 0,0865 | 0,0509 | 0,0719 | 0,0254 |
| $\mu < \mu_L$ | CV | CV | CV | CV |
| A_s' (cm²) | 0,00 | 0.00 | 0,00 | 0.00 |
| α | 0,1132 | 0,0653 | 0,0933 | 0,0321 |
| β | 0,9547 | 0,9739 | 0,9627 | 0,9872 |
| σ_σ | 348 | 348 | 348 | 348 |
| As (cm²/ml) | 12,938 | 7,461 | 10,663 | 3,669 |
| As_{min} (cm²/ml) | 4,226 | 4,226 | 4,226 | 4,226 |
| Choix des | 7HA16 | 4HA16 | 7HA14 | 4HA14 |

| | | | | |
|--|-------|------|-------|------|
| barres/ml | | | | |
| A_{scorres} (cm²/ml) | 14.07 | 8.04 | 10.77 | 6.15 |
| Espacement (cm) | 15 | 25 | 15 | 25 |

• **E.L.S**

$$\bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{BAEL91(Art 4.5.2)}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ (2/3)fe ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\} \quad FeE400 \Rightarrow \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ 0,666 \times 400 , 110\sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

| panneau | SENS X- X | | SENS Y-Y | |
|--|--------------|--------------|--------------|--------------|
| | En travée | en appui | en travée | en appui |
| Mu (KN ×m) | 135,45 | 79,678 | 112,412 | 39,727 |
| μ | 0,0779 | 0,0458 | 0,0646 | 0,0228 |
| μ<μL | CV | CV | CV | CV |
| A_s' (cm²) | 0,00 | 0.00 | 0,00 | 0.00 |
| α | 0,1015 | 0,0586 | 0,0836 | 0,0289 |
| β | 0,9594 | 0,9765 | 0,9666 | 0,9884 |
| σ_σ | 348 | 348 | 348 | 348 |
| As (cm²/ml) | 11,591 | 6,699 | 9,548 | 3,300 |
| As min (cm²/ml) | 4,226 | 4,226 | 4,226 | 4,226 |
| Choix des barres/ml | 7HA16 | 4HA16 | 7HA14 | 4HA14 |
| A_{scorres} (cm²/ml) | 14.07 | 8.04 | 10.77 | 6.15 |
| Espacement (cm) | 15 | 25 | 15 | 25 |

-Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (A.5.1 ,21)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \dots\dots\dots (\text{A5.1.1}) \text{page51}$$

$$T_u = \frac{P_u \times L_x \times L_y}{2L_y + L_x} = \frac{141,366 \times 4.95 \times 5.5}{2 \times 5.5 + 4.95} = 241.297 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{241.297 \times 10}{1000 \times 35} = 0.069 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2.5; 4 \text{ MPa})$$

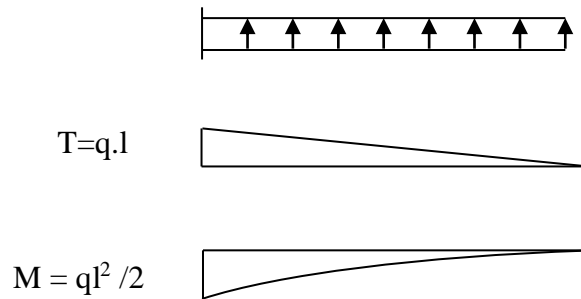
$$\tau_u = 0.069 \pi [\tau_u] \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.22 \leq 2.5 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée ; on n'a pas besoin des armatures transversales.

- Etude du débord du radier

Le débord est assimilé à une console de 1m de longueur soumis à la flexion simple.



• I'E.L.U

| Mu (KN.m) | M | α | β (m) | A_s (cm ²) |
|-----------|--------|----------|-------------|--------------------------|
| 70.68 | 0.0406 | 0.0819 | 0.979 | 5.92 |

• I'E.L.S

| Ms (KN.m) | M | α | β (m) | A_s (cm ²) |
|-----------|-------|----------|-------------|--------------------------|
| 51.2 | 0.018 | 0.0227 | 0.991 | 3.299 |

$A_s = 5.92 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Donc on choisit 6HA12

