

-REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de L'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Université Kasdi Merbah Ouargla



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES

Département de : DE GENIE CIVIL ET D'HYDRAULIQUE

Mémoire de fin d'étude en vue de l'obtention du diplôme de

Master, Filière: Génie Civil

Spécialité : STRUCTURE

C:.....
R:.....

Thème

**Etude d'un bâtiment à usage d'habitation (R+5)
Contreventé par portiques auto-stable en zone sismique II**

Présenté par :

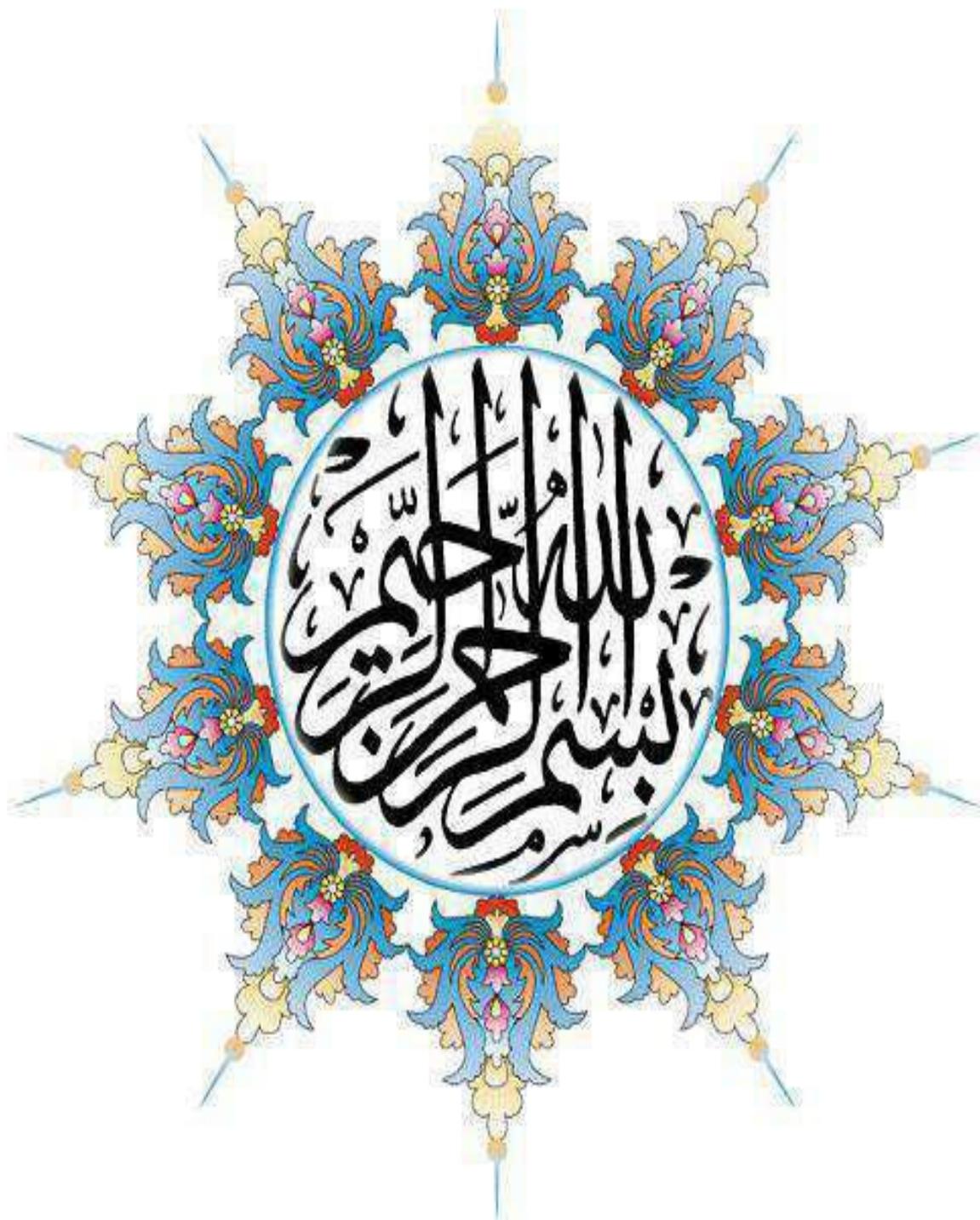
❖ **Guerricha Abdenoure**

❖ **Touahria Chadli**

Soumis au jury composé de :

Djireb S	MA.A	UKM. OUARGLA	Président
Khallassi A	MA.A	UKM. OUARGLA	Examineur
Maouche H	MC.B	UKM. OUARGLA	Encadreur

Année Universitaire: 2019 / 2020



Dédicace

**Dans le cadre de la réalisation de cette étude, je remercie avant tous DIEU
Tous puissants, de m'avoir accordé la santé, guidée vers le bon chemin et de
m'avoir permis d'accomplir la présente travaille.**

Je dédie ce modeste travail :

❖ **A Celle qui m'a donné la vie et l'envie de vivre, à celle qui m'a
entouré de sa tendresse, à celle qui a attendu avec patience les fruits
de sa bonne éducation,**

à ma très chère mère.

❖ **A celui qui a été toujours là pour moi, à celui qui m'indique la bonne
Voie en me rappelant que la volonté fait toujours les grands hommes,**

à mon adorable papa.

❖ **Mes très chers frères**

❖ **Mes très chères sœurs**

❖ **A tous mes proches de la famille**

❖ **A tous mes amis chacun par son nom**

❖ **A tous les enseignants du département de génie civil.**

IV.1	Introductions.....	- 74 -
IV.2	Excentricité accidentelle	- 74 -
IV.3	Excentricité finale.....	- 74 -
V.	Distribution des charges verticales	- 74 -
V.1	I . Introduction.....	- 74 -
V.2	Distribution des charges sur les portiques.....	- 75 -
chap-V- Etude Sismique		
	ACTION SISMIQUE.....	- 93 -
I	Introduction	- 93 -
II	Condition d'application : (RPA Art.4.1.2)	- 93 -
III	Modélisation : (RPA Art.4.2.2)	- 93 -
IV	Calcul de la force sismique totale :(RPA Art.4.2.3)	- 93 -
V	Détermination des coefficients de la formule :	- 94 -
VI	Détermination des paramètres des combinaisons d'action :	- 95 -
VII	Résultats de l'analyse :.....	- 96 -
VIII	Résultats - Analyse modale (selon le logiciel)	- 97 -
chap-VI FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX		
	Ferraillage de portique:.....	- 102 -
I.	Introduction :	- 102 -
II.	Combinaisons des charges :.....	- 102 -
III.	FERRAILLAGE DES POTEAUX.....	- 102 -
IV.	FERRAILLAGE DES POUTRES	- 107 -
chap-VII- Etude De L'infrastructure		
	LES FONDATIONS	- 115 -
	Longrines.....	- 118 -
I.	Définition.....	- 118 -
	Conclusions	

Liste des Figures

Chap-I-	Introduction générale et caractéristiques des matériaux	
Figure I. 1	Dimensions en plan	- 3 -
Figure I. 2	diagramme des contraintes à ELU	- 5 -
Figure I. 3	diagramme des contraintes à ELS	- 6 -
Figure I. 4	Diagramme contrainte-déformation des aciers	- 7 -
Figure I. 5	Règles des trois pivots.....	- 9 -
chap-II -	Pré dimensionnement des éléments et évaluation des charges	
figure II 1	Coupe d'un plancher a corps creux	- 13 -
Chap-III-	Calcul des élément secondaires	
figure III. 1	acrotère	- 27 -
figure III. 2	Schéma statique de l'acrotère	- 27 -
figure III. 3	FERRAILLAGE DE L'ACROTERE	- 31 -
figure III. 4	Schéma statique.....	- 32 -
figure III. 5	Ferraillage du balcon	- 34 -
figure III. 7	Schéma descriptif d'escalier.....	- 35 -
figure III. 9	Schéma statique d'escalier	- 36 -
figure III. 10	Ferraillage d'escalier V1	- 40 -
figure III. 11	Ferraillage d'escalier V2.....	- 40 -
figure III. 12	moment de flexion poutre palière.....	- 41 -
figure III. 13	La réaction de l'escalier le longe de poutre palière.....	- 44 -
figure III. 14	Couple de torsion repartie de poutre palière	- 44 -
figure III. 15	Ferraillage d'escalier	- 45 -
figure III. 16	schéma statique d'étage courant et terrasse.....	- 47 -
figure III. 17	Calcul des sollicitations à ELU plancher terrasse type 03	- 60 -
figure III. 18	Calcul des sollicitations à ELS plancher terrasse type 03	- 61 -
figure III. 19	Calcul des sollicitations à ELU plancher etage courant type 01	- 61 -
figure III. 20	Calcul des sollicitations à ELS plancher etage courant type 01	- 62 -
figure III. 21	Calcul des sollicitations à ELU plancher etage courant type 02	- 62 -
figure III. 22	Calcul des sollicitations à ELS plancher etage courant type 02.....	- 63 -
figure III. 23	Ferraillage plancher Terrasse 01	- 63 -
figure III. 24	Ferraillage plancher Terrasse 02.....	- 64 -
figure III. 25	Ferraillage plancher Etage 01	- 64 -
figure III. 26	Ferraillage plancher Etage 02.....	- 64 -
chap-IV-	caractéristique géométrique	
Figure IV1	Portique chainage axe A.....	- 75 -
Figure IV2	Portique chainage axe B	- 76 -
Figure IV3	Portique chainage axe C.....	- 77 -
Figure IV	Cas(G) Portique principale axe 1-64	- 79 -
Figure IV 5	Cas(Q) Portique principale axe 1-6.....	- 79 -
Figure IV	Cas(G) Portique principale axe 2-56	- 81 -
Figure IV7	Portique principale axe 2-5	- 82 -

Figure IV8 . Cas (G) Portique principale axe 3-4.....	- 83 -
Figure IV9 . Cas (Q) Portique principale axe 3-4.....	- 84 -
chap-V- Etude Sismique	
Figure V . 1 courbe présentant le spectre de réponse ($\zeta= 6\%$) – calculée par ROBOT.....	- 97 -
Figure V . 2 Translation sens.X.....	- 97 -
Figure V . 3 Rotation	- 98 -
chap-VI FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX	
Figure VI . 1 Ferrailage des poteaux	- 107 -
Figure VI . 2 Ferrailage des poutres principales.....	- 111 -
Figure VI . 3 Ferrailage des poutres secondaire (chinage)	- 114 -
chap-VII- Etude De L'infrastructure	
Figure VII. 3 Ferrailage de la longrine.....	- 118 -

Liste des Tableaux

chap-II -	Pré dimensionnement des éléments et évaluation des charges	
Tableau II. 1	charge permanente et charge d'exploitation (Plancher terrasse).....	14 -
Tableau II. 2	charge permanente et charge d'exploitation (Plancher d'étage courant)	15 -
Tableau II. 3	charge permanente et charge d'exploitation des Balcons	15 -
Tableau II. 4	charge permanente et charge d'exploitation des maçonneries	15 -
Tableau II. 5	Surface et poids revenants à voile $V_1=V'_1= V_2=V'_2$	24 -
Tableau II. 6	La charge d'exploitation voile $V_1=V'_1= V_2=V'$	
Tableau II. 7	La charge permanente voile $V_1=V'_1= V_2=V'_2$	24 -
Tableau II. 8	Surface et poids revenants à voile $V_3=V'_3$	24 -
Tableau II. 9	La charge d'exploitation voile $V_3=V'_3$	25 -
Tableau II. 10	La charge permanente voile $V_3=V'_3$	25 -
Tableau II. 11	Surface et poids revenants à voile $V_4=V'_4$	25 -
Tableau II. 12	La charge d'exploitation voile $V_4=V'_4$	25 -
Tableau II. 13	La charge permanente voile $V_4=V'_4$	25 -
Tableau II. 14	Surface et poids revenants à voile $V_5=V'_5$	25 -
Tableau II. 15	16 La charge permanente voile $V_5=V'_5$	26 -
Tableau II. 17	La charge d'exploitation voile $V_5=V'_5$	26 -
Chap-III-	Calcul des élément secondaires	
Tableau III. 1	Combinaisons des actions de l'acrotère	28 -
Tableau III. 2	combinaison d'action d'escalier	37 -
Tableau III. 3	Evaluation des charges et surcharges (plancher)	47 -
Tableau III. 4	Calcul des charges à l'E.L.U plancher terrasse type 03	51 -
Tableau III. 5	Calcul des charges à l'E.L.S plancher terrasse type 03	52 -
Tableau III. 6	Calcul des charges à l'E.L.U plancher étage courant type 01	53 -
Tableau III. 7	Calcul des charges à l'E.L.S plancher étage courant type 01	53 -
Tableau III. 8	Calcul des charges à l'E.L.U plancher étage courant type 02	54 -
Tableau III. 9	Tableau III. 8 Calcul des charges à l'E.L.S plancher étage courant type 02 .-	54 -
chap-IV-	caractéristique géométrique	
Tableau IV 1	Masse revenante à la terrasse	65 -
Tableau IV 2	Masse revenante aux 1eme à 5eme étage	66 -
Tableau IV 5	centre de mase planche terasse	67 -
Tableau IV 6	centre de mase planche étage courant.....	67 -
Tableau IV 7	centre de mase les poteaux	68 -
Tableau IV 8	centre de mase Poutre sens longitudinal.....	68 -
Tableau IV 9	centre de mase Poutre sens transversal.....	69 -
Tableau IV 10	centre de mase L'acrotère sens transversal.....	69 -
Tableau IV 11	centre de mase L'acrotère sens longitudinal.....	70 -
Tableau IV 12	centre de mase d'escalier.....	70 -
Tableau IV 13	centre de mase e maçonnerie sens transversal	71 -
Tableau IV 14	centre de mase e maçonnerie sens longitudinal	71 -
Tableau IV 17	centre de torsion les Poteaux	73 -

chap-V-

Etude Sismique

Tableau V. 1 Coefficient d'accélération de zone (A)	- 94 -
Tableau V. 2 . Les valeurs des périodes	- 96 -
Tableau V. 3 Les réactions à la base	- 99 -
Tableau V. 4 Vérification de la résultante des forces sismiques	- 99 -
Tableau V. 5 résultats des déplacements des étages	- 100 -
Tableau V. 6 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens X (Combinaison Ex)	- 100 -
Tableau V. 7 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens Y (Combinaison EY).....	- 101 -

Introduction

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, a pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer la sécurité. On sait que le développement économique dans les pays industriels privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace. Cependant, il existe un danger représenté par ce choix, à cause des dégâts qui peuvent lui occasionner les séismes. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Quels que soient les types des bâtiments en béton armé, leurs études rencontrent des nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement, les règlements parasismiques Algériens définissent des modèles et des approches spécifiques à chaque type de bâtiment. La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres ...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques. Donc ; pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues (**BAEL91 révisée 99, RPA 99 / version 2003**) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

Chapitre I

**Introduction général et
caractéristiques des
matériaux**

Introduction générale

I. Présentation de projet :

I.1. Introduction

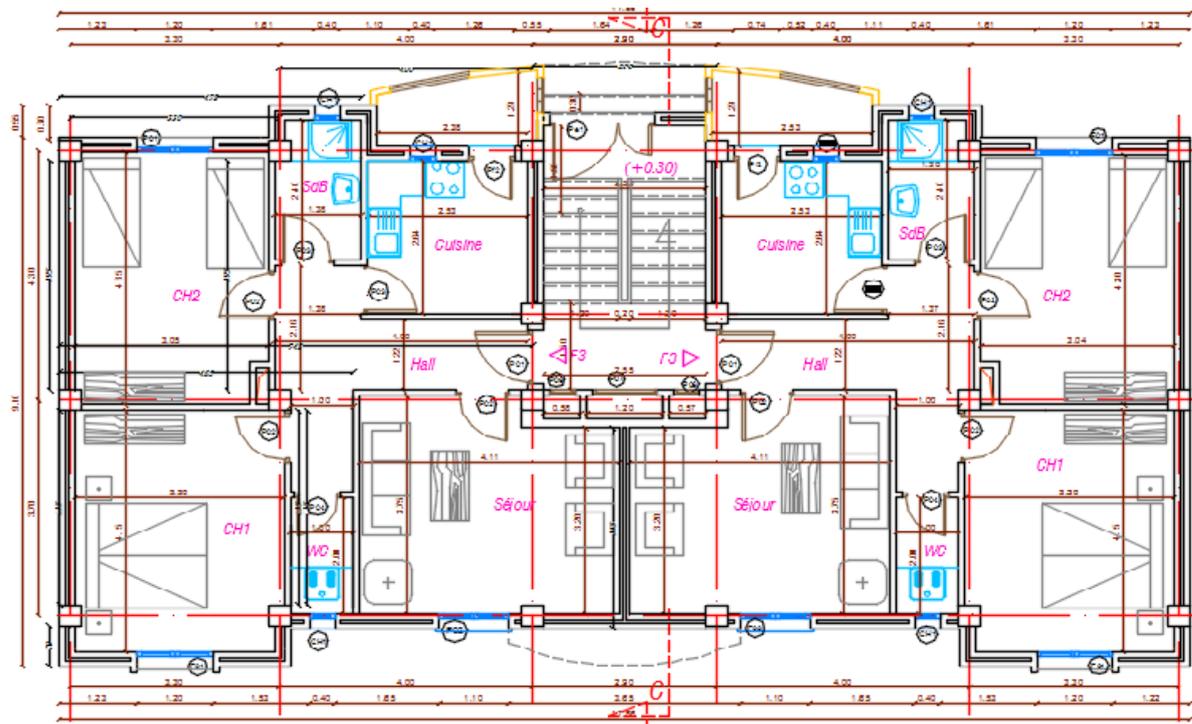
En génie civil, l'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur va prendre appui pour répondre à certaines exigences indispensables à son exploitation, afin d'assurer la sécurité, la durabilité, ainsi que le facteur d'économie qui doit être pris en compte.

I.2. Description générale du proje

L'ouvrage, faisant l'objet de la présente étude, est une bloc comprenant un rez-de-chaussée et cinq étages. Les étages est à usage d'habitation. L'implantation de l'ouvrage a été prévue à **Annaba** qui est classée en zone **IIa** selon la classification des zones sismiques de R.A.P 99 versions 2003.