- Vérification au cisaillement

$$\tau \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.1 \frac{f_{c28}}{}; 3MPa \right) = \min (2.5; 3MPa)$$

$$\tau_u = V / b \cdot d$$

$$V_u = q_u \times l / 2$$

$$\tau \leq \tau = 1.25 \text{ Mpa} \rightarrow \text{C.V}$$

6. ETUDE DE LA NERVURE

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastées.

$$h = 80 \text{ cm} \quad d = 75 \text{ cm}$$

$$b = 40 \text{ cm} \quad c = 5 \text{ cm}$$

a-Calcul les charges revenant à la nervure ELU

$$q_u = \frac{N_u}{S_r} = \frac{55392.96}{391.84} = 141.366 \text{ KN /m}^2$$

$$q_u = \frac{N_u}{S_r} = \frac{40395.91}{391.84} = 103.092 \text{ KN /m}^2$$

b-Ferraillage de la nervure

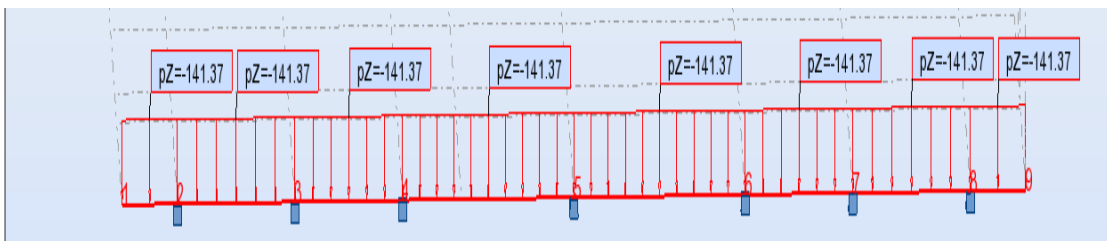
Pour détermination des efforts, on utilise le logiciel de Robot Millénum v2015

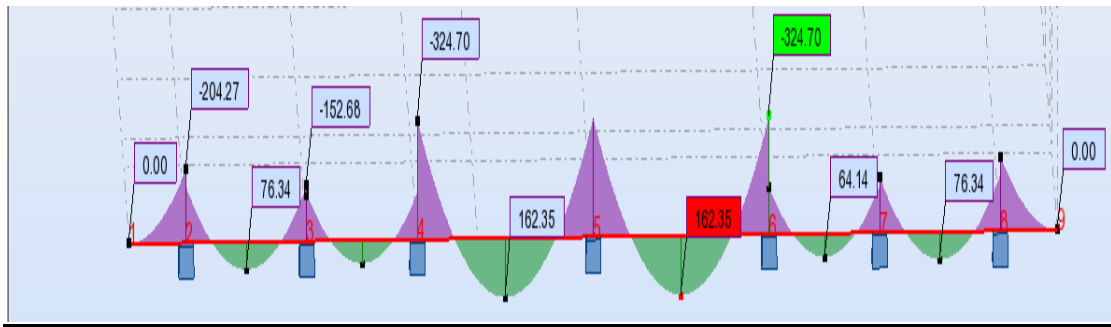
Les moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés ci-après