I.3. Caractéristiques géométriques du bâtiment

- Longueur de l'ouvrage : 17.80m
- Largeur de l'ouvrage : 10.35m
- Surface de l'ouvrage : 165.35m²
- Hauteur totale de l'ouvrage : 18.36m
- Hauteur des étages courants : 3.06m
- Le bâtiment est réalisé d'une façon symétrique par rapport à l'axe (y ; y')
- La communication entre les différents étages se fait au moyen des escaliers.
- Pour les planchers : on distingue les planchers en corps creux pour tous les étages
- La terrasse de l'ouvrage est une terrasse inaccessible.
- Les fondations : sont adoptées en fonction de la nature du sol.
- Escalier : Les escaliers sont construits en béton armé coulé sur place.
- Revêtements : Le revêtement utilisé est de type
 - Enduit de plâtre pour les éléments internes : murs et plafonds.
 - Enduit en ciment pour les éléments externes : murs de façades.
- Balcons : Ces sont les parties saillantes du bâtiment. Ils représentent l'extension du plancher à corps creux.
- Maçonneries : La maçonnerie comporte deux types
 - Les murs extérieurs sont construits en briques creuses avec double parois (15+10) d'épaisseur séparées entre elles par un vide de 5 cm.
 - Les murs intérieurs sont supposés des cloisons de 10 cm d'épaisseur.



PLAN DU R.D.C

Figure I. 1 Dimensions en plan

II. Caractéristiques mécaniques et physiques des matériaux

Définition de béton armé

On appelle **béton**, le matériau constitué par le mélange; dont des proportions convenables; de ciment, de granulats (sables, gravier) et d'eau. **Le béton armé** est un matériau obtenu en enrobant dans le béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal ; (effort de traction)

II.1.Composition du béton

Le béton est composé de granulats naturels normaux, les propositions courantes de mélange de ce dernier sont les suivantes pour 1 m³ de béton :

- 300 à 350 kg de ciment
- 400 L de sable (0/5)
- 800 L de gravier (5/15,15/25)
- 175 L d'eau de gâchage

II.2.Caractéristiques du béton

II.2.1. Masse volumique

La masse volumique du béton est comprise entre 2200 à 2400 kg/m³. Cette masse volumique peut atteindre jusqu'à 2500-2600 kg/m³.

II.2.2. Coefficient de dilatation

Ce coefficient varie avec le dosage en ciment, sa valeur moyenne vaut environ 10^5 et voisine de celle relative à l'acier

II.2.3. Retrait

Au cours de sa vie le béton subit une variation réduite de volume, ce raccourcissement est le retrait, qui est en fonction de :

- du dosage en ciment
- la qualité d'eau de gâchage
- l'état hygrométrique du milieu ambiant

Le raccourcissement unitaire du au retrait atteint les valeurs suivantes dans le cas des pièces conservés dans l'air (**selon le CBA93**).

- $2 \cdot 10^{-4}$ climats humides zone A de la carte de zonage climatique de l'Algérie
- $3 \cdot 10^{-4}$ climats tempérés et secs zone B de la carte de zonage climatique de l'Algérie
- $4 \cdot 10^{-4}$ climats chauds et secs zones B', C et D' de la carte de zonage climatique de l'Algérie
- $5 \cdot 10^{-4}$ climats très secs ou désertiques zones D2 et D3 de la carte de zonage climatique de l'Algérie

II.2.4. Fluage :

Le fluage sous charges dépend de la contrainte appliquée et de l'époque à laquelle cette contrainte commence à être appliquée

II.2.5. Déformation longitudinale du béton

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet qu'à l'âge de j jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton égale à :

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

Avec f_{cj} : résistance caractéristique à la compression à j jours en MPa

La déformation différée du béton comprenant le retrait, le fluage, elle est donnée par :

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

II.2.6. Résistance du béton à la compression :

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, les règles de B.A aux états limites admettent une résistance caractéristique à la compression de 25 Mpa, pour un dosage de 350 kg/m³ qui sera le dosage de confectionnement de béton de notre projet

Donc on prend $f_{c28}=25MPa$

II.2.7. Résistance à la traction :

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

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \text{ Mpa}$$

Cette formule est valable pour $f_{cj} < 60 \text{ Mpa}$

Donc on prend pour $f_{c28}=25\text{MPa}$, $f_{tj} = 2.1 \text{ Mpa}$

II.2.8. contraintes limites

Suivant les règles B.A.E.L, on distingue deux états de calcul, l'état limite ultime et l'état limite de service.

II.2.9. Etat limite ultime "ELU"

Dont le dépassement entraînerait la ruine de l'ouvrage, la contrainte ultime du béton en compression est notée f_{bu} , elle est définie par

$$f_{bu} = 0.85 f_{tj28} / \theta \gamma_b$$

Avec γ_b : coefficient réducteur définit pour les sections régulières

$$\gamma_b = 1.15 \longrightarrow \text{pour situations accidentelles}$$

$$\gamma_b = 1.5 \longrightarrow \text{pour les autres cas}$$

θ : est fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison considérée est supérieure à 24h ; à 0,9 lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h, et 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1h.

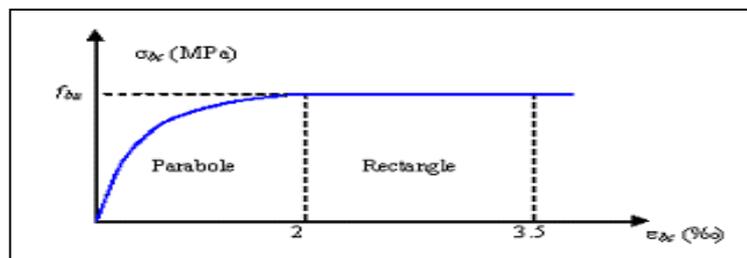


Figure I. 2 diagramme des contraintes à ELU

- **contrainte ultime de cisaillement**

La contrainte ultime de cisaillement à ne pas dépasser est exprimée par :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \{0.2 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ Mpa}\} \longrightarrow \text{fissuration peu nuisible}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \{0.15 f_{c28} / \gamma_b, 4 \text{ Mpa}\} \longrightarrow \text{fissuration préjudiciable et très préjudiciable}$$

II.2.10. Etat limite de service du béton

La contrainte limite de service à ne pas de passer en compression est définie par :

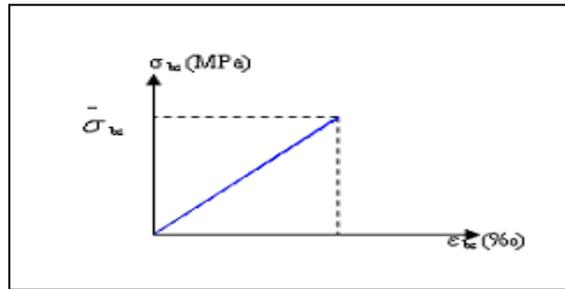


Figure I. 3 diagramme des contraintes à ELS

II.2.11. Avantage du béton

- ✓ Sa souplesse d'utilisation : le béton étant mis en place à l'état pâteux, il est possible de réaliser en béton armé des constructions de formes variées.
- ✓ Son économie d'entretien : les constructions en béton armé, ne nécessitent pas un grand entretien.
- ✓ Sa résistance au feu : le béton est un mauvais conducteur de la chaleur
- ✓ La possibilité d'obtenir des éléments préfabriqués

II.2.12. Inconvénients du béton

- ✓ Son poids : les ouvrages en béton armé sont plus lourds que les ouvrages métalliques, il en résulte qu'ils nécessitent des fondations plus importantes, donc un prix de revient plus élevé.
- ✓ La difficulté de modifier un ouvrage en béton armé existant.

II.3. ACIERS

On utilise pratiquement les nuances des aciers suivantes :

II.3.1. Aciers ronds lisses

a. *Aciers naturels de nuance FeE22 :*

Ils sont caractérisés par :

- ✓ Limite élastique \longrightarrow 215 MPa
- ✓ Contrainte de rupture \longrightarrow 380 à 490 MPa
- ✓ Allongement \longrightarrow 22 ‰

b. *Aciers naturels de nuance FeE24 :*

Ils sont caractérisés par :

- ✓ Limite élastique \longrightarrow 235 MPa
- ✓ Contrainte de rupture \longrightarrow 410 à 490 MPa
- ✓ Allongement \longrightarrow 25 ‰

II.3.2. Aciers à haute adhérence

Ce sont des aciers de nuances FeE 40 caractérisés par :

✓ Limite élastique	—————>	400 MPa
✓ Contrainte de rupture	—————>	480 MPa
✓ Allongement	—————>	14 ‰

II.3.3. Module d'élasticité

Le module d'élasticité de l'acier (longitudinale) est pris égale à : 200000 MPa

II.3.4. Contraintes limites des aciers

II.3.5. Etat limite ultime « ELU »

On adopte un diagramme des contraintes – déformations, déduit du diagramme qu'on va voir par une finité parallèle à la tangente à l'origine dont le rapport $1/\gamma$

(On divise la contrainte trouvée dans le diagramme par γ_c)

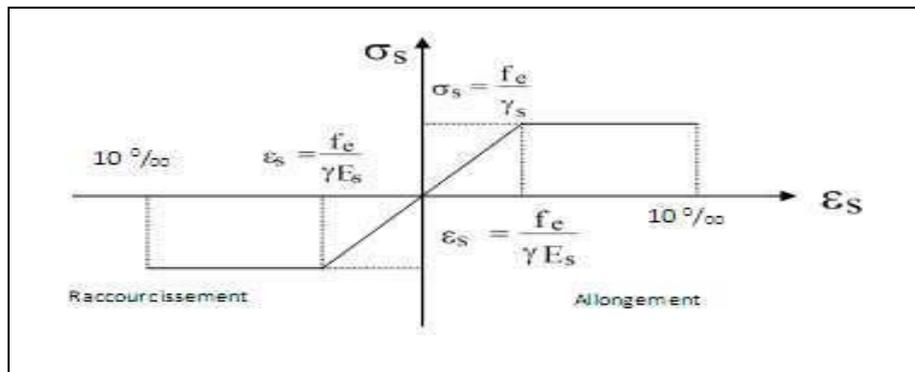


Figure I. 4 Diagramme contrainte-déformation des aciers

Avec : σ_s : contraintes de l'acier $\sigma_s = Fe/\gamma_s$

γ_s : coefficient de sécurité ayant pour valeur

$\gamma_s = 1$ cas des situations accidentelles

$\gamma_s = 1.15$ cas de situation normales

Fe : ordonnée du palier de ductilité et limite élastique de l'acier

II.3.6. Etat limite de service « ELS »

Dans le cas où la fissuration est préjudiciable (milieux humides, exposé aux intempéries) .La contrainte limite à l'état de service est de :

$$\sigma_s = (2/3 fe, 110 \sqrt{\eta f_{t28}})$$

Avec η : coefficient de fissuration égale :

$\eta = 1$ pour les ronds lisses

$\eta = 1.6$ pour les hautes adhérences

Dans le cas où la fissuration est préjudiciable cette contrainte deviendra alors :

$$\sigma_s = \text{Min} (0.5 f_e , 90 \sqrt{\eta f_{t28}})$$

III. Etats limites

Selon les règles B.A.E.L.91, on distingue deux états de calcul, l'état limite ultime, et l'état limite de service.

III.1. Définition

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable d'une des actions appliquées.

III.2. Etat limites ultimes (E.L.U)

Ils sont relatifs à la stabilité ou à la capacité portante :

- Equilibre statique de la construction : pas de renversement ;
- Résistance de chacun des matériaux : pas de rupture ;
- Stabilité de forme : pas de flambement ;

Le dépassement de ces cas états conduit à la ruine de la structure. Au-delà de l'état limite ultime, la résistance des matériaux (béton et acier) est atteinte, la sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer.

III.3. Etat limite de service (E.L.S)

Ils sont relatifs surtout aux conditions d'exploitation :

- Etat limite de déformation;
- Etat limite de compression de béton ou traction des aciers ;
- Etat limite d'ouverture de fissures pour la sécurité des ouvrages ;

IV. Hypothèses de calcul

IV.1. Etat limite ultime "ELU"

Il existe 7 hypothèses à cet état :

- ✓ les sections planes restent planes après déformation « hypothèse de Bernoulli »
- ✓ la résistance du béton à la traction est négligeable
- ✓ cas de glissement relatif entre les armatures et le béton: chaque armature subie la même variation linéaire que la gamme du béton qui l'entoure

Le raccourcissement ultime du béton est limité à :

$$\begin{array}{ll} \varepsilon_{bc} = 3.5 \text{‰} & \longrightarrow \text{flexion} \\ \varepsilon_{bc} = 2 \text{‰} & \longrightarrow \text{compression} \end{array}$$

- ✓ l'allongement ultime de l'acier est limité à $\varepsilon_s = 10 \text{‰}$

- ✓ pour la compression et la traction simple, les diagrammes linéaires de déformations d'une section passe obligatoirement par l'un de (03) pivots A, B et C

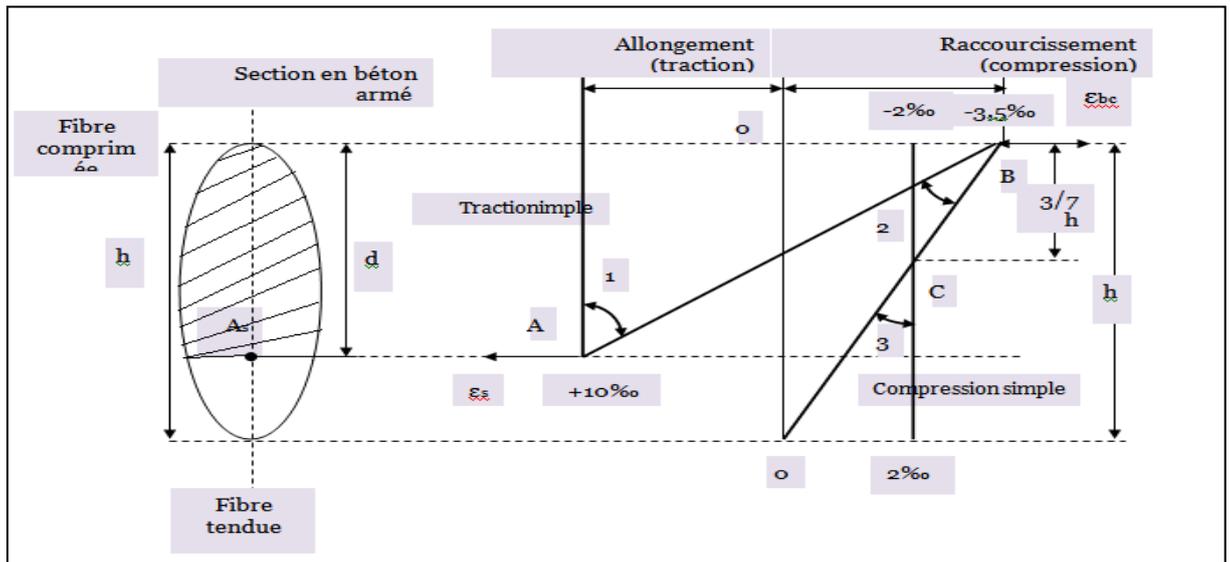


Figure I. 5 Règles des trois pivots

IV.2. Etat limite service « ELS »

On admet les hypothèses suivantes :

- ✓ La section droite reste plane après déformation et il n'y a pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- ✓ Le béton tendu est négligé
- ✓ Le béton et l'acier sont considérés linéairement élastiques

$$\sigma_b = E_b \cdot \varepsilon_b$$

$$\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s$$

Avec :

$\varepsilon_b, \varepsilon_s$: allongement de la fibre du béton et l'acier

E_b, E_s : module de déformation longitudinales du béton et de l'acier

$$\varepsilon_b = \varepsilon_s \implies \sigma_b / E_b = \sigma_s / E_s \implies E_s \sigma_b / E_b = n \sigma_b$$

n : coefficient d'équivalence acier-béton , $n = 15$

V. Règles de Calcul

V.1. Règles B.A.E.L.91 :

Se sont des règles applicables à tous les ouvrages en béton armé soumis à des ambiances s'écartant peu d'influences climatiques et dont le béton est constitué de granulats naturels normaux, avec un dosage de ciment au moins égale à 300 kg/m^3 de béton mis en œuvre (pour le ciment portland habituels comportant peut d'ajouts).

Ces règles sont basées sur la méthode semi probabiliste aux états limites qui permet de prendre en compte le comportement local ou d'ensemble d'une structure dans tous les stades.

NB : les règles C.B.A.93 règles en vigueur sont similaires aux règles du B.A.E.L .91

L'utilisation de ces derniers est due à la disponibilité des documents aidant à leur interprétation

V.2. Règles R.P.A.99 version 2003

Ces règles qui constituent une actualisation des règles R.P.A.99 portent sur la conception et le calcul des constructions en zones sismiques. Elles sont directement applicables à toutes les constructions courantes sauf dans le cas où sollicitations issus d'un calcul des effets du vent sont plus défavorables, seulement les dispositions constructives de ces règles être respecter

Chapitre II

**Pré dimensionnement des
éléments et évaluation des charges**

Pré dimensionnement des éléments et évaluation des charges

I. Introduction

Avant de passer au calcul des éléments, il est nécessaire de déterminer les dimensions préliminaires pour chaque élément de l'ouvrage afin d'avoir une base de départ. Le pré dimensionnement sera effectué selon les lois du CBA93 et vérifié par les conditions imposées par le RPA2003

II. Pré dimensionnement

II.1. Pré dimensionnement des poteaux

Selon le C.B.A 93 l'élançement doit être limité comme suit :

$$\lambda \leq 70 . \text{ On prend } \lambda = 50$$

$$L_f = 0.7L_0 \quad \text{ou} \quad L_f = L_0$$

Avec: L_0 : hauteur d'étage
 L_f : longueur de flambement
 B : section de poteau
 λ : l'élançement mécanique

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \text{ Avec: } L_f = L_0 \Rightarrow L_f = 3.06m$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \frac{h}{2\sqrt{3}} \Rightarrow h = \frac{2\sqrt{3} \times 306}{50} = 21.20cm$$

On prend un poteau de section (30,30)cm.

• Vérification de la section selon les conditions du R.P.A

Selon les conditions de R.P.A versions 2003 en zone IIa les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$1) \min (b.h) \geq 25cm \Rightarrow \min (30.30) \geq 25cm \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$2) \min (b.h) \geq \frac{L}{20} \Rightarrow \min (30.30) \geq \frac{306}{20} = 17.00cm \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$3) \frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < \frac{30}{30} = 1.00 < 4 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc : toutes les conditions sont vérifiées on adopte une section de (30,30)cm.