Pour le ferraillage on prend le moment maximal sur appuis et en travées

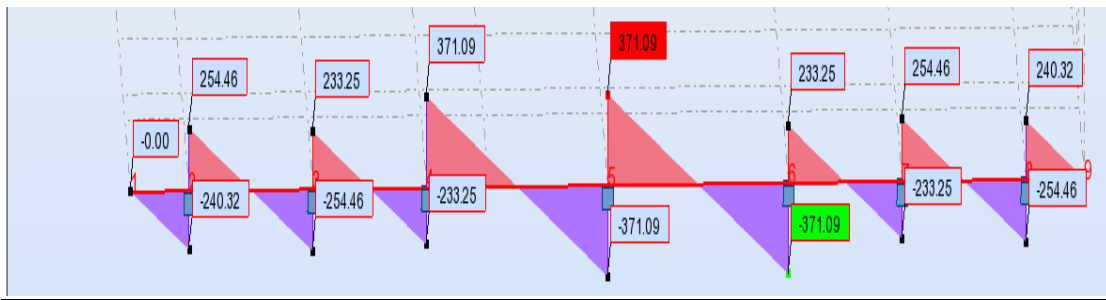
-Sens X-X

E.L.U



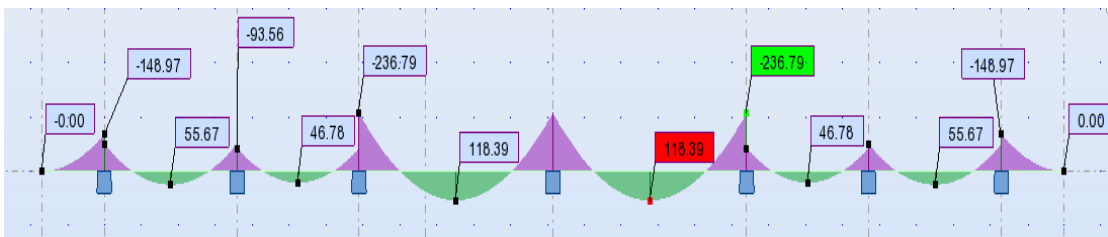
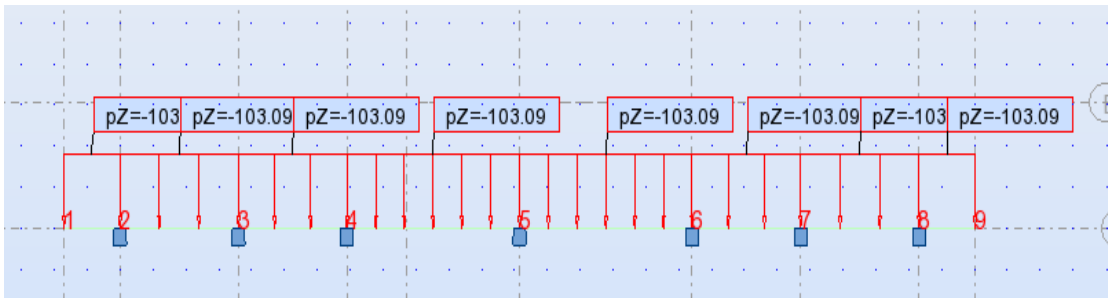


M (KN. m)

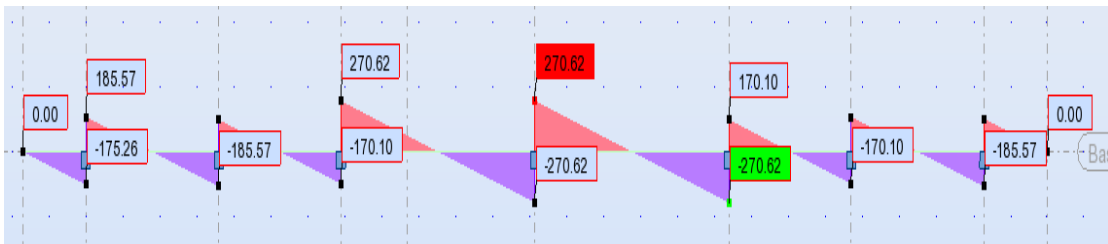


T (kN)

E.L.S



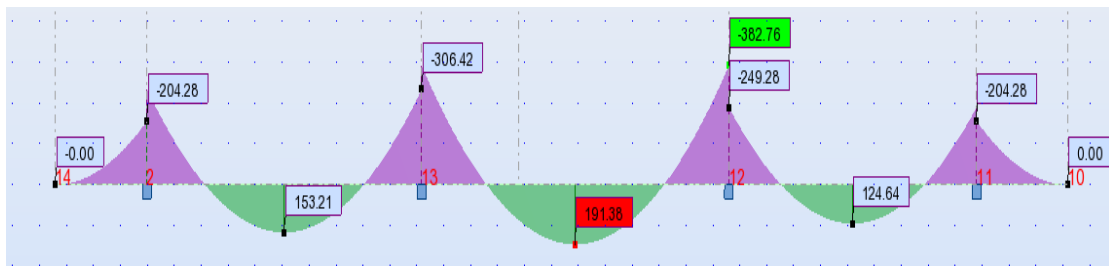
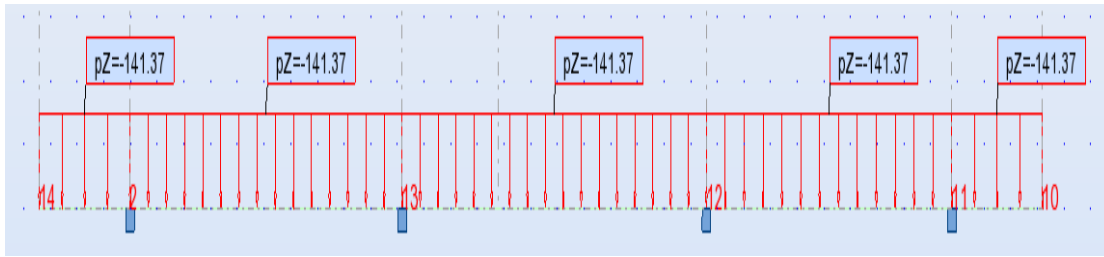
M (KN. m)