II.2. Pré dimensionnement des poutres

D'après le BAEL91:

$$\left\{ \begin{array}{l} h = \left(\frac{1}{10}; \frac{1}{15} \right) \times L \\ b = (0.3, 0.5) \times h \end{array} \right. \quad \text{Avec :} \quad \begin{array}{l} L : \text{ la plus grande portée entre nu} \\ h : \text{ hauteur de la poutre} \\ b : \text{ largeur de la poutre} \end{array}$$

D'après le R.P.A version 2003 (articles 7.5.1) les dimensions minimales des poutres sont les suivantes :

$$b \geq 20cm$$

$$h \geq 30cm$$

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

II.2.1. Les poutres longitudinales (secondaires) :

$$L_{\max} = 4.00 - 0.30 = 3.70 \text{ m}$$

$$h = \left(\frac{1}{15}; \frac{1}{10} \right) \times 370 \Rightarrow h = \left(\frac{370}{15}; \frac{370}{10} \right) \Rightarrow 24.66 \leq h \leq 37.00$$

On prend $h=35 \text{ cm}$

$$b = (0.3, 0.5) h = (0.3, 0.5) \times 35 \Rightarrow 13.5 \leq b \leq 22.5$$

On prend $b=30 \text{ cm}$ (à cause de la maçonnerie double paroi de 30cm adoptée par l'architecte)

- Vérification de la section selon les conditions du R.P.A

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{b} = 1.16 < 4 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc : toutes les conditions sont vérifiées on adopte **une poutre secondaire de section (30,35)cm**

II.2.2. Les poutres transversales (principales) :

$$L_{\max} = 4.30 - 0.30 = 4.00 \text{ m}$$

$$h = \left(\frac{1}{15}; \frac{1}{10} \right) \times 400 \Rightarrow h = \left(\frac{400}{15}; \frac{400}{10} \right) \Rightarrow 26.66 \leq h \leq 40.00$$

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

$$b = (0.3, 0.5) h = (0.3, 0.5) \times 40 \Rightarrow 12 \leq b \leq 20$$

On prend $b=30 \text{ cm}$ (à cause de la maçonnerie double paroi de 30cm adoptée par l'architecte)

- Vérification de la section selon les conditions du R.P.A

$$b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{b} = 1.33 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc : toutes les conditions sont vérifiées on adopte **une poutre principale de section (30,40)cm**

II.3. Les planchers

Les planchers sont en corps creux et en dalle pleine aux niveaux des balcons et de la dalle de l'ascenseur.

II.3.1. Plancher en corps creux

D'après les règles de B.A.E.L91; on vérifie :

$$ht \geq \frac{l}{22.5} \text{ avec : } ht : \text{ la hauteur (hourdis+dalle de compression)}$$

$$L = 4.00 - 0.30 = 3.70 \text{ m}$$

$$ht \geq \frac{370}{22.5} = 16.44 \text{ cm on adoptee } ht=20 \text{ cm } (16+4)$$

16cm : la hauteur totale de l'hourdis et 4cm hauteur de la dalle de compression

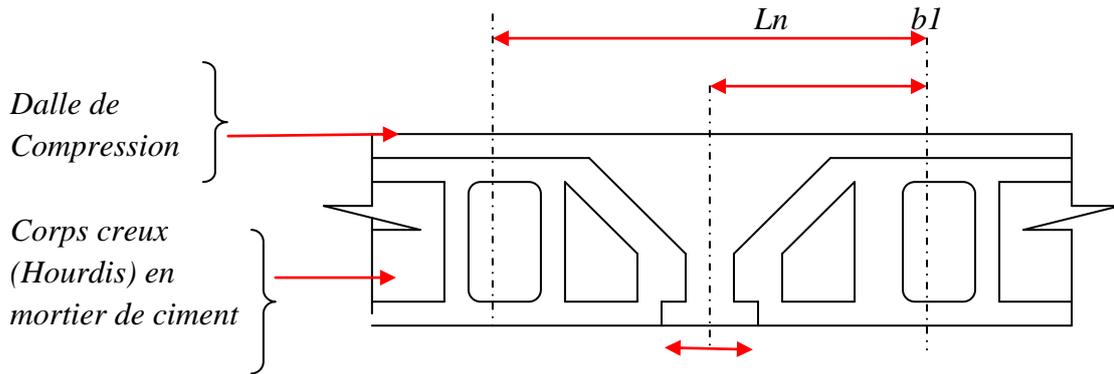


figure II 1 Coupe d'un plancher à corps creux

II.3.2. Les poutrelles (nervures)

La dalle en corps creux $\Rightarrow h_1=16\text{cm}$ et $h_0=4\text{cm}$

L'écartement des nervures : $56 \leq l_n \leq 65$

La largeur de la table dépend de la condition suivante

$$b_1 = \min\left(\frac{L_n}{2}; \frac{L}{10}; 6 \times h_0\right) \Rightarrow b_1 = \min\left(\frac{56}{2}; \frac{370}{10}; 24\right)$$

b_0 : limité entre 13 et 15cm on prend: $b_0=15\text{cm}$

$$b = 2 b_1 + b_0 = 2 \times 25 + 15 = 65\text{cm}$$

II.3.3. Dalle pleine (pour les balcons) :

selon les conditions d'appuis on distingue deux types de balcons, le pré dimensionnement prendra en considération:

II.3.4. Condition de sécurité contre l'incendie

Pour cette condition l'épaisseur de la dalle est en fonction de temps de la coupe de feu

$e_1 \geq 7\text{cm} \rightarrow$ Pour une heure de coupe de feu

$e_1 \geq 11\text{cm} \rightarrow$ Pour deux heures de coupe de feu

On adopte $e_2=11\text{cm}$

II.3.5. Condition de la résistance à la flexion

$e_2 \geq \frac{l}{20}$ Pour les dalles simplement appuyée

$$\text{Type 1 : } e_2 \geq \frac{1.29}{20} = 6.45\text{cm}$$

Donc : on adopte

$$e_1 = 12\text{cm}$$

III. EVALUATION DES CHARGES

III.1. Introduction

L'évaluation des charges consiste à déterminer les charges permanentes et les charges d'exploitation que supporte le plancher soit terrasse ou de l'étage courant

III.2. plancher

III.2.1. Plancher terrasse inaccessible :

Matériaux	Epaisseur (cm)	ρ (Kg/m ³)	Poids (Kg/m ²)
Protection en gravillon	5	1700	85
Etancheite multicouche	-	-	12
Liège ordinaire pour isolation	2	500	10
Ecran par vapeur	1	600	6
Béton forme de pente	8	2200	176
Dalle en corps creux	16+4	1400	280
Enduit de plâtre sous plafond	1	1000	10
<i>La charge permanente :</i>			<i>G=579Kg/m²</i>
<i>La charge d'exploitation :</i>			<i>Q=100Kg/m²</i>

Tableau II. 1 charge permanente et charge d'exploitation (Plancher terrasse)

III.2.2. Plancher d'étage courant

Matériaux	Epaisseur (cm)	ρ (Kg/m ³)	Poids (Kg/m ²)
Revêtement de sol en carrelage	2	2200	44
Mortier de pose en ciment	2	2000	40
Couche de sable	2	1800	36
Dalle en corps creux	16+4	1400	280
Enduit de plâtre	2	1000	20
Cloison légère	-	-	75
<i>La charge permanente :</i>			<i>G=495Kg/m²</i>
<i>La charge d'exploitation à usage d'habitation</i>			<i>Q=150 Kg/m²</i>

Tableau II. 2 charge permanente et charge d'exploitation (Plancher d'étage courant)

III.3. Les balcons ;

Matériaux	Epaisseur (cm)	ρ (Kg/m ³)	Poids (Kg/m ²)
Revêtement de sol en carrelage	2	2200	44
Mortier de pose	2	2000	40
Couche de sable	2	1800	36
Dalle en béton armé	12	2500	300
Enduit de ciment	2	2000	40
<i>La charge permanente :</i>			$G=460\text{Kg/m}^2$

Tableau II. 3 charge permanente et charge d'exploitation des Balcons**La charge concentrée " F "**

Garde corps en brique creuse (10cm) à hauteur 1.10m..... $90 \times 1.10 = 99\text{Kg/m}$

Enduit de ciment (2 faces) épaisseur 2cm : $2 \times 0.02 \times 1800 \times 1.10 = 79.2\text{Kg/m}$

$F = 178.20\text{Kg/m}$

La charge d'exploitation $Q = 350\text{KG/m}^2$

III.4. Les maçonneries :

Les murs extérieurs sont constitués par une double paroi en brique creuse, dont les épaisseurs sont 10cm, entre les deux parois on laisse un vide de 10cm comme âme d'air.

Matériaux	Epaisseur (cm)	ρ (Kg/m ³)	Poids (Kg/m ²)
Brique creuse (double paroi)	$2 \times 10 = 20$	1400	280
Enduit de ciment	2×1.5	2000	60
Brique creuse (simple paroi)	10	1400	140
<i>La charge permanente (double paroi):</i>			$G = 340\text{Kg/m}^2$
<i>La charge permanente (simple paroi):</i>			$G = 200\text{Kg/m}^2$

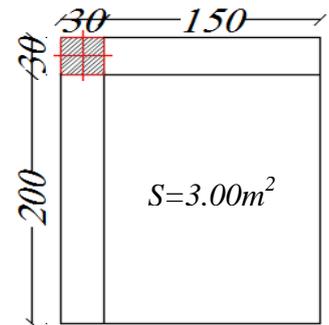
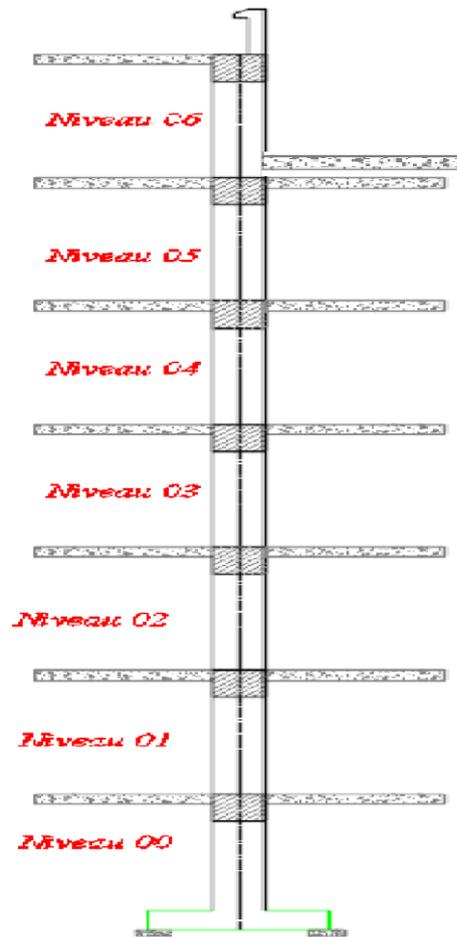
Tableau II. 4 charge permanente et charge d'exploitation des maçonneries**IV. Descente des charges****IV.1. Introduction**

Avant de procéder aux calculs il faut vérifier la stabilité des éléments verticaux (poteaux) sous chargement vertical, ainsi que la stabilité de forme

Pour les bâtiments comportant des travées solidaires supportées par deux files de poteaux de rive et une ou plusieurs files de poteaux centraux, à défaut de calcul plus précis, les charges évaluées en admettant la discontinuité des travées doivent être majorées par (**CBA 93 article B 8.1 I**).

- 15 % pour les poteaux de la file centrale d'un bâtiment à deux travées
- 10% pour les poteaux centraux voisins des poteaux de rive pour les bâtiments comportant au moins trois travées.

Pour les poteaux : Nous avons vérifié Poteau d'angle et poteau de rive et poteau intermédiaire (central).



IV.2. Les poteaux

IV.2.1. poteau d'angle axe (A 1)

Niveau 1 étage → terrasse

Niveau 06 :

Acrotère :4.10x172.50=707.25Kg

Plancher terrasse :
3.00x579=1737.00kg

Poutre secondaire0.3x0.35x1.5x2500=393.75kg

Poutre principale.....0.3x0.4x2.00x2500=600kg

Poteaux d'étage.....0.3x0.3x2.66x2500=598.50kg

Maçonnerie.....10.50x340=3570,00 kg

Totale :8536,50Kg

Niveau 05 :

Venant06.....8536,50Kg

Plancher d'étage :.....3.00x495=1485kg

Poutre(s+p) :.....993.75kg

Poteaux d'étage :.....975.00kg

Maçonnerie :..... 3570,00 kg

Totale : 14300.25Kg

Niveau 04 :

Venant 5.....	14300.25Kg
Plancher d'étage :.....	1485kg
Poutre (s+p) :.....	993.75kg
Poteaux d'étage :.....	598.50kg
Maçonnerie:.....	3570,00 kg

Totale : 20699.00Kg

Niveau 03 :

Venant4.....	20699Kg
Plancher d'étage :.....	1485kg
Poutre (s+p) :.....	993.75kg
Poteaux d'étage :.....	598.50kg
Maçonnerie:.....	3570,00 kg

Totale : 27087.75Kg

Niveau 02 :

Venant 3.....	27087.75Kg
Plancher d'étage :.....	1485kg
Poutre (s+p) :.....	993.75kg
Poteaux d'étage :.....	598.50kg
Maçonnerie:.....	3570,00 kg

Totale : 33481.50Kg

Niveau 01:

Venant 2.....	33481.50Kg
Plancher d'étage :.....	1485kg
Poutre (s+p) :.....	993.75kg
Poteaux d'étage :.....	598.50kg
Maçonnerie:.....	3570,00 kg

Totale : 39875.25Kg

Niveau 0 :

Venant 1.....	39875.25Kg
Longrine sec :.....	$0.3 \times 0.4 \times 2.00 \times 2500 = 600kg$
Longrine prin :.....	$0.3 \times 0.4 \times 2.00 \times 2500 = 600kg$

Totale : 41075.25Kg

Donc : $NG = 41151.75KG$

Sur charge : on applique le coefficient de dégression de charge

Etage	Coefficient	Poids (Kg)
6	1	300
5	1	450
4	0.9	405
3	0.8	360
2	0.7	315
1	1	450
		Somme : 2280

- **Vérification**

$$N_u = 1.15(1.35G + 1.50Q) = 1.15(1.35 \times 41075.25 + 1.50 \times 2280) = 6770233 \text{Kg}$$

L'effort normal ultime N_u agissant d'un poteau doit être au plus à la valeur suivante : (**CBA article B 8.2.1**)

$$N_u = \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

A : la section d'acier comprimé pris en compte dans le calcul

B_r : la section réduite du poteau

α : Coefficient en fonction de l'élanement mécanique λ qui prend les valeurs

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

$$\alpha = 0.06 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \longrightarrow 50 \leq \lambda \leq 70$$

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

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

$$A_{\min} = \max \left[\frac{0.2bh}{100}; \frac{4 \times 2 \times (b+h)}{100} \right] = \max \left[\frac{0.2 \times 30 \times 30}{100}; \frac{8 \times (30+30)}{100} \right] \Rightarrow A_{\min} = 4.8 \text{cm}^2$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}, L_f = L_0 = 3.06m$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = 8.66$$

$$\lambda = \frac{306}{8.66} = 34.64 < 50$$

$$\alpha = \frac{0.82}{1 + 0.2 \left(\frac{34.64}{35} \right)^2} = 0.685$$

$$N_{uadm} = 0.685 \left[\frac{784 \times 250}{0.9 \times 1.5} + 4.8 \times \frac{4000}{1.15} \right] = 11088838Kg$$

$$N_u = 6770233Kg < 11088838Kg \quad \text{Condition vérifiée}$$

IV.2.2. poteau de rive axe (B 1)

Niveau 0étage → terrasse

Niveau 06 :

Acrotère :4.00x172.50=690.00Kg

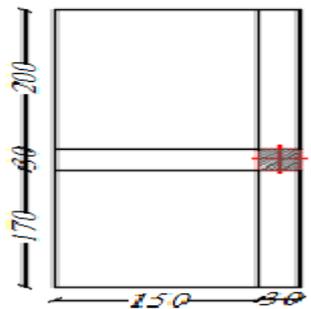
Plancher terrasse : 5.55x579=3213.45kg

Poutre secondaire0.3x0.35x1.50x2500=393.75kg

Poutre principale.....0.3x0.4x4.00x2500=1200kg

Poteaux d'étage.....0.3x0.3x2.66x2500=675kg

Maçonnerie1.50x2.71x200+2.66x3.7x340=4995kg



Totale : 11167.20Kg

Niveau05 :

Venant 06.....11167.20Kg

Plancher d'étage : 5.55x495=2747.50kg

Poutre (s+p) :1593.75kg

Poteaux d'étage :598.50kg

Maçonnerie:4995kg

Totale : 21403.45Kg

Niveau 04 :

Venant 05.....21403.45Kg

Plancher d'étage : 2747.50kg

Poutre (s+p) : 1593.75kg

Poteaux d'étage :598.50kg

Maçonnerie:4995kg

Totale : 31639.70Kg

Niveau 03 :

Venant 04.....31639.70Kg

Plancher d'étage :.....	2747.50kg
Poutre (s+p) :.....	1593.75kg
Poteaux d'étage :.....	598.50kg
Maçonnerie:.....	4995kg

Totale : 41875.95Kg

Niveau 02 :

Venant03.....	41875.95Kg
Plancher d'étage :.....	2747.50kg
Poutre (s+p) :.....	1593.75kg
Poteaux d'étage :.....	598.50kg
Maçonnerie:.....	4995kg

Totale : 52112.20Kg

Niveau 01 :

Venant 02.....	52112.20Kg
Plancher d'étage :.....	2747.50kg
Poutre (s+p) :.....	1593.75kg
Poteaux d'étage :.....	598.50kg
Maçonnerie:.....	4995kg

Totale : 62348.45Kg

Niveau 00 :

Venant 01.....	62348.45Kg
Longrine sec :.....	0.3x0.4x1.50x2500=450kg
Longrine prin :.....	0.3x0.4x4.00x2500=1200kg

Totale : 63998.45Kg

Donc : $NG = 63998.45KG$

Sur charge : on applique le coefficient de dégression de charge

<i>Etage</i>	<i>Coefficient</i>	<i>Poids (Kg)</i>
6	1	550
5	1	832.5
4	0.9	749.25
3	0.8	666
2	0.7	582.75
1	1	832.5
		Somme : 4213

$$N_u = 1.15(1.35G + 1.50Q) = 1.15(1.35 \times 63998.45 + 1.50 \times 4213) = 106625.02Kg$$

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

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

$$A_{\min} = \max \left[\frac{0.2bh}{100}; \frac{4 \times 2 \times (b+h)}{100} \right] = \max \left[\frac{0.2 \times 30 \times 30}{100}; \frac{8 \times (30+30)}{100} \right] \Rightarrow A_{\min} = 4.8 \text{ cm}^2$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}, L_f = L_0 = 3.00 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = 8.66$$

$$\lambda = \frac{306}{8.66} = 34.64 < 50$$

$$\alpha = \frac{0.82}{1 + 0.2 \left(\frac{34.64}{35} \right)^2} = 0.685$$

$$N_{uadm} = 0.685 \left[\frac{784 \times 250}{0.9 \times 1.5} + 4.8 \times \frac{4000}{1.15} \right] = 11088838 \text{ Kg}$$

$N_u = 106625.02 \text{ Kg} < 11088838 \text{ Kg}$ Condition vérifié

IV.2.3. **poteau intermédiaire (centrale) ax**

Niveau 06 :