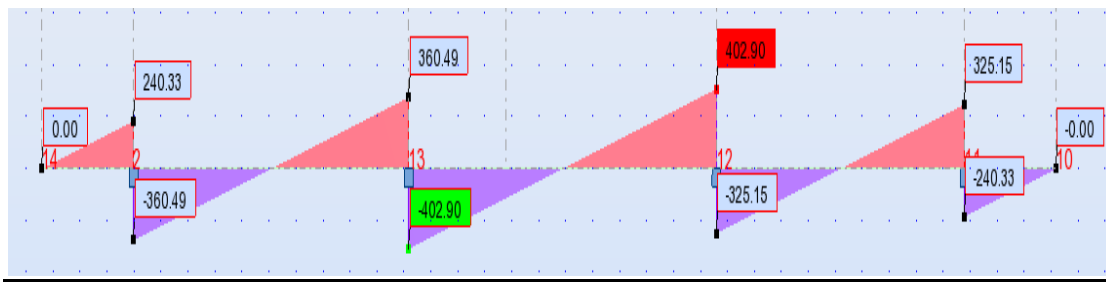
T (kN)

-Sens Y-Y

E.L.U

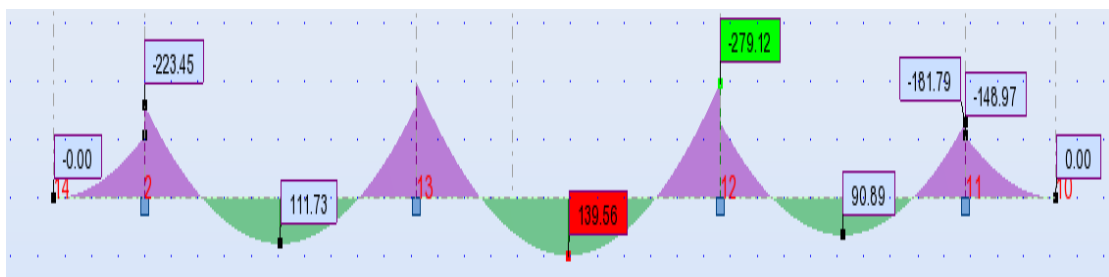
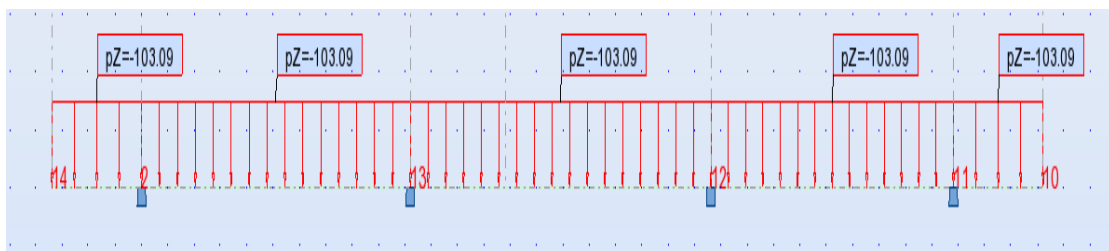


M (KN. m)