Plancher terrasse : ... 12.40x579=7179.60kg

Poutre secondaire 0.3x0.35x3.35x2500=879.38kg

Poutre principale.....0.3x0.4x3.70x2500=1110kg

Poteaux d'étage.....0.3x0.4x3.0x2500=900kg

Maçonnerie ...3.70x3.05x200+3x3.35x200=4267kg

Totale 14335.98Kg

Niveau 05 :

Venant 06.....14335.98Kg

Plancher d'étage : 12.40x495=6138kg

Poutre (s+p) :1989.38 kg

Poteaux d'étage :900.00kg

Maçonnerie=4267kg

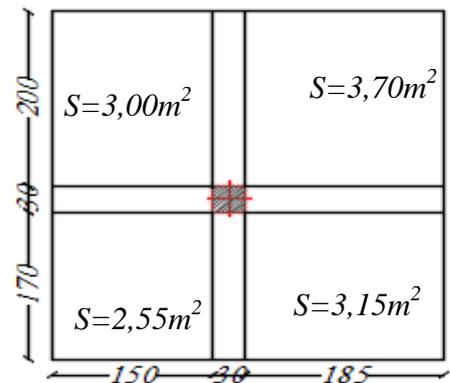
Totale : 27630.36Kg

Niveau 04:

Venant 05.....27630.36Kg

Plancher d'étage :1898.25kg

Poutre (s+p) : 5435.10kg



Poteaux d'étage :900.00kg
 Maçonnerie=4267kg

Totale : 40924.74Kg

Niveau 03:

Venant04..... 40924.74Kg
 Plancher d'étage :1898.25kg
 Poutre (s+p) : 5435.10kg
 Poteaux d'étage :900.00kg
 Maçonnerie=4267kg

Totale : 54219.12Kg

Niveau 02 :

Venant 03..... 54219.12Kg
 Plancher d'étage :1898.25kg
 Poutre (s+p) : 5435.10kg
 Poteaux d'étage :900.00kg
 Maçonnerie=4267kg

Totale : 67513.35Kg

Niveau 01 :

Venant 02..... 67513.35Kg
 Plancher d'étage :1898.25kg
 Poutre (s+p) : 5435.10kg
 Poteaux d'étage :900.00kg
 Maçonnerie=4267kg

Totale : 80807.88Kg

Niveau 00 :

Venant 01.....80807.88Kg
 Longrine sec : 0.3x0.4x3.35x2500=1005kg
 Longrine prin : 0.3x0.4x3.70x2500=1110kg

Totale : 82922.88Kg

Donc: NG=82922.88Kg

Sur charge : on applique le coefficient de dégression de charge

<i>Etage</i>	<i>Coefficient</i>	<i>Poids (Kg)</i>
6	1	1240
5	1	1860
4	0.9	1674
3	0.8	1488
2	0.7	1302
1	1	1860
		Somme : 9424

$$N_u = 1.10(1.35G + 1.50Q) = 1.10(1.35 \times 8292288 + 1.50 \times 9424) = 13869008 \text{Kg}$$

L'effort normal ultime N_u agissant d'un poteau doit être au plus à la valeur suivante : (**CBA article B 8.2.1**)

$$N_u = \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

A : la section d'acier comprimé pris en compte dans le calcul

B_r : la section réduite du poteau

α : Coefficient en fonction de l'élançement mécanique λ qui prend les valeurs

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

$$\alpha = 0.06 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \longrightarrow 50 \leq \lambda \leq 70$$

Pour le calcul de la section finale du poteau on adopte

$$N_{u\max} = 199397.07 \text{Kg}$$

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

$$B_r = (30 - 2) \times (40 - 2) = 784 \text{cm}^2$$

$$A_{\min} = \max \left[\frac{0.2bh}{100}; \frac{4x2x(b+h)}{100} \right] = \max \left[\frac{0.2 \times 30 \times 30}{100}; \frac{8x(30+30)}{100} \right] \Rightarrow A_{\min} = 4.8 \text{cm}^2$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i}, L_f = L_0 = 3.00 \text{m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = 8.66$$

$$\lambda = \frac{306}{8.66} = 34.64 < 50$$

$$\alpha = \frac{0.82}{1 + 0.2 \left(\frac{34.66}{35} \right)^2} = 0.685$$

$$N_{uadm} = 0.685 \left[\frac{784 \times 250}{0.9 \times 1.5} + 4.8 \times \frac{4000}{1.15} \right] = 11088838 \text{Kg}$$

$$N_u = 13869008 \text{Kg} > 11088838 \text{Kg} \dots \dots \text{Condition non vérifiée}$$

IV.2.4. Calcul de la nouvelle section du poteau:

$$N_u = \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \Rightarrow 13869008 = 0.685 [B_r \times 185.185 + 16695.65]$$

$$B_r = \frac{13869080 - 11436.52}{126.85} = 1003.19 \text{ cm}^2$$

$$B_r = (30 - 2) \times (h - 2) = 1003.19 \text{ cm}^2 \rightarrow b = 30 \text{ cm}$$

$$h = \frac{947.19}{28} = 33.82 \text{ cm} \approx 34 \text{ cm}$$

On adopte des poteaux de section (30.40) cm

Chapitre III

Calcul des élément secondaires

Calcul des éléments secondaires

Introduction :

Dans ce chapitre, on va assurer la stabilité et la résistance des différents éléments secondaires de bâtiment (acrotère, les balcons, les escaliers, les dalles) vis-à-vis aux effets des actions sismique et actions vertical (permanente et exploitation) par une bonne modélisation suivit d'un calcul correct des sections d'armatures qui respectent le BAEL 91 et RPA99/V2003.

I. Calcul de l'acrotère

I.1 Définition

L'acrotère est un élément de protection contournant le plancher terrasse, surmonté d'une forme de pente. Son rôle est former un écran de protection empêchant toute chute de personnes et permet le retour de l'étanchéité, cet élément est exposé aux intempéries, donc la fissuration sera considérée comme préjudiciable.

I.2 Schéma statique de l'acrotère

L'acrotère est assimilé à une console encastree dans le plancher terrasse

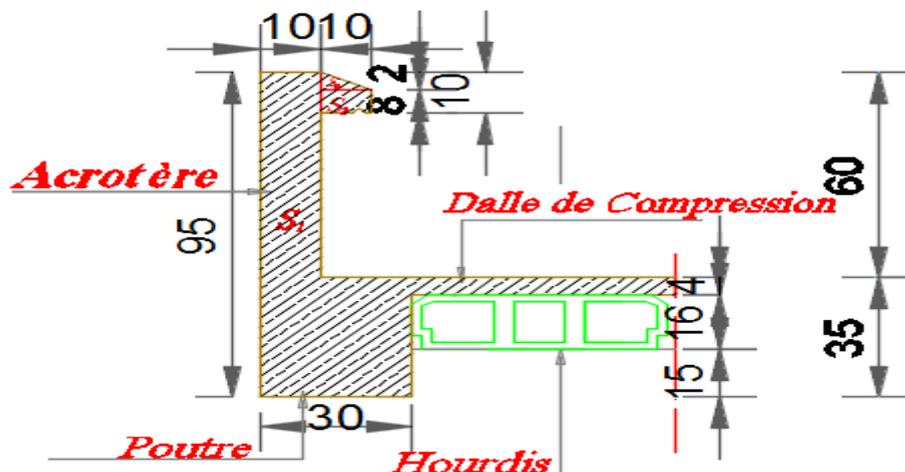


figure III. 1 acrotère

I.3 Méthode de calcul

Sollicitations de calcul

- ❖ Effort normal du poids propre de l'acrotère.
- ❖ Une force horizontale d'origine sismique.
- ❖ Un moment dû à une charge horizontale due à la main courante.

Pour simplifier les calculs, on travaille par une bande de 1 m de longueur. La fissuration sera considérée préjudiciable

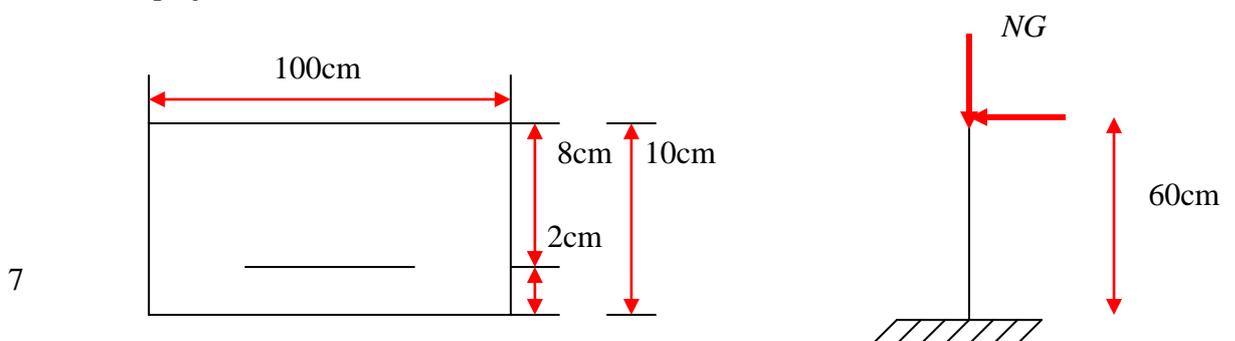


figure III. 2 Schéma statique de l'acrotère

I.3.1 Evaluation des charges

- La charge permanente :

1) Poids propre de l'acrotère

$$Pp = (S1+S2+S3) \times 2500 = (0.60 \times 0.10 + 0.08 \times 0.10 + \frac{0.02 \times 0.10}{2}) \times 2500 = 172.50 \text{Kg/ml}$$

Poids propre = 172.50Kg/ml

2) Enduit de ciment d'épaisseur 2cm sur les deux faces :

$$0.02 \times 0.60 \times 1200 \times 2 = 28.80 \text{Kg /ml}$$

Donc la charge permanente : $G = 172.50 + 28.80 = 201.30 \text{Kg/ml}$

- La charge d'exploitation

La charge horizontale : $Q = 100 \text{Kg/ml}$

- Calcul des sollicitations

La section la plus sollicitée est celle de l'encastrement, elle est sollicitée à la flexion composée sous les actions suivantes :

1-Effort de compression : $N_G = G = 201.30 \text{Kg}$

2-Moment fléchissant : $M = Q \times L = 100 \times 0.60 = 60 \text{Kg.m}$

- Combinaisons des actions

E.L.U	E.L.S
$N_u = 1.35 \times N_G = 1.35 \times 201.30 = 271.75 \text{Kg}$	$N_s = N_G = 201.30$
$M_u = 1.50 \times M_Q = 1.50 \times 60 = 90 \text{Kg.m}$	$M_s = M_Q = 60 \text{Kg.m}$

Tableau III. 1 Combinaisons des actions de l'acrotère

I.3.2 Calcul du ferrailage

l'Etat limité ultime (E.L.U)

- calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{90}{271.75} = 0.33 \text{m} = 33 \text{cm}$$

$e_0 = 0.34 \text{cm}$ Que l'on doit comparer avec $h/2 - c$ pour voir si le centre de pression tombe à

l'intérieure ou à l'extérieure de la section $e_0 = 34 > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{cm}$.

Donc : le point d'application est à l'extérieur de la section.

-L'effort étant un effort de compression donc la section est partiellement comprimée.

-le calcul de cette section rectangulaire se fera à la flexion composée.

$$M_1 = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) : \text{avec } N_u \text{ effort de compression.}$$

$$M_1 = 90 + 271.75 \times \left(0.08 - \frac{0.10}{2} \right) = 89.15 \text{Kg.m}$$

- calcul des armatures :

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} \Rightarrow \mu = \frac{98.15 \times 100}{100 \times 8^2 \times 142} = 0.01 \Rightarrow \mu < \bar{\mu} \Rightarrow 0.01 < 0.392.$$

$$\beta = 0.5 + (1 + \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.5(1 + \sqrt{1 - 2 \times 0.01}) = 0.947$$

$$A = \frac{Mu}{\beta x d x f_e} \Rightarrow A = \frac{98.15 \times 100}{100 \times 8^2 \times 3480} = 0.37 \text{ cm}^2$$

La section réelle d'acier

$$A_1 = A - \frac{Nu}{f_e} = 0.37 - \frac{271.75}{3480} = 0.29 \text{ cm}^2$$

- condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 8 \times 100 \times 21}{4000} = 0.966 \text{ cm}^2.$$

$A_1 \geq \max(A; A_{\min}) \Rightarrow A_1 = 0.966 \text{ cm}^2$ On adopte $A = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ ml}$

- Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_1}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502 \text{ cm}^2$$
 On adopte $A_r = 3\text{HA}6 = 0.85 \text{ cm}^2$

- Espacement minimale :

Dans la direction la plus sollicitée

$$S_t \leq \min(3h; 33) \Rightarrow S_t \leq \min(3 \times 10; 33) \text{ cm}$$
 On adopte $S_t = 25 \text{ cm}$

Dans la direction la moins sollicitée

$$S_t \leq \min(4h; 45) \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq \min(40; 45)$$
 on adopt $S_t = 33 \text{ cm}$

I.3.3 Vérification des contraintes

- Etat limite de service (E.L.S)

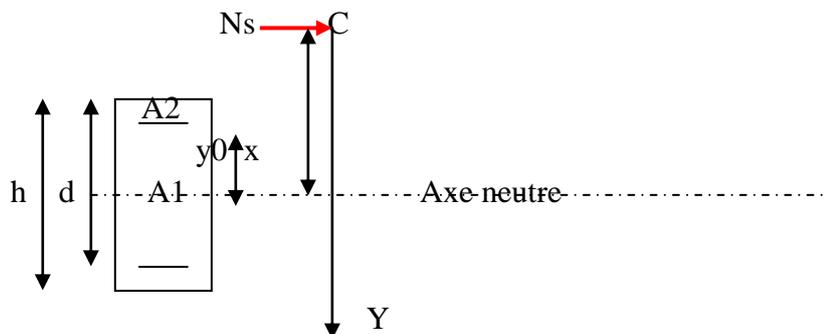
La vérification se fait selon le C.B.A 93

La fissuration est préjudiciable. On doit vérifier.

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 x f_{c28} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2 x f_e}{3}; 110 \sqrt{\eta x f_{t28}}\right) = \min\left(\frac{2 \times 400}{3}; 110 \times \sqrt{1.6 \times 2.1}\right)$$

$$\sigma_s \leq \min(266.67; 201.63) \text{ Mpa} \Rightarrow \sigma_s \leq 201.63 \text{ Mpa}$$



Y : La distance du point C à l'arrête la plus comprimée.

y_0 : La distance entre l'axe neutre et la fibre la plus comprimée.

x : La distance entre l'axe neutre et point d'application avec : $x=Y+y_0$

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{60}{201.3} = 0.29m = 29cm$$

$$y_0 = \frac{h}{2} - e = \frac{10}{2} - 31 = -26cm < 0$$

Donc : $y_0 < 0$ se trouve en haut
 $e > 0$ et N_s effort de compression

$$Y^3 + pY + q = 0 \quad \text{Avec} \quad \begin{cases} p = \frac{90A_1}{b} \cdot (d - y_0) - \frac{90A_2}{b} \cdot (y_0 - c') - 3y_0^2 \\ q = -2y_0^3 - \frac{90A_1}{b} \cdot (d - y_0)^2 - \frac{90A_2}{b} \cdot (y_0 - c') \end{cases}$$

$A_2 = 0$ donc

$$\begin{cases} p = \frac{90 \times 2.01}{100} x(8 + 26) - 3x26^2 = -1966.49 \\ q = -2x26^3 - \frac{90 \times 2.01}{100} x(8 + 26)^2 = 33060.79 \end{cases}$$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = (33060.79)^2 + \frac{4x(-1966.49)^3}{27} = 3.35 \cdot 10^7$$

$$\cos \alpha = \frac{3q}{2p} x \sqrt{\frac{-3}{p}} = \frac{3 \times 33060.79}{-2 \times 1966.49} x \sqrt{\frac{-3}{-1966.49}} = -0.98 \Rightarrow \alpha = 168.52^\circ$$

$$a = 2x \sqrt{-\frac{p}{3}} = 2x \sqrt{\frac{1966.49}{3}} = 51.20$$

$$Y_1 = a \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right) = 51.20 x \cos\left(\frac{168.52}{3}\right) = 28.20cm$$

$$Y_2 = a \cos\left(\frac{\alpha}{3} + 120\right) = 51.20 \cos\left(\frac{168.52}{3} + 120\right) = -51.08cm$$

$$Y_3 = a \cos\left(\frac{\alpha}{3} + 240\right) = 51.20 \cos\left(\frac{168.20}{3} + 240\right) = 22.58cm$$

On trouve $x = Y + y_0$

$$\left. \begin{aligned} x_1 &= Y_1 + y_0 = 28.20 - 26 = 2.20cm \\ x_2 &= Y_2 + y_0 = -51.08 - 26 = -77.08cm \\ x_3 &= Y_3 + y_0 = 22.58 - 26 = -3.42cm \end{aligned} \right\} x = \max(x_1 ; x_2 ; x_3) = 2.20cm.$$

$$K = \frac{N_s x}{I}$$

$$I = \frac{bx^3}{3} + 15[A_1(d-x)^2 + A_2(x-c')^2]$$

Avec : K : coefficient angulaire des contraintes.