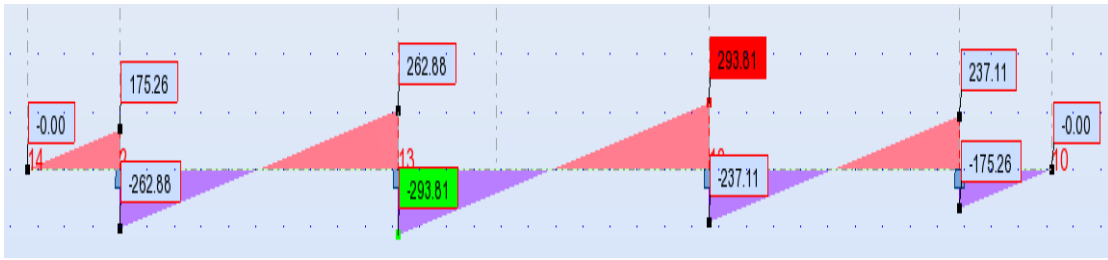


T (kN)

ELS



M (KN. m)



T (kN)

$$E.L.U \begin{cases} (X-X): M_t = 162.35 \text{ KN.m}, & M_a = 324.70 \text{ KN.m} \\ (Y-Y): M_t = 191.38 \text{ KN.m}, & M_a = 382.76 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$E.L.S \begin{cases} (X-X): M_t = 118.39 \text{ KN.m}, & M_a = 236.79 \text{ KN.m} \\ (Y-Y): M_t = 139.56 \text{ KN.m}, & M_a = 279.12 \text{ KN.m} \end{cases}$$

| Sens | | M_u [KN.m] | μ_b | β | A_{min} | A_s | A adoptée | Section adoptée |
|------------|--------|-----------------|---------|---------|-----------|-------|----------------|--------------------|
| X-X | Appuis | 324.7 | 0.186 | 0.895 | 3.623 | 29.76 | 31.42 | 10HA20 |
| | Travée | 162.35 | 0.093 | 0.950 | 3.623 | 14.01 | 18.85 | 6HA20 |
| Y-Y | Appuis | 382.76 | 0.220 | 0.874 | 3.623 | 35.95 | 37.7 | 12HA20 |
| | travée | 191.38 | 0.110 | 0.941 | 3.623 | 16.68 | 18.85 | 6HA20 |

➤ **Vérfications à l'E.L.U**

-Vérfications de la l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \min \left\{ \frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\}$$

| Sens | V_u (KN.m) | τ_u (MPa) | Observation |
|------------|-----------------|-------------------|-------------|
| X-X | 371.09 | 2.4 | C.V |
| Y-Y | 402.90 | 2.13 | C.V |

-Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,23 \cdot 40 \cdot 75 \cdot \frac{2,1}{400} \rightarrow A_{min} = 3,622 \text{ cm}^2$$

- Armatures transversales minimales

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{h}{10}, \phi\right) \rightarrow \phi = (2,28.8.20) \rightarrow \text{on prend } \phi = 10 \text{ mm}$$

- Armatures transversales minimales

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$

$$A_t = 0.003 \times 20 \times 40 = 2.4 \text{ cm}^2$$

Nous prenons : $A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$

- Espacement des armatures transversales

• **En zone nodale**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L\right) \Rightarrow S_t \leq \min(12.5, 16.8)$$
$$S_t \leq 16$$

• **En zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{80}{2} \rightarrow S_t \leq 40$$

Nous prenons :

$$S_t = 15 \text{ cm} \quad \text{En zone nodale}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} \quad \text{En zone courante}$$

7. FERRAILLAGE DU DEBORD

Le débord peut constituer une zone d'ancrage pour les armatures longitudinales de la dalle et des poutres, donc son ferrailage sera le prolongement de ces armatures au-delà des appuis.

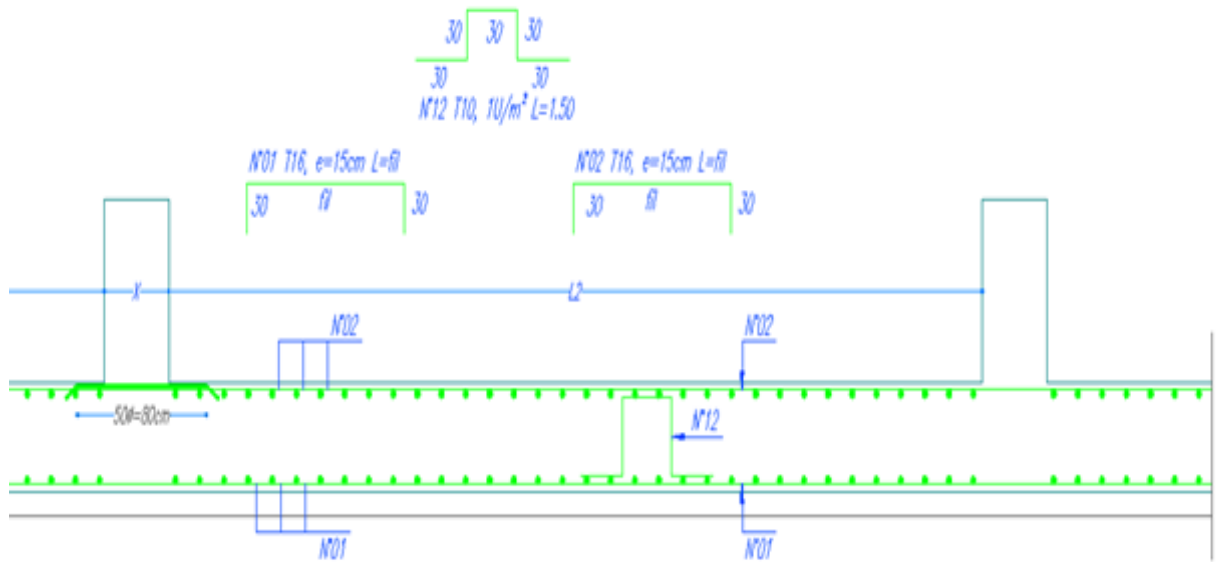


Figure 48. Ferrailage de radier générale

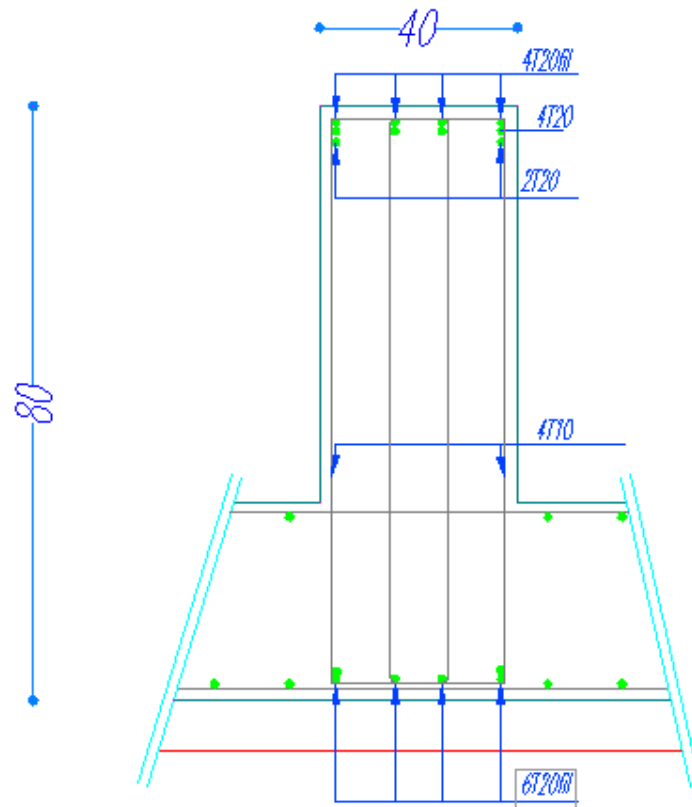


Figure 49 Ferrailage Nervure sens x-x.