I : moment d'inertie de la section homogène réduite.

$$I = \frac{100 \times 2.2^3}{3} + 15 \left[2.01 \times (8 - 2.2)^2 \right] = 1369.17 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{201.3 \times 2.2}{1369.17} = 0.32 \text{ Kg / cm}^3$$

I.3.4 Calcul des contraintes

$$\sigma_{bc} = Kx = 0.32 \times 2.20 = 0.704 \text{ Kg / cm}^2 < \overline{\sigma}_{bc} = 150 \text{ Kg / cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_s = K(d - x)\eta = 0.30 \times 15 \times (8 - 2.2) = 26.10 \text{ Kg / cm}^2 < \overline{\sigma}_s = 2016.6 \text{ Kg / cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée}$$

I.3.5 Vérification de l'effort tranchant

D'après C.B.A (A.5.1.1) doit vérifier $\tau_u \leq \overline{\tau}_u$ et- $\tau_u = \frac{V_u}{bd}$

$$Vu = 1.5 \times Q = 1.5 \times 100 = 150 \text{ Kg} \Rightarrow \tau_u = \frac{150}{8 \times 100} = 0.187 \text{ Kg / cm}^2$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right) \Rightarrow \overline{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 \times 25}{1.5}; 4 \right) \Rightarrow \overline{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa.}$$

$$\overline{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} > \tau_u = 0.0187 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

I.3.6 Vérification de l'acrotère vis-à-vis au séisme

La force sismique est définie par:

$$Fp = 4.A.Cp.WP$$

A : coefficient d'accélération de zone, obtenue du tableau (4.1P27 du R.P.A99)

Cp : facteur de la force horizontale pour les éléments secondaires $0.3 \leq Cp \leq 0.8$ obtenue du tableau (6.1p43 du R.P.A99).

$$Wp = G = 201.3 \text{ Kg} = \text{poids propre}$$

$$Cp = 0.8 \text{ élément console}$$

$$A = 0.15 \text{ pour la zone IIa, groupe d'usage 02}$$

Donc

$$Fp = 4 \times 0.15 \times 201.3 \times 0.8 = 96.62 \text{ Kg} < Q = 100 \text{ Kg.}$$

La force horizontale d'origine sismique est inférieure à celle qui est exercée par la charge d'exploitation donc les armatures calculées sont suffisantes pour pouvoir résister à cette force sismique et seront disposées symétriquement sur les deux faces de l'acrotère à cause de la direction de cette force

I.4 Schéma du ferrailage

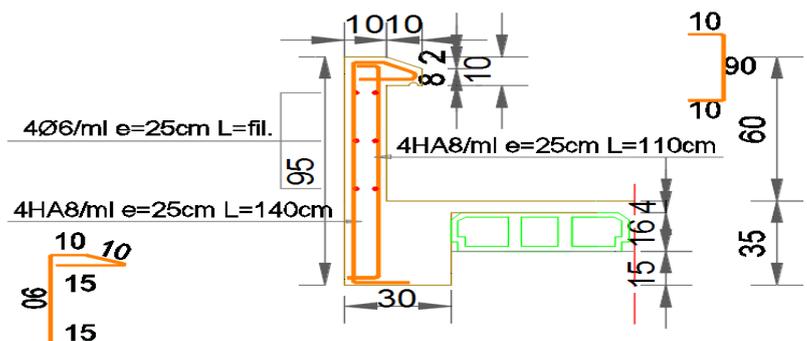


figure III. 3 FERRAILAGE DE L'ACROTÈRE

II. CALCUL DES DALLES DES BALCONS

II.1 Définition

Le balcon est une dalle encastrée dans les planchers, la dalle d'épaisseur 12cm encastrée sur un coté et sera étudiée comme une console.

II.2 Schéma statique

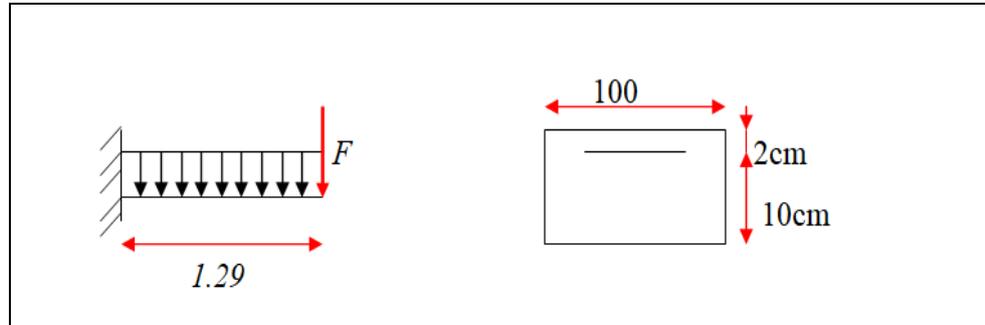


figure III. 4 Schéma statique

Les charges : Les charges sur une bande de 1 m de largeur

La charge permanente : $G=460\text{Kg/ml}$

La charge d'exploitation : $Q=350\text{Kg/ml}$

La charge concentrée : $F=178.2\text{Kg/ml}$

II.3 Calcul du moment ultime :

$$M_u = M_p + MF = q_u \cdot \frac{l^2}{2} + 1.35 \cdot F \cdot l \quad \text{avec } q_u = 1.35 \cdot G + 1.50 \cdot Q = 1.35 \cdot 460 + 1.50 \cdot 350 = 1146\text{Kg}$$

$$M_u = 1146 \cdot \frac{1.29^2}{2} + 1.35 \cdot 178.2 \cdot 1.29 = 1263.86\text{Kg.m}$$

II.4 Calcul du ferrailage

- Etat limite ultime (E.L.U)

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_c} = \frac{1263.86 \cdot 100}{100 \cdot 10^2 \cdot 142} = 0.089$$

$$\mu = 0.089 < \bar{\mu} = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0.5 \cdot \left(1 + \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0.5 \cdot \left(1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0.089}\right) = 0.906$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta x d x f_e} = \frac{1263.86 \cdot 100}{0.906 \cdot 10 \cdot 3480} = 4.01\text{cm}^2$$

On adopte : $A = 4\text{HA}12 = 4.52\text{ cm}^2/\text{ml}$

- Condition de non fragilité : pour le cas des dalles

$$\rho_x \geq \frac{\rho_0}{2} \left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)$$

$$\rho_x = \frac{A}{bd} = \frac{4.52}{1000} = 0.00452$$

$$\frac{\rho_0}{2} \left(3 - \frac{1.29}{3.65}\right) = 0.00106$$

Donc $\rho_s \geq \frac{\rho_0}{2} \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right) \dots\dots$ Condition vérifiée

- Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 \text{ On adopte } A_r = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Espacement minimal des armatures :

Dans la direction la plus sollicitée

$$S_t \leq \min(3h; 33) \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq \min(36; 33) \text{ cm} \Rightarrow S_t = 33 \text{ cm}.$$

On adopte $S_t = 25 \text{ cm}$

Dans la direction la moins sollicitée

$$S_t \leq \min(4h; 33) \text{ cm} \Rightarrow S_t \leq \min(48; 33) \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

II.5 Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u \leq \bar{\tau}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \text{ Avec } T_u = qxl + 1.35F = 1146 \times 1.29 + 1.35 \times 178.2 = 1718.91 \text{ Kg}$$

$$\tau_u = \frac{1718.91}{100 \times 10} = 1.72 \text{ Kg / cm}^2 = 0.72 \text{ Mpa}$$

La fissuration est peu nuisible

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u \leq 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; \Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.67 \text{ Mpa.} \Rightarrow \bar{\tau}_u \geq \tau_u \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

II.6 Vérification à l'E.L.S

- Le moment de service

$$M_s = M_{qs} + M_F$$

$$q = G + Q = 460 + 350 = 810 \text{ Kg} \text{ et } F = 178.2 \text{ Kg}$$

$$M_s = 810 \times \frac{1.29^2}{2} + 1.29 \times 178.2 = 903.83 \text{ Kg.m}$$

II.7 Vérification des contraintes

- Acier

La vérification est considérée comme peu nuisible donc la vérification à l'E.L.S n'est pas nécessaire.

- Béton

La vérification à l'E.L.S est inutile si la condition suivante est vérifiée

$$\alpha \leq \left(\frac{\gamma - 1}{2} \right) + \left(\frac{f_{c28}}{100} \right) \text{ Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{1263.86}{903.83} = 1.39$$

$$\alpha \leq \left(\frac{1.39 - 1}{2} \right) + \left(\frac{25}{100} \right) = 0.445$$

Où $\frac{y}{d}$: hauteur relative de l'axe neutre à l'E.L.U avec Yu solution de l'équation :

$$by^2 + 30Asy - 30Asd = 0 \Rightarrow 100y^2 + 30 \times 4.52y - 30 \times 4.52 \times 10 = 0 \Rightarrow y = 3.06 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{y}{d} = \frac{3.06}{10} = 0.306 < 0.445 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc: La vérification des contraintes du béton n'est pas nécessaire.

II.8 Vérification de la flèche

La valeur de la flèche admissible pour une console de longueur $L \leq 250\text{cm}$

$$\overline{f}_{adm} = \frac{L}{250}$$

- Pour une charge uniformément répartie q :

$$f_{q_s} = \frac{ql^4}{8EI} = \frac{Ml^2}{4EI} \text{ avec } M = \frac{ql^2}{2}$$

- Pour une charge concentrée F

$$f_F = \frac{Fl^3}{3EI} = \frac{M_F l^2}{3EI} \text{ avec } M_F = Fl$$

- La flèche totale :

$$L=1.29\text{m} ; b=1.00\text{m} ; I = \frac{bh^3}{12} ; E=2.10^8\text{KN/m}^2$$

$$f = f_a + f_F = \frac{q_s l^4}{8EI} + \frac{Fl^3}{3EI} = \frac{8.10 \times 1.29^4}{2 \times 8 \times 10^8 \times \frac{1 \times 0.12^3}{12}} + \frac{1.782 \times 1.29^3}{2 \times 3 \times 10^8 \times \frac{1 \times 0.12^3}{12}} = 1.18^{-4} \text{m} = 0.118\text{mm}$$

$$\overline{f}_{adm} = \frac{1.29}{250} = 0.00516\text{m} = 5.16\text{mm} > f = 0.118\text{mm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

N.B la longueur des bars et variable suivant la conception d'architecture

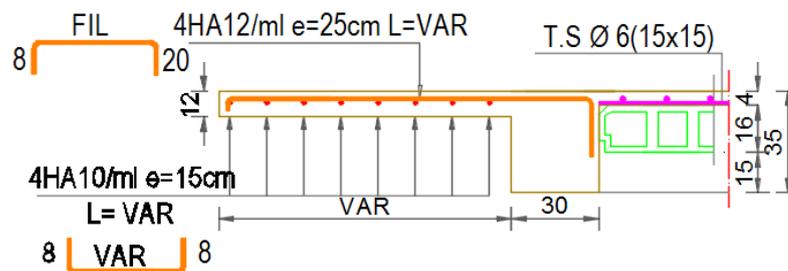


figure III. 5 Ferrailage du balcon

III. Les escaliers

III.1 Définitions :

Les escaliers sont des éléments constructifs qui assurent la liaison verticale entre deux étages successifs. Un escalier se compose d'un certain nombre de marches.

On appelle :

Un emmarchement la longueur de ces marches,

La largeur de la marche « g » s'appelle le giron, « h » est la hauteur d'une marche. Le mur qui limite les escaliers s'appelle mur d'échiffre tandis que la dalle qui vient sous les marches s'appelle la paillasse.

La partie verticale d'une marche s'appelle la contre marche, alors que la cage est le volume circonscrit à l'escalier.

e. **Volée 1** : on adopte le cas le plus défavorable; la 3^{eme} volée avec 09 contre marches

f. **calcul de l'épaisseur de la paillasse** : la volée est encastrée d'un coté dans la poutre du plancher

g. **Schéma statique**

$$L_1 = (n-1)g = (9-1) \times 0.30 = 2.4m$$

$$H = nxh = 9 \times 0.170 = 1.53m$$

$$\alpha = \text{tag} \frac{h}{L} = \frac{1.53}{2.4} = 0.64 \Rightarrow \alpha = 32.61^\circ$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \text{ Avec } L_0 = \frac{L_1}{\cos \alpha} \Rightarrow L_0 = \frac{2.4}{\cos 32.61} = 2.85m$$

$$L = 2.85 + 1.20 = 4.05m$$

$$\frac{4.05}{30} \leq e \leq \frac{4.05}{20} \Rightarrow 13.50 \leq e \leq 20.25cm \text{ On prend } e = 15cm.$$

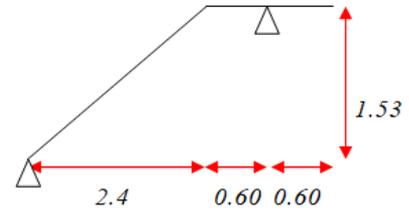


figure III. 7 Schéma statique d'escalier

III.4 Evaluation des charges :

les charges pour une bande de 1m longueur

Volée

- Poids de la paillasse = $\frac{2500 \times 0.15}{\cos 32.61} = 445.18 \text{Kg/ml}$
 - Poids de la Marche : $\frac{\gamma x h}{2} = \frac{0.170 \times 2200}{2} = 192.50 \text{Kg/ml}$
 - Revêtement de sol en carrelage: $0.025 \times 2000 = 50 \text{Kg/ml}$
 - Garde corps en brique creuse: $90 \times 1.00 = 90 \text{Kg/ml}$
- G=777.68Kg/ml**

Donc :

$$Q=150 \text{Kg/ml}$$

❖ Palier de repos et départ

- Dalle en béton armé : $0.15 \times 2500 = 375 \text{Kg/ml}$
- Carrelage $0.02 \times 2200 = 44 \text{Kg/ml}$
- Mortier de pose..... : $0.02 \times 2000 = 40 \text{Kg/ml}$
- Couche de sable..... : $0.02 \times 1800 = 30 \text{Kg/ml}$
- Enduit de ciment ...: $0.02 \times 2000 = 40 \text{Kg/ml}$
- Garde corps en brique creuse: $90 \times 1.00 = 90 \text{Kg/ml}$

$$G=619 \text{Kg/ml}$$

Donc :

$$Q=150 \text{Kg/ml}$$

III.4.1 Combinons d'action

$$q_u = 1.35G + 1.50Q \dots \dots \dots (1)$$

$$q_s = G + Q \dots \dots \dots (2)$$

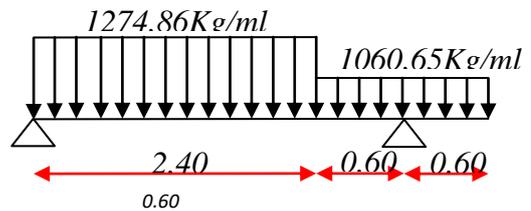
Elément	G (Kg/ml)	Q (Kg/ml)	q _u (Kg/ml)	q _s (Kg/ml)
paillasse	777.68	150	1274.89	927.68
Palier de repos	619	150	1060.65	769

Tableau III. 2 combinaison d'action d'escalier

III.4.2 calcul de la charge équivalente

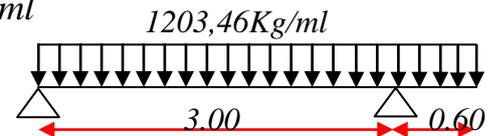
$$q_e = \frac{\sum q_i L_i}{\sum L_i}$$

- Etat limite ultime



La charge équivalente

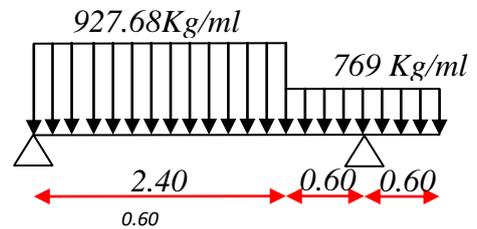
$$q_{ue} = \frac{1274,86 \times 2,40 + 1060,65 \times 1,20}{3,60} = 1203,46 \text{ Kg / ml}$$



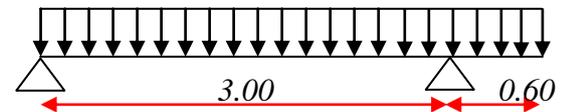
Etat limite de service

- La charge équivalente

$$q_{es} = \frac{927,68 \times 2,40 + 796 \times 1,20}{3,60} = 883,79 \text{ Kg/ml}$$



883,79Kg/ml

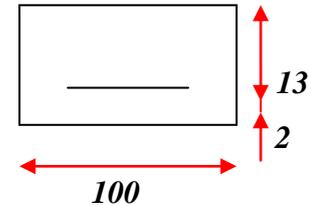


III.4.3 Calcul du moment de flexion :

Section	Mu (kg.m)	Ms (kg.m)
Appuis	216,62	150,08
Travée	1247,76	864,47

Calcul du ferrailage :
III.4.4 Etat limite ultime (E.U.L)

On considère une bande de 1m de largeur



Section	Mu (Kg.m)	μ	$\bar{\mu}$	β	$A_{cal} (cm^2)$	$A' (cm^2)$	$A_{ad} (cm^2)$	St (cm)
Travée	1201,84	0.05	0.392	0.974	2.72	0	5HA12	15
Appuis	216,62	0.01	0.392	0.994	0.48	0	5HA8	15

- condition de non fragilité :

Sur Appuis

$$\rho_x \geq \frac{\rho_0}{2} \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right)$$

$$\rho_x = \frac{A}{bd} = \frac{12.32}{1800} = 0.006 > \frac{\rho_0}{2} \left(3 - \frac{1.20}{1.20} \right) = 0.0008$$

- Calcul des armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{ad}}{4}$$

$$\text{Travée : } A_{rt} = \frac{2.41}{4} = 0.60cm^2 \Rightarrow A_{rt} = 3HA10 = 3.14cm^2$$

$$\text{Appuis : } A_{rA} = \frac{11.83}{4} = 2.95cm^2 \Rightarrow A_{rA} = 3HA12 = 3.93cm^2$$

$$\text{Espacement : } St \leq \min(3h; 33) \text{ cm} \Rightarrow St \leq \min(54; 33) \text{ on adopt } St=20cm$$

Vérification l'effort tranchant

$$\tau \leq \bar{\tau}$$

$$\tau = \frac{V_u}{bd} \text{ et } V_u = \frac{11q_u l}{8} = \frac{1345.07 \times 4.50 \times 11}{8} = 8322.62Kg$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.50} = 1.16Mpa$$

$$\tau = \frac{8322.62}{100 \times 18} = 4.62kg/cm^2 = 0.462Mpa. < \bar{\tau} = 1.16Mpa$$

Les conditions sont vérifiées ; alors les armatures de répartition ne sont pas nécessaires.

III.4.5 Vérification à l'E.L.S

- les contraintes
 - a. Acier :

Étant donné que la fissuration est peu nuisible aucune vérification n'est pas nécessaire concernant σ_s .

a. béton

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte maximale du béton à l'E.L.S si la condition

suivante : $\alpha \leq \left(\frac{\gamma-1}{2}\right) + \left(\frac{f_{c28}}{100}\right)$ est vérifié

• Sur appuis

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{3404.71}{2479.82} = 1.37$$

$$\alpha \leq \left(\frac{1.37-1}{2}\right) + \left(\frac{25}{100}\right) = 0.435$$

$$by^2 + 30A_s y - 30A_s d = 0 \Rightarrow 100y^2 + 30 \times 7.70y - 30 \times 7.70 \times 18 = 0 \Rightarrow y = 5.03 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{y}{d} = \frac{5.03}{18} = 0.28 < 0.445 \dots \dots \dots \text{Condition vérifier.}$$

• Sur travée

$$\gamma = \frac{1288.07}{919.56} = 1.40$$

$$\alpha \leq \left(\frac{1.40-1}{2}\right) + \left(\frac{25}{100}\right) = 0.45$$

$$100y^2 + 30 \times 5.65y - 30 \times 5.65 \times 16 = 0 \Rightarrow y = 4.42 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{y}{d} = \frac{4.42}{16} = 0.27 < 0.445 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : la vérification des contraintes du béton n'est pas nécessaire.

• Vérification de la flèche

$$1/\frac{h}{l} > \frac{M_t}{20M_x} \Rightarrow \frac{20}{240} = 0.08 > \frac{1}{20} = 0.05 \text{ condition vérifiée}$$

$$2/\frac{A}{bd} < \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{7.70}{18 \times 100} = 0.0048 < \frac{2}{400} = 0.005 \text{ condition vérifiée}$$

Aucune vérification de la flèche ne sera faite si les 3 conditions suivantes sont accomplies.

Donc : toute les conditions sont vérifiée ; la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

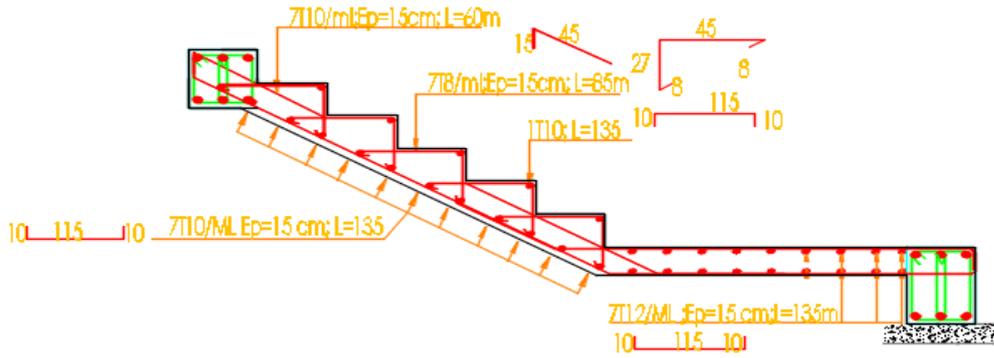


figure III. 8 Ferrailage d'escalier V1

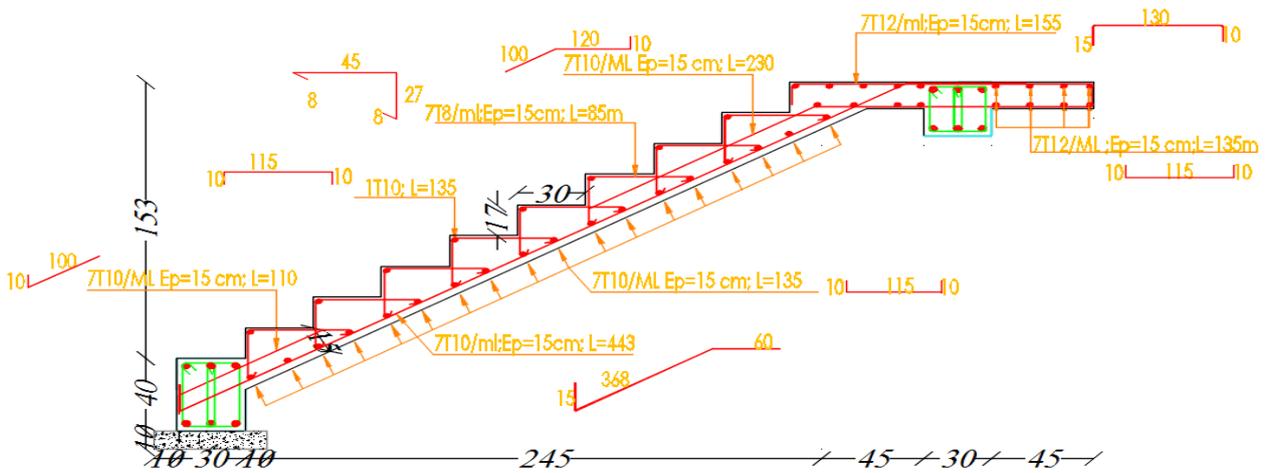


figure III. 9 Ferrailage d'escalier V2

III.5 Etude de la poutre palière

III.5.1 Pré dimensionnement : La poutre palière a une section (h x b)

D'après le BAEL91:

$$\left\{ \begin{array}{l} h = \left(\frac{1}{10}; \frac{1}{15} \right) \times L \\ b = (0.3, 0.5) \times h \end{array} \right. \quad \text{et} \quad \begin{array}{l} L : \text{la grande de la poutre palière} \\ h : \text{hauteur de la poutre} \\ b : \text{largeur de la poutre} \end{array}$$

D'après le R.P.A version 2003 (articles 7.5.1) les dimensions minimales des poutres sont les

suivantes : $b \geq 20\text{cm}$; $h \geq 30\text{cm}$; $\frac{h}{b} \leq 4\text{cm}$

$$L_{\max} = 2.90 - 0.30 = 2.60\text{m}$$

$$h = \left(\frac{1}{15}; \frac{1}{10} \right) \times 370 \Rightarrow h = \left(\frac{260}{15}; \frac{260}{10} \right) \Rightarrow 17.33 \leq h \leq 26.00$$

On prend $h=30\text{cm}$

$$b = (0.3, 0.5) h = (0.3, 0.5) \times 30 \Rightarrow 9 \leq b \leq 15$$

On prend $b=30\text{cm}$ (à cause de la maçonnerie double paroi de 30cm adoptée par l'architecte)

III.5.2 Vérification de la section selon les conditions du R.P.A

$$b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$h = 30\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{b} = 1.0 < 4 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc : toutes les conditions sont vérifiées on adopte **une poutre secondaire de section (30,30)cm**

III.5.3 Evaluation des charges :

La poutre palière supporte :

- Poids propre ... : $0.30 \times 0.30 \times 2500 = 225\text{Kg/ml}$
- La réaction de l'escalier le long de poutre palière :

$$\checkmark \text{ ELU } R_B = \frac{T_u}{b} = \frac{8322.62}{1.20} = 6935.51\text{Kg / ml}$$

$$\checkmark \text{ ELS } R_B = \frac{T_s}{b} = \frac{6061.77}{1.20} = 5051.48\text{Kg / ml}$$

- combinons d'action

$$q_u = 1.35G + 1.50Q \dots\dots\dots (1)$$

$$q_s = G + Q \dots\dots\dots (2)$$

$$q_u = 1.35 \times 225 + 6935.51 = 7239.25\text{Kg/ml}$$

$$q_s = 225 + 5051.48 = 5276.48\text{ Kg/m}$$

- Calcul du moment de flexion :

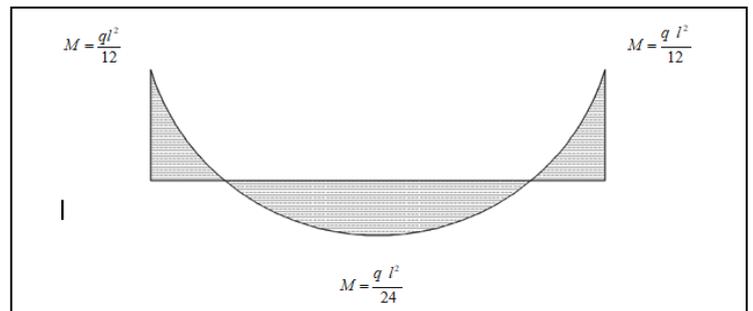
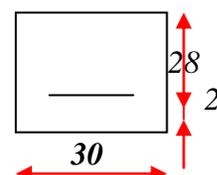


figure III. 10 moment de flexion poutre palière

Section	Mu (kg.m)	Ms (kg.m)
Appuis	4078.11	2972.41
Travée	2039.05	1486.20

III.5.4 Calcul du ferrillage :

- Etat limite ultime (E.U.L)



Section	Mu (Kg.m)	μ	$\bar{\mu}$	β	$A_{cal} (cm^2)$	$A' (cm^2)$	$A_{ad} (cm^2)$
Appuis	4078.11	0.122	0.392	0.934	4.48	0	5HA12=5.65
Travée	2039.05	0.061	0.392	0.968	2.16	0	3HA12=3.39

a. condition de non fragilité :

D'après le BAEL91Art-B.6.4:

Il faut que la condition suivante soit vérifiée

$$: A_{\min} \geq 0.23bd \frac{f_t}{f_e} \Rightarrow A_{\min} \geq 0.23 \times 30 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 1.01cm^2$$

- En Travée : $A = 3.39 \geq 1.01cm^2$
- En Appuis : $A = 4.62 \geq 1.01cm^2$

b. Vérification l'effort tranchant

$$\tau \leq \bar{\tau}$$

$$\tau = \frac{V_u}{bd} \text{ et } V_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{7239.25 \times 2.60}{2} = 9411.03Kg$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right) = \left(\frac{0.2 \times 25}{1.50}; 5\right) MPA = 3.33Mpa$$

$$\tau = \frac{9411.03}{30 \times 28} = 11.20kg / cm^2 = 1.120Mpa. < \bar{\tau} = 3.33Mpa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

c. Choix l'armature transversale

Selon BAEL

$$S_t \leq \min(0.9d; 40cm) = 25.20cm \text{ On adopte } S_t = 20cm$$

$$\frac{A_t f_e}{b S_t} \geq 0.4Mpa \Rightarrow A_t \geq \frac{0.4 \times 30 \times 20}{400} = 0.60cm^2 \text{ On adopte } A_t = 3\emptyset 6 = 0.85cm^2$$

III.5.5 Vérifications à LES

- *Contrainte*
 - a. Acier**

La vérification est considérée comme peu nuisible donc la vérification à l'E.L.S n'est pas nécessaire.

b. Béton

La condition à l'E.L.S est inutile si la condition est vérifiée

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

$$by^2 + 30A_s y - 30A_s d = 0$$

$$\alpha = \frac{y}{d}$$

Section	M _u	M _s	$\gamma = \frac{M_u}{M_s}$	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	α	Condition
Appuis	4078.11	2972.41	1.37	0.43	0.36	Vérifiée
Travée	2039.05	1486.20	1.37	0.43	0.36	Vérifiée

c. Vérification de la flèche

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

$$1/ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{260} = 0.115 > \frac{1}{16} = 0.06 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$2/ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{30}{260} = 0.115 \geq \frac{1}{10} = 0.1 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

$$3/ \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39}{30 \times 28} = 0.004 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

III.5.6 Effet de torsion :

- Charges :
 - Poids propre ... : 0.30x0.30x2500=225Kg/ml **L'excentricité (m)=0.0**
 - La réaction de l'escalier le long de poutre palière :
 - Réaction de la paillasse (travée) le long de la poutre palière

$$R_1 = \frac{T_u}{b} = \frac{8322.62}{1.20} = 6935.51Kg / ml \text{ **L'excentricité (m)=0.15**}$$

- Réaction de la paillasse (console) le long de la poutre palière

$$R_2 = \frac{T_u}{b} = \frac{3026.40}{1.20} = 2522.00Kg / ml \text{ **L'excentricité (m)=0.15**}$$

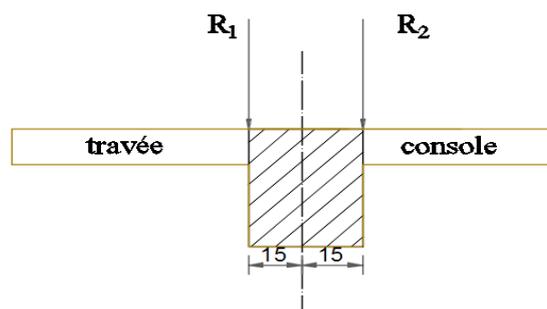


figure III. 11 • La réaction de l'escalier le longe de poutre palière

- Couple de torsion répartie (C)

La poutre est soumise à un compte de torsion uniforme et considérée bi encastrée dans les poteaux.

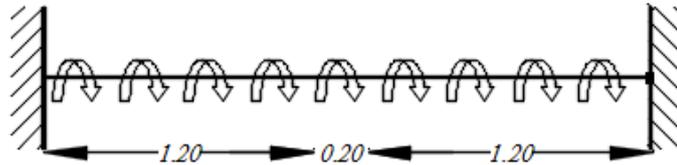


figure III. 12 • Couple de torsion répartie de poutre palière

$$C = R_1 e_1 + P_p e_2 - R_2 e_3 = 6935.51 \times 0.15 + 1.35 \times 225 \times 0 - 2522.00 \times 0.15 = 662.02 \text{ Kg.m /ml}$$

On remarque que l'effet de torsion est faible

- Couple de torsion maximale

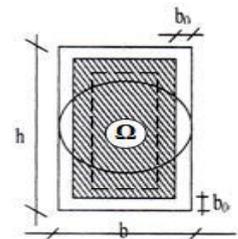
Par analogie avec l'effort tranchant le couple de torsion maximale

sur appuis :

$$T_{u \max} = Cx \frac{L}{2} = \frac{662.02 \times 2.60}{2} = 860.63 \text{ Kg.m} \quad b_0 = \frac{a}{6}$$

D'où a: diamètre du plus grand cercle inscrit dans le contour.

$$a = \min (h, b) = \min (30, 30) = 30 \text{ cm} \Rightarrow b_0 = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$



$\Omega = (b - b_0)(h - b_0) = (30 - 5)(30 - 5) = 625 \text{ cm}^2$ avec Ω : aire du contour tracé à mi- épaisseur des parois.

U: périmètre de l'aire $\Omega \Rightarrow U = 2((b - b_0) + (h - b_0)) \Rightarrow U = 2((30 - 5) + (30 - 5)) = 100 \text{ cm}$

- Section d'armatures longitudinales

$$A = \frac{U x T_{u \max}}{2 \Omega x \frac{f_e}{\gamma}} = \frac{100 \times 860.63 \times 100}{2 \times 625 \times \frac{4000}{1.15}} = 1.97 \text{ cm}^2$$

- condition de non fragilité :

$$A_{\min} x \frac{f_e}{b_0 x U} \geq 0.4 \text{ MPA} \Rightarrow A_{\min} \geq \frac{0.40 b_0 x U}{f_e} = \frac{0.40 \times 5 \times 100}{400} = 0.50 \text{ cm}^2 < 1.97 \text{ cm}^2$$

- Section d'armatures transversales :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{T_{u \max}}{2 \Omega x \frac{f_e}{\gamma_s}} \Rightarrow A_t = \frac{T_{u \max} x S_t}{2 \Omega x \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{860.63 \times 100 \times 20}{2 \times 625 \times \frac{4000}{1.15}} = 0.40 \text{ cm}^2$$

III.5.7 Choix des armatures :

Armatures longitudinales :

Flexion	Torsion
En travée : 2.16	1.97
Sur appui : 4.48	1.97

On adopte comme ferrailage final :

En travée: $A_s = 3HA12 = 3,39 \text{ cm}^2$ Sur appui: $A_s = 5HA12 = 5.65 \text{ cm}^2$

Armatures transversales :

$$A_t = A_t^{flexion} + A_t^{torsion} = 0.4 + 0.6 = 1.00 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_t = 4\emptyset 6 = 1.13 \text{ cm}^2$

Vérification de la contrainte tangentielle :

- Contrainte tangente à la torsion :

$$\tau_{ut} = \frac{T_{u\max}}{2\Omega x b_d} = \frac{860.63 \times 10}{2 \times 625 \times 5} = 1.37 \text{ MPA}$$

Flexion: $\tau_{uf} = 1.120 \text{ MPA}$ Torsion: $\tau_{ut} = 1.370 \text{ MPA}$

Condition tangentielle limite : $\tau_{u\text{limite}} = 3.33 \text{ MPA}$

$$\tau_{total}^2 = \tau_{uf}^2 + \tau_{ut}^2 = 1.12^2 + 1.37^2 = 3.13 \text{ MPA} \leq \tau_{u\text{limite}}^2 = 11.080 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{condition}$$

vérifie

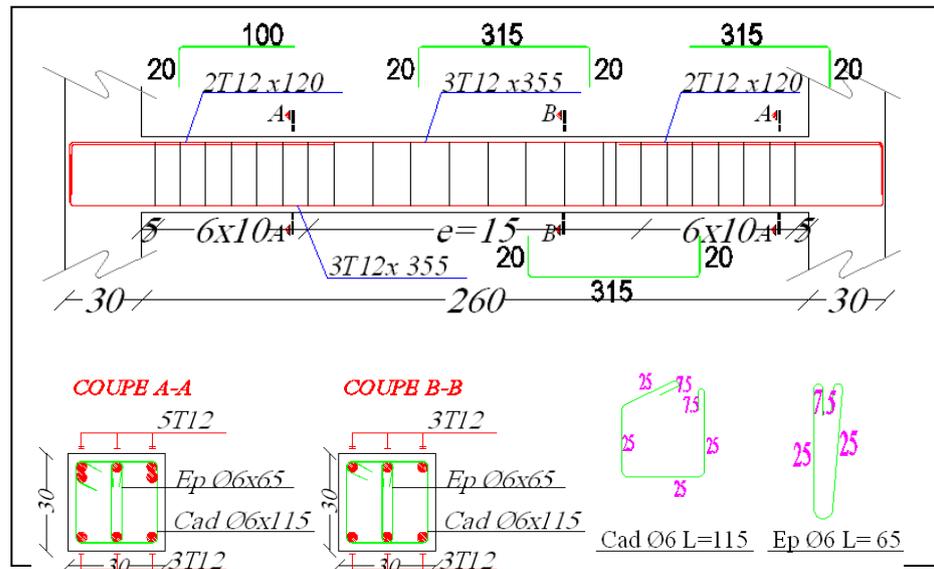


figure III. 13 Ferrailage d'escalier

IV. LES PLANCHERS

IV.1 Définition :

Le plancher est un élément porteur, généralement horizontal, dont deux dimensions sont grandes par rapport à la troisième que l'on appelle épaisseur.

Une dalle peut avoir une forme quelconque ; les dalles les plus courantes sont rectangulaires et d'épaisseur constante.

Les fonctions principales sont :

- 1- **Fonction de résistance** : les planchers supportent leurs poids propres et les surcharges d'exploitation
- 2- **Fonction d'isolation** : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

IV.2 Justification du choix du plancher à corps creux

- Absence des charges concentrées importantes sur le plancher.
- Plus léger que la dalle pleine.
- Exécution simple.
- Nécessite peu de coffrage.
- Bonne isolation thermique et phonique

En Algérie les entres axes les plus couramment utilisés sont 56 et 65cm.

La hauteur des hourdis est 11 ; 15 ou 16 ; 20 ou 25cm, leur longueur est de 20 ; 25 ou 30cm.

La dalle supérieure a normalement une épaisseur de 4cm éventuellement 5cm, elle est armée d'un simple quadrillage d'armatures constituée en générale par une nappe de treillis soudés.

h : hauteur des corps creux (cm)	12	16	20	25	30
e : épaisseur de la table de compression (cm)	4	4	4	5	5

Le pré dimensionnement des planchers de notre projet a déterminé des planchers d'épaisseur de 20cm avec des entres axes de 65cm.