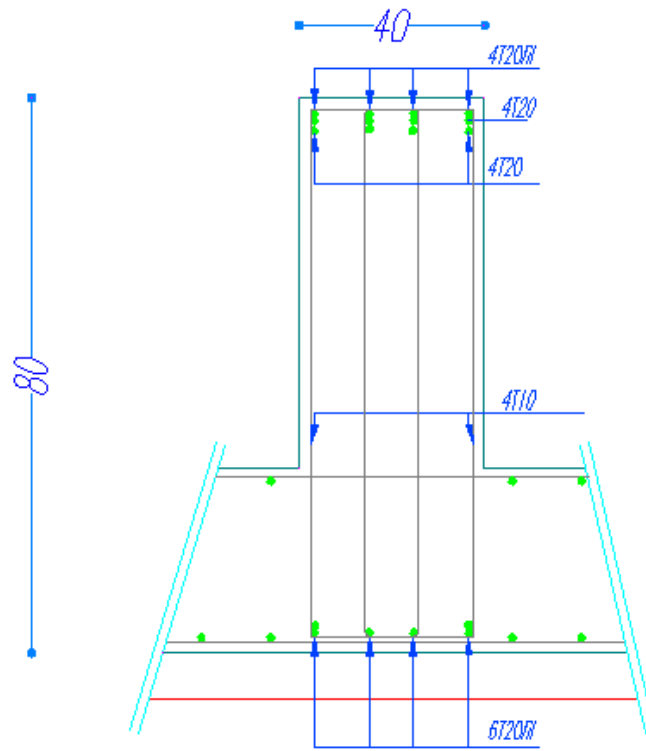
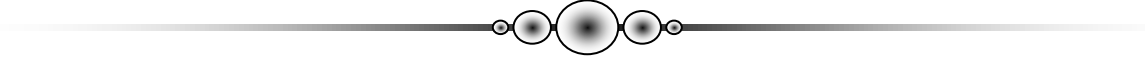
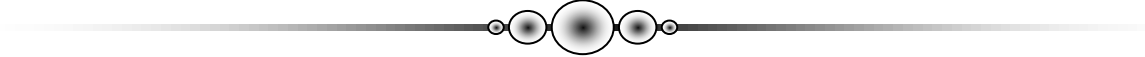


Figure 50 Ferrailage Nervure sens y-y.



*Conception et étude d'un bâtiment (R+9) a
usage multiple (habitation et commerce),
contreventé par des portiques et Voiles en
béton armé*



Chapitre 7

CONCLUSION GENERALE

CHAPITRE VII. CONCLUSION GENERALE

Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail, sont résumées dans les points suivants :

✎ Présentement, le séisme en tant que chargement dynamique reste l'une des plus importantes et dangereuses actions à considérer dans le cadre de la conception et du calcul des structures en béton armé.

✎ La connaissance du comportement dynamique d'une structure, ne peut être approchée de manière exacte que si la modélisation de celle-ci se rapproche le plus étroitement possible de la réalité. Rappelons que la 1^{ère} étape de l'analyse dynamique d'un modèle de structure consiste dans le calcul des modes propres et des fréquences naturelles de vibrations.

✎ Il est prouvé que l'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. Les modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Par conséquent, les Résultats déduits de l'étape de pré dimensionnement ne sont que temporaires lors du calcul d'une structure.





✎ La définition d'une méthode de conception et l'évaluation de la résistance des structures est un problème large et complexe. D'une part, il est nécessaire de définir, de manière la plus réaliste possible, la capacité du système structural, en terme de résistance, pour prévoir le comportement global de la structure.

✎ Notons enfin que ce projet constitue pour moi une deuxième expérience. Il m'a été très bénéfique aussi bien sur le plan scientifique et technique que dans la maîtrise de l'outil informatique nécessitant la connaissance de certaines notions de base relatives aux sciences de l'ingénieur.



BIBLIOGRAPHIE

Dans le cadre de l'élaboration de mon projet de fin d'étude, les documents suivants m'ont été d'une aide précieuse à fin de résoudre les anomalies que j'ai rencontré au cours mon projet de thèse.



Règlements :

-  *RPA99/Version2003 : Règles parasismiques Algériennes (DTR.B.C.2.48)*
-  *BAEL91 : Béton armé aux états limites (Jean-pierre Mogin)*
-  *CBA93 : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé (DTR.B.C.2.41)*
-  *Charge permanentes et charge d'exploitation (DTR B.C. 2.2)*

Livres :

-  *Le projet de béton armé (Henry Thonier, édition 1995)*
-  *Calcul des structures en béton armé (Belazougui)*

Thèses :

-  *Etude d'un bâtiment en R+7 à usage d'habitation et commercial Les ossatures constituées de portiques et voiles dont le système de contreventement est mixte, étudié par : Biskra*
-  *Etude d'un bâtiment en R+9 à usage administratif contre venté par portique et un noyon, étudié par : Hachemi S. Biskra 2006.*

Logiciels et programmes :

- *AUTOCAD 2007 (Dessin)*
- *Robot V2015 "structural Analysis "(Analyse des structures).*