La forme irrégulière des planchers et la variation des charges permanentes ou surcharges selon les niveaux (plancher terrasse, plancher étage courant à usage d'habitation) à donner deux types de nervures N1 N2 constitué de deux et cinq travées respectivement, et chaque nervure sera étudiée suivant les trois cas de chargement suivants:

- Plancher terrasse: $G=5.79\text{KN/m}^2, Q=1\text{KN/m}^2$
- Plancher étage courant à usage d'habitation $G=4.95\text{KN/m}^2, Q=1.5\text{KN/m}^2$

L'étude de ce type de plancher se fait par l'une des méthodes suivantes:

- La méthode des trois moments
- La méthode de Caquot
- La méthode forfaitaire

Pour notre calcul on a adopté en premier lieu la méthode forfaitaire. Pour les cas où cette méthode n'est pas applicable . On a utilisé la méthode trois moments pour déterminer les sollicitations

IV.3 Évaluation des charges et surcharges :

Type de plancher	G(KN/ml)	Q(KN/ml)	q _u (KN/ml)	q _{ser} (KN/ml)
Plancher terrasse	5.79	1	6.056	4.355
Plancher étage courant	4.95	1.5	5.80	4.19

Tableau III. 3 Évaluation des charges et surcharges (plancher)

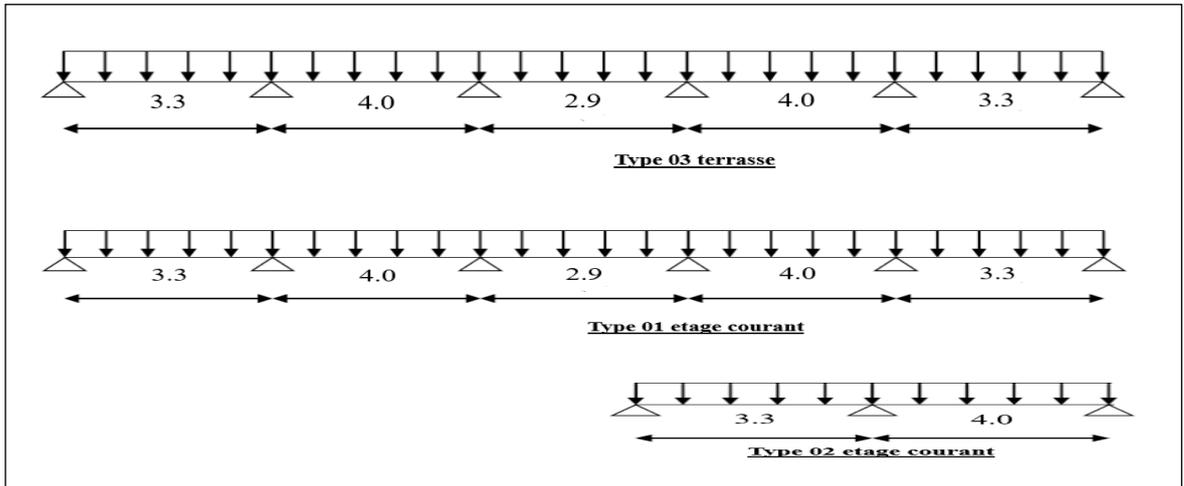


figure III. 14 schéma statique d'étage courant et terrasse

Nous avons choisi l'utilisation de la méthode trois moments pour déterminer les sollicitation et l'exploitation de l'outil informatique (RDM6) .

IV.4 On prend comme un exemple de calcul plancher terrasse type 03 .

$$G_{ter} = 5.79 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad Q_{ter} = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = [1.35(5.79) + 1.5(1)] \times 0.65 = 6.056 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ser} = G + Q = [5.79 + 1] \times 0.65 = 4.355 \text{ KN/ml}$$

IV.4.1 Calcul des charges à l'E.L.U:

$$q_u = 6.056 \text{ KN/ml}$$

• Calcul des moments sur appui:

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

$$a_i = \frac{l_i}{3EI} \quad ; \quad c_i = \frac{l_i}{3EI} \quad ; \quad b_i = \frac{l_i}{6EI} \quad ; \quad \theta'_i = \frac{-q_u l_i^3}{24EI} \quad ; \quad \theta''_i = \frac{q_u l_i^3}{24EI}$$

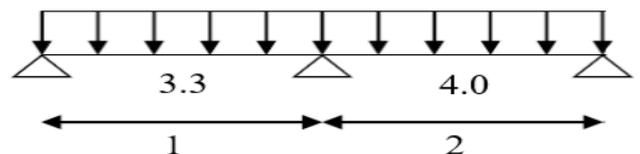
Travée 1-2

$$i = 1 ; M_0 = 0$$

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

$$a_2 = \frac{l_2}{3EI} = \frac{4}{3EI} \quad ; \quad c_1 = \frac{l_1}{3EI} = \frac{3.3}{3EI} \quad ; \quad b_2 = \frac{l_2}{6EI} = \frac{4}{6EI}$$

$$\theta'_2 = \frac{-q_u l_2^3}{24EI} = \frac{-6.056(4)^3}{24EI} = -16.149 \quad ; \quad \theta''_1 = \frac{q_u l_1^3}{24EI} = \frac{6.056(3.3)^3}{24EI} = 9.068$$



$$\Leftrightarrow 2.43M_1 + 0.667M_2 = -25.217 \dots\dots\dots (1)$$

Travée 2-3

$$i = 2$$

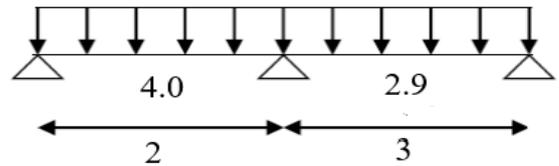
$$b_2M_1 + (a_3 + c_2)M_2 + b_3M_3 = \theta'_3 - \theta''_2$$

$$a_3 = \frac{l_3}{3EI} = \frac{2.9}{3EI} \quad ; \quad c_2 = \frac{l_2}{3EI} = \frac{4}{3EI} \quad ; \quad b_2 = \frac{l_2}{6EI} = \frac{4}{6EI}$$

$$b_3 = \frac{l_3}{6EI} = \frac{2.9}{6EI}$$

$$\theta'_3 = \frac{-q_u l_3^3}{24EI} = \frac{-6.056(2.9)^3}{24EI} = -6.154 \quad ; \quad \theta''_2 = \frac{q_u l_2^3}{24EI} = \frac{6.056(4)^3}{24EI} = 16.149$$

$$\Leftrightarrow 0.667M_1 + 2.3M_2 + 0.483M_3 = -22.303 \dots\dots\dots (2)$$



Travée 3-4

$$i = 3$$

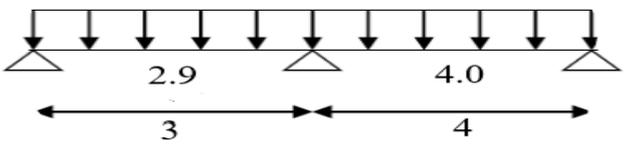
$$b_3M_2 + (a_4 + c_3)M_3 + b_4M_4 = \theta'_4 - \theta''_3$$

$$a_4 = \frac{l_4}{3EI} = \frac{4}{3EI} \quad ; \quad c_3 = \frac{l_3}{3EI} = \frac{2.9}{3EI} \quad ; \quad b_3 = \frac{l_3}{6EI} = \frac{2.9}{6EI}$$

$$b_4 = \frac{l_4}{6EI} = \frac{2.9}{6EI}$$

$$\theta'_4 = \frac{-q_u l_4^3}{24EI} = \frac{-6.056(4)^3}{24EI} = -16.149 \quad ; \quad \theta''_3 = \frac{q_u l_3^3}{24EI} = \frac{6.056(2.9)^3}{24EI} = 6.154$$

$$\Leftrightarrow 2.3M_2 + 2.3M_3 + 0.667M_4 = -22.303 \dots\dots\dots (3)$$



La poutrelle est symétrique

$$M_0 = M_5 = 0$$

$$M_1 = M_4$$

$$M_2 = M_3$$

Donc la 1ère équation : $2.43M_1 + 0.667M_2 = -25.217 \Rightarrow M_1 = -10.363 - 0.27M_2$

Pour la 2ème équation : $0.667[-10.363 - 0.27M_2] + 2.3M_2 + 0.483M_2 = -22.303$

$$\Rightarrow M_2 = -5.913 \text{ KN.m} = M_3 \quad \Rightarrow M_1 = -8.741 \text{ KN.m} = M_4$$

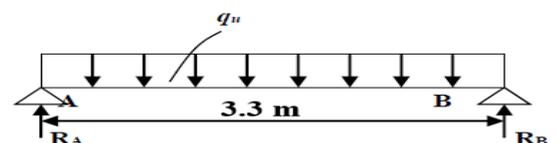
Alors:

$$M_0 = M_5 = 0 \quad ; \quad M_1 = M_4 = -8.741 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_2 = M_3 = -5.913 \text{ KN.m}$$

- Calcul des réactions des moments max et des efforts tranchants:

Pour travée 1:

$$M_0 = 0 \quad ; \quad M_1 = -8.741 \text{ KN.m}$$



a. Les réactions:

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow R_A l - q_u \times \frac{l^2}{2} + M_1 = 0 \Rightarrow R_A = \left[q_u \times \frac{l^2}{2} + M_1 \right] \frac{1}{l}$$

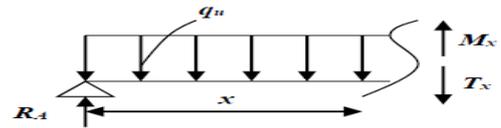
$$\Rightarrow R_A = 32.975 - 8.766 = 7.336 \text{ KN}$$

$$R_B = q_u l - R_A = 19.985 - 7.336 = 12.649 \text{ KN}$$

$$R_A = 7.336 \text{ KN} ; R_B = 12.649 \text{ KN}$$

b. Les efforts tranchants:

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 3.3 \text{ m}$



$$\sum M_{/O} = 0 \Rightarrow R_A x - q_u \times \frac{x^2}{2} - M_x = 0 \Rightarrow M_x = R_A x - q_u \times \frac{x^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \Rightarrow M(0) = 0 \\ x = 3.3 \Rightarrow M(3.3) = -8.766 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$T(x) = M_x' = R_A - q_u x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \Rightarrow T(0) = 7.336 \text{ KN} \\ x = 3.3 \Rightarrow T(3.3) = -12.649 \text{ KN} \end{array} \right.$$

c. Les moments maximaux :

$$M_{max} = T_x = 0 \Rightarrow x = \frac{7.336}{6.056} = 1.21 \text{ m}$$

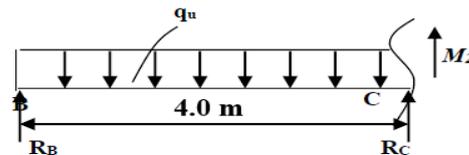
$$M_{max} = 4.43 \text{ KN.m}$$

Pour travée 2:

$$M_1 = -8.741 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -5.913 \text{ KN.m}$$

Les réactions:



$$\sum M_{/C} = 0 \Rightarrow R_B l - q_u \times \frac{l^2}{2} + M_1 - M_2 = 0 \Rightarrow R_B = \left[q_u \times \frac{l^2}{2} - M_1 + M_2 \right] \frac{1}{l}$$

$$R_B = \frac{\left[\frac{6.056 \times 4^2}{2} + 8.766 - 5.914 \right]}{4} = 12.843 \text{ KN}$$

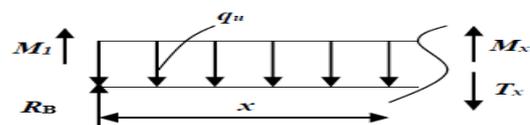
$$\sum F_{/y} = 0 \Leftrightarrow R_C + R_B = q_u l = 6.056 \times 4 = 24.224 \text{ KN}$$

$$\Leftrightarrow R_C = 24.224 - 12.382 = 11.842 \text{ KN}$$

$$R_B = 12.843 \text{ KN} ; R_C = 11.842 \text{ KN} .$$

d. Les efforts tranchants

Section 2-2 : $0 \leq x \leq 4 \text{ m}$



$$\sum M_{/0} = 0 \Rightarrow R_B x - q_u \times \frac{x^2}{2} + M_1 - M_x = 0 \Rightarrow M_x = R_B x - q_u \times \frac{x^2}{2} - M_1 .$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \Rightarrow M(0) = -8.741 \text{ KN.m} \\ x = 4 \Rightarrow M(4) = -5.914 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$T(x) = M_x' = R_B - q_u x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \Rightarrow T(0) = 12.843 \text{ KN} \\ x = 4 \Rightarrow T(4) = -11.381 \text{ KN} \end{array} \right.$$

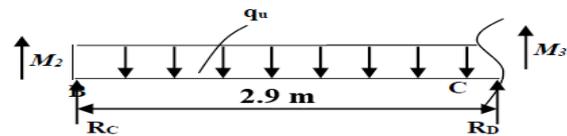
• Les moments maximaux :

$$M_{max} = T_x = 0 \Rightarrow x = \frac{12.843}{6.056} = 2.121 \text{ m}$$

$$M_{max} = 4.803 \text{ KN.m}$$

Pour travée 3:

$$M_2 = -5.913 \text{ KN.m}$$



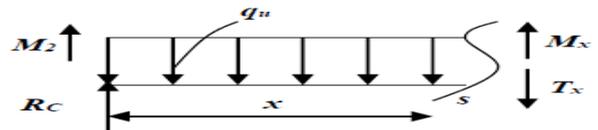
Les réactions:

$$\sum M_{/D} = 0 \Rightarrow R_C l - q_u \times \frac{l^2}{2} + M_2 - M_3 = 0 \Rightarrow R_C = \left[q_u \times \frac{l^2}{2} - M_2 + M_3 \right] \frac{1}{l}$$

$$M_2 = M_3 \quad ; \quad R_C = \frac{[6.056 \times (2.9)^2]}{2.9} = 8.781 \text{ KN} = R_D .$$

Les efforts tranchants:

Section 3-3 : $0 \leq x \leq 2.9 \text{ m}$



$$\sum M_{/0} = 0 \Rightarrow R_C x - q_u \times \frac{x^2}{2} + M_2 - M_x = 0 \Rightarrow M_x = R_C x - q_u \times \frac{x^2}{2} + M_2 .$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \Rightarrow M(0) = -5.913 \text{ KN.m} \\ x = 2.9 \Rightarrow M(2.9) = -5.913 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$T(x) = M_x' = R_B - q_u x$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 0 \Rightarrow T(0) = 8.781 \text{ KN} \\ x = 4 \Rightarrow T(4) = -8.781 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Les moments maximaux :

$$M_{max} = T_x = 0 \Rightarrow x = \frac{8.781}{6.056} = 1.445 \text{ m}$$

$$M_{max} = 0.453 \text{ KN.m}$$

Moment sur appui de Rive: $M_0 = M_5 = -0.3 \times 8.244 = -2.473 \text{ KN.m} .$

Travée	Moment en travée (KN.m)	L(m)	Effort tranchants (KN)		Appui (KN.m)	Moment aux appuis
			T_g	T_d		
1 – 2	4.43	3.3	7.336	12.649	$M_0 = M_5$	-2.473
2 – 3	4.803	4	12.843	11.381	$M_1 = M_4$	-8.741
3 – 4	0.453	2.9	8.781	8.781	$M_2 = M_3$	-5.913

Tableau III. 4 Calcul des charges à l'E.L.U plancher terrasse type 03

IV.4.2 Calcul des charges à l'E.L.S:

On applique la méthode de trois moments:

$q_{ser} = 4.355 \text{ KN}$

Calcul des moments sur appui:

Par la même méthode appliquée on obtient

$2.43M_1 + 0.667M_2 = -18.134 \dots\dots\dots (1)$

$0.667M_1 + 2.3M_2 + 0.483M_3 = -16.039 \dots\dots\dots (2)$

$2.3M_2 + 2.3M_3 + 0.667M_4 = -16.039 \dots\dots\dots (3)$

La poutrelle est symétrique

$M_0 = M_5 = 0 ; M_1 = M_4 ; M_2 = M_3$

Donc la 1ère équation : $2.43M_1 + 0.667M_2 = -25.217 \Rightarrow M_1 = -7.463 - 0.274M_2$

Pour la 2ème équation : $0.667[-7.463 - 0.27M_2] + 2.3M_2 + 0.483M_2 = -11.061$

$\Rightarrow M_2 = -4.245 \text{ KN.m} = \square_2 \quad \Rightarrow M_1 = -6.300 \text{ KN.m} = M_4$

Alors:

$M_0 = M_5 = 0 ; M_1 = M_4 = -6.300 \text{ KN.m} ; M_2 = M_3 = -4.245 \text{ KN.m}$

Moment sur appui de Rive:

$M_0 = M_5 = -0.3 \times 5.928 = -1.778 \text{ KN.m}$

Travée	Moment en travée (KN.m)	L(m)	Effort tranchants (KN)		Appui (KN.m)	Moment aux appuis
			T_g	T_d		
1 – 2	3.165	3.3	5.277	9.095	$M_0 = M_5$	-1.778

2 - 3	3.468	4	9.224	80196	$M_1 = M_4$	-6.300
3 - 4	0.33	2.9	6.315	6.315	$M_2 = M_3$	-4.245

IV.5 Calcul plancher étage courant type 01.

$G_{\text{étage}} = 4.95 \text{ KN/m}^2$; $Q_{\text{étage}} = 1.5 \text{ KN/m}^2$

$q_u = 1.35G + 1.5Q = [1.35(4.95) + 1.5(1.5)] \times 0.65 = 5.806 \text{ KN/ml}$

$q_{\text{ser}} = G + Q = [4.95 + 1.5] \times 0.65 = 4.193 \text{ KN/ml}$

IV.5.1 Calcul des charges à l'E.L.U:

Tableau III. 5 Calcul des charges à l'E.L.S plancher terrasse type 03

On applique la méthode de trois moments:

$q_u = 5.806 \text{ KN}$

Calcul des moments sur appui:

Par la même méthode appliquée on obtient

$2.43M_1 + 0.667M_2 = -24.177 \dots\dots\dots (1)$

$0.667M_1 + 2.3M_2 + 0.483M_3 = -21.383 \dots\dots\dots (2)$

$2.3M_2 + 2.3M_3 + 0.667M_4 = -21.383 \dots\dots\dots (3)$

La poutrelle est symétrique

$M_0 = M_5 = 0$; $M_1 = M_4$; $M_2 = M_3$

Donc la 1ère équation : $2.43M_1 + 0.667M_2 = -24.177 \Rightarrow M_1 = -9.949 - 0.274M_2$

Pour la 2ème équation : $0.667[-9.949 - 0.27M_2] + 2.3M_2 + 0.483M_2 = -21.383$

$\Rightarrow M_2 = -5.672 \text{ KN.m} = M_3$; $\Rightarrow M_1 = -8.39 \text{ KN.m} = M_4$

Alors:

$M_0 = M_5 = 0$; $M_1 = M_4 = -8.39 \text{ KN.m}$; $M_2 = M_3 = -5.672 \text{ KN.m}$

Moment sur appui de Rive:

$M_0 = M_5 = -0.3 \times 7.903 = -2.371 \text{ KN.m}$

Travée	Moment en travée (KN.m)	L(m)	Effort tranchants (KN)		Appui (KN.m)	Moment aux appuis
			T_g	T_d		
1 - 2	3.772	3.3	-7.04	12.12	$M_0 = M_5$	-2.371
2 - 3	4.628	4	-12.29	10.94	$M_1 = M_4$	-8.39
3 - 4	0.423	2.9	-8.42	8.42	$M_2 = M_3$	-5.672

--	--	--	--	--	--	--

IV.5.2 Calcul des charges à l'E.L.S:

On applique la méthode de trois moments:

$q_{ser} = 4.193 \text{ KN}$

Moment sur appui de Rive:

$M_0 = M_5 = -0.3 \times 5.707 = -1.712 \text{ KN.m}$

IV.6 Calcul plancher etage courant type 02.

$G_{etage} = 4.95 \text{ KN/m}^2$; $Q_{etage} = 1.5 \text{ KN/m}^2$

Tableau III. 6 Calcul des charges à l'E.L.U plancher etage courant type 01

Travée	Moment en travée (KN.m)	L(m)	Effort tranchants (KN)		Appui (KN.m)	Moment aux appuis
			T_g	T_d		
1 - 2	3.077	3.3	-5.08	8.75	$M_0 = M_5$	-1.712
2 - 3	3.39	4	-8.87	7.90	$M_1 = M_4$	--6.05
3 - 4	0.206	2.9	-6.08	6.08	$M_2 = M_3$	-4.10

Tableau III. 7 Calcul des charges à l'E.L.S plancher etage courant type 01

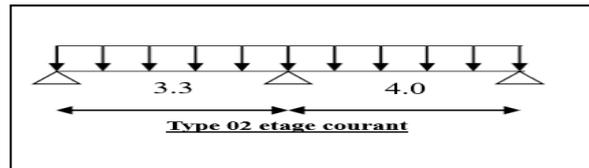
$q_u = 1.35G + 1.5Q = [1.35(4.95) + 1.5(1.5)] \times 0.65 = 5.806 \text{ KN/ml}$

$q_{ser} = G + Q = [4.95 + 1.5] \times 0.65 = 4.193 \text{ KN/ml}$

IV.6.1 Calcul des charges à l'E.L.U:

On applique la méthode de trois moments:

$q_u = 5.806 \text{ KN}$



Moment sur appui de Rive: $M_0 = -0.3 \times \frac{q l^2}{8} \Rightarrow \begin{cases} M_0 = -2.371 \text{ KN.m} \\ M_2 = -3.484 \text{ KN.m} \end{cases}$

Travée	Moment en travée (KN.m)	L(m)	Effort tranchants (KN)		Appui (KN.m)	Moment aux appuis
			T_g	T_d		
1 - 2	3.717	3.3	-6.57	12.59	M_0	--2.371
2 - 3	7.18	4	-14.10	913	M_1	--9.949

M_2	-3.484
-------	--------

IV.6.2 Calcul des charges à l'E.L.S:

	Moment Max (E.L.U) (<i>KN.m</i>)	Moment Max (E.L.S) (<i>KN.m</i>)
--	--	--

On applique la méthode de trois moments:

$q_{ser} = 4.193 \text{ KN}$

Tableau III. 8 Calcul des charges à l'E.L.U plancher etage courant type 02

Travée	Moment en travée (<i>KN.m</i>)	L(<i>m</i>)	Effort tranchants (<i>KN</i>)		Appui (<i>KN.m</i>)	Moment aux appuis
			T_g	T_d		
1 – 2	2.678	3.3	-4.74	9.09	M_0	-1.712
2 – 3	5.18	4	-10.18	6.59	M_1	-7.18
					M_2	-2.516

Tableau III. 9 Tableau III. 8 Calcul des charges à l'E.L.S plancher etage courant type 02
Moment sur appui de Rive:

$$M_0 = -0.3 \times \frac{ql^2}{8} \Rightarrow \begin{cases} M_0 = -1.712 \text{ KN.m} \\ M_2 = -2.516 \text{ KN.m} \end{cases}$$

IV.7 Ferrailage : plancher terrasse type 03 (Acier longitudinaux):
En travée :

La nervure est calculée comme une section en «T» soumise à la flexion simple sollicitée par un moment max : $M_{max} = 4.803 \text{ (KN.m)}$

-Enrobage : C= 2cm.

Moments fléchissant M_t équilibré par la table :

$$M_{table} = f_{bc} \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.17 \times 0.65 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right)$$

$M_{table} = 58.947 \text{ (KN.m)}$

Donc :

$M_{table} > M_{max}$, alors une partie de la table est seulement comprimée et la section en « T » sera calculée comme une section rectangulaire dont largeur $b = 65\text{cm}$ et la hauteur utile $d = 18\text{cm}$ soumise à flexion simple.

	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
plancher terrasse type 03	8.741	4.803	6.300	3.468
Plancher etage courant type 01	8.390	4.628	6.050	3.39
Plancher etage courant type 02	9.490	7.180	7.180	5.18
Max :	9.490	7.180	7.180	5.180

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{4.803 \times 10^{-3}}{14.17 \times 0.65 \times 0.18^2} = 0.016 \leq \mu_r = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.020 . \quad \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.992.$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347.826 \text{ MPa} .$$

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot b \cdot \beta} = \frac{4.803 \times 10^{-3}}{347.826 \times 0.18 \times 0.992} = 0.77 \text{ cm}^2 .$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2 .$$

Alors on prend : $A_s = 2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$.

Sur appui : $M_{max} = 8.741 \text{ (KN.m)}$

La table se trouve dans la zone tendue (moment négatif), la section en « T » sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 10 \text{ cm}$ et une hauteur utile $d = 18 \text{ cm}$.

$$\mu = 0.190 ; \alpha = 0.266 ; \beta = 0.894 ; A_s = 1.56 \text{ cm}^2 ; A'_s = 0$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.22 < 1.56 \text{ cm}^2 .$$

Alors on prend : $A_s = 1HA14 = 1.54 \text{ cm}^2$.

Vérifications (aciers longitudinaux) :

Afin de généraliser les vérifications aux différents types de nervures, on va prendre comme sollicitations les valeurs maximales :

Etat	ELU	ELS

$M_{tra} (KN.m)$	4.803	3.468
$M_{app} (KN.m)$	8.741	6.300
$T_{max} (KN)$	12.843	9.224

Vérification des contraintes du béton et de l'acier :

Pour une fissuration peu nuisible, il n'y a aucune vérification à effectuer en ce qui concerne σ_s (acier).

- Lorsque les contraintes de compression du béton et celles de traction des armatures sont vérifiées ; le calcul à L'E.L.S n'est pas nécessaire

En travée :

Position de l'axe neutre

$$D = \frac{(15A)}{b} = \frac{15 \times 1.57}{65} = 0.362 \text{ cm.}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0.362 \times 18 = 13.032 \text{ cm}^2.$$

$$Y_1 = D + \sqrt{(D^2) + E} = 0.362 + \sqrt{(0.362^2) + 13.032} = 3.99 \text{ cm}$$

Moment d'inertie

$$I = \frac{1}{3} \cdot b \cdot Y_1^3 + 15 \cdot A(d - Y_1)^2$$

$$I = \frac{1}{3} (65 \times 3.99^3) + 15 \times 1.57(18 - 3.99)^2 \Rightarrow I = 5998.689 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{3.468 \cdot 10^{-3}}{5998.889 \cdot 10^{-8}} = 57.811 \text{ MPa/m}$$

Etat limite de compression du béton

$$\sigma_s = K \cdot y_1 = 57.811 \times 0.0399 = 2.306 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Donc : les armatures calculées à L'E.L.U sont convenables.

Sur appuis :

Position de l'axe neutre

$$D = \frac{15 \times 1.53}{65} = 2.295 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 2.295 \times 18 = 82.62 \text{ cm}^2$$

$$Y_1 = D + \sqrt{(D^2) + E} = 2.295 + \sqrt{(2.295^2) + 82.62} = 11.670 \text{ cm}$$

Moment d'inertie

$$\frac{A_t}{S_t} = 0.017 \text{ cm} \Rightarrow A_t = 0.017 \times 15 = 0.255 \text{ cm}^2.$$

On prend ; $A_t = 1\phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$.

Vérification de la déformation (BAEL Art-B.6.5.1) :

On peut admettre qu'il n'est pas indispensable de procéder au calcul de la flèche si les Conditions suivantes sont remplies :

$$\begin{aligned} 1) \quad & \frac{h}{L} > \frac{1}{22.5} \\ 2) \quad & \frac{h}{L} > \frac{1}{15} \frac{M_{max}}{M_0} \\ 3) \quad & \frac{A_s}{b_0 \cdot d} < \frac{3.6}{f_s} \end{aligned}$$

D'où ,

$$\begin{aligned} 1) \quad & \frac{20}{330} = 0.06 > 0.044 \\ 2) \quad & \frac{20}{330} = 0.06 > \frac{1}{15} \frac{3.468}{5.928} = 0.039 \\ 3) \quad & \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = 0.0087 < \frac{3.6}{f_s} = 0.009 \end{aligned}$$

Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

IV.9 Ferrailage : plancher étage courant type 01 (Acier longitudinaux) :

En travée :

La nervure est calculée comme une section en «T» soumise à la flexion simple sollicitée par un moment max : $M_{max} = 4.628 \text{ (KN.m)}$

-Enrobage : $C = 2 \text{ cm}$.

Moments fléchissant M_t équilibré par la table :

$$M_{table} = f_{bc} \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.17 \times 0.65 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right)$$

$$M_{table} = 58.947 \text{ (KN.m)}$$

Donc :

$M_{table} > M_{max}$, alors une partie de la table est seulement comprimée et la section en « T » sera calculée comme une section rectangulaire dont largeur $b = 65 \text{ cm}$ et la hauteur utile $d = 18 \text{ cm}$ soumise à flexion simple.

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{4.803 \times 10^{-3}}{14.17 \times 0.65 \times 0.18^2} = 0.015 \leq \mu_r = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot b \cdot \beta} = \frac{4.803 \times 10^{-3}}{347.826 \times 0.18 \times 0.992} = 0.77 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2.$$

Alors on prend : $A_s = 2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$.

Sur appui : $M_{max} = 8.39 \text{ (KN.m)}$

La table se trouve dans la zone tendue (moment négatif), la section en « T » sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 10 \text{ cm}$ et une hauteur utile $d = 18 \text{ cm}$.

$$\mu = 0.183 ; \alpha = 0.255 ; \beta = 0.898 ; A_s = 1.49 \text{ cm}^2 ; A'_s = 0$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.22 < 1.49 \text{ cm}^2.$$

Alors on prend : $A_s = 1HA14 = 1.54 \text{ cm}^2$.

IV.10 Ferrailage : plancher etage courant type 02 (Acier longitudinaux) :

En travée :

La nervure est calculée comme une section en « T » soumise à la flexion simple sollicitée par un moment max : $M_{max} = 7.18 \text{ (KN.m)}$

-Enrobage : $C = 2 \text{ cm}$.

Moments fléchissant M_t équilibré par la table :

$$M_{table} = f_{bc} \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.17 \times 0.65 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right)$$

$$M_{table} = 58.947 \text{ (KN.m)}$$

Donc :

$M_{table} > M_{max}$, alors une partie de la table est seulement comprimée et la section en « T » sera calculée comme une section rectangulaire dont largeur $b = 65 \text{ cm}$ et la hauteur utile $d = 18 \text{ cm}$ soumise à flexion simple.

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{7.18 \times 10^{-3}}{14.17 \times 0.65 \times 0.18^2} = 0.024 \leq \mu_r = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot b \cdot \beta} = \frac{7.18 \times 10^{-3}}{347.826 \times 0.18 \times 0.992} = 1.16 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2.$$

Alors on prend : $A_s = 2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$.

Sur appui : $M_{max} = 9.949 \text{ (KN.m)}$

La table se trouve dans la zone tendue (moment négatif), la section en « T » sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 10\text{cm}$ et une hauteur utile $d = 18\text{ cm}$.

$$\mu = 0.217 ; \alpha = 0.310 ; \beta = 0.876 ; A_s = 1.814\text{ cm}^2 ; A'_s = 0$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.22 < 1.814\text{cm}^2.$$

Alors on prend : $A_s = 2HA12 = 1.54\text{cm}^2$.

Remarque : Pour bien exploiter les outils informatiques ; on a préféré l'estimation de sollicitations des poutres continues par le logiciel (RDM6).

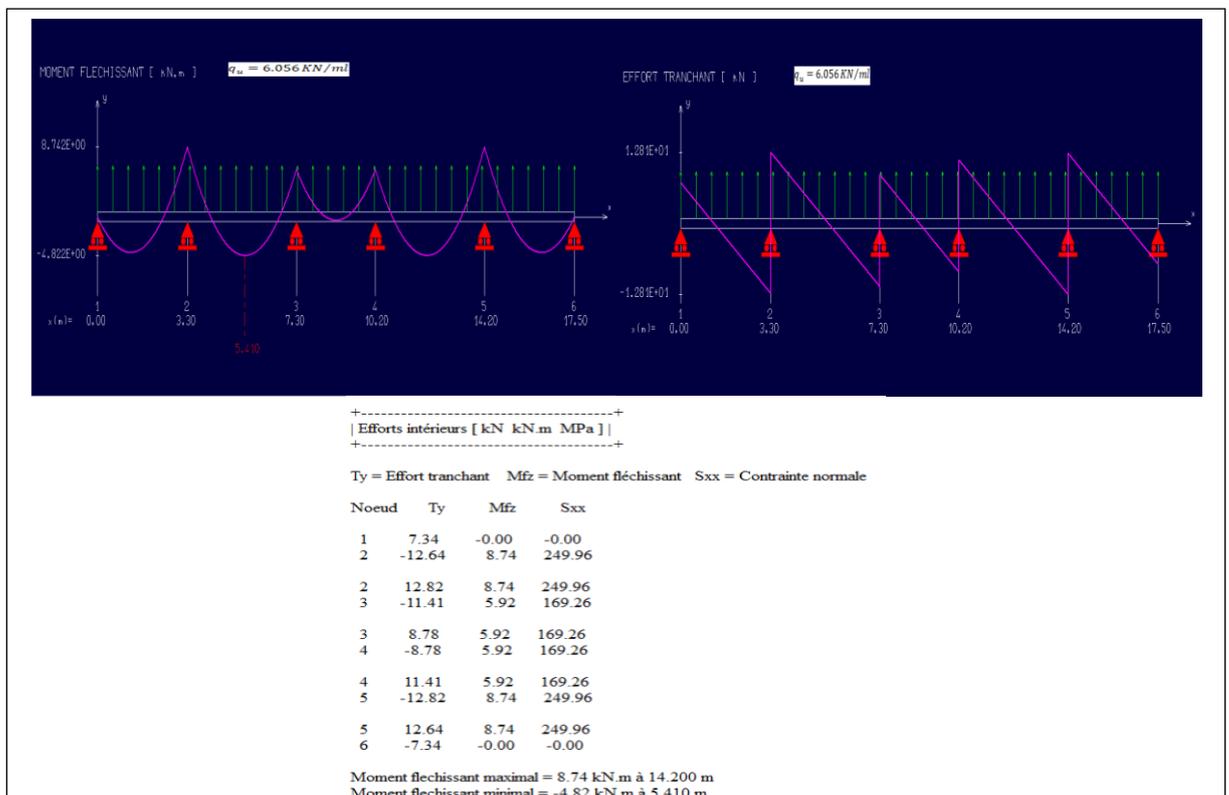


figure III. 15 Calcul des sollicitations à ELU plancher terrasse type 03

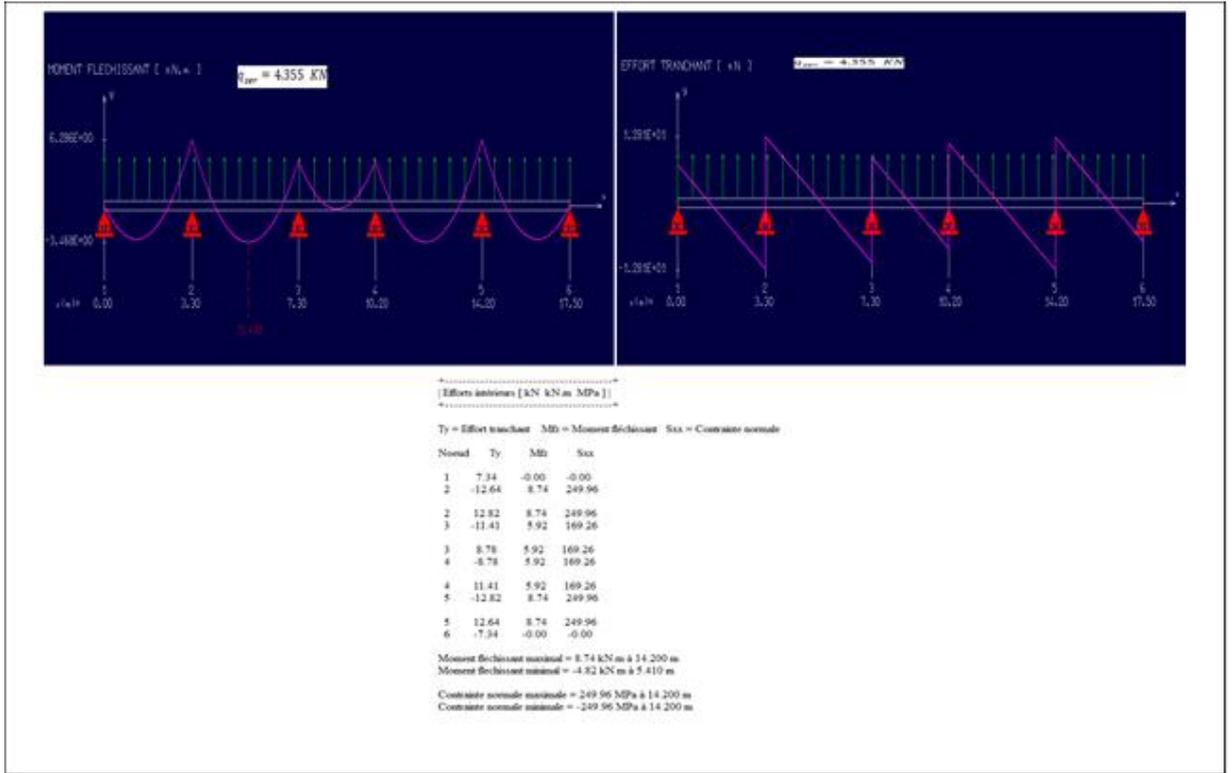


figure III. 16 Calcul des sollicitations à ELS plancher terrasse type 03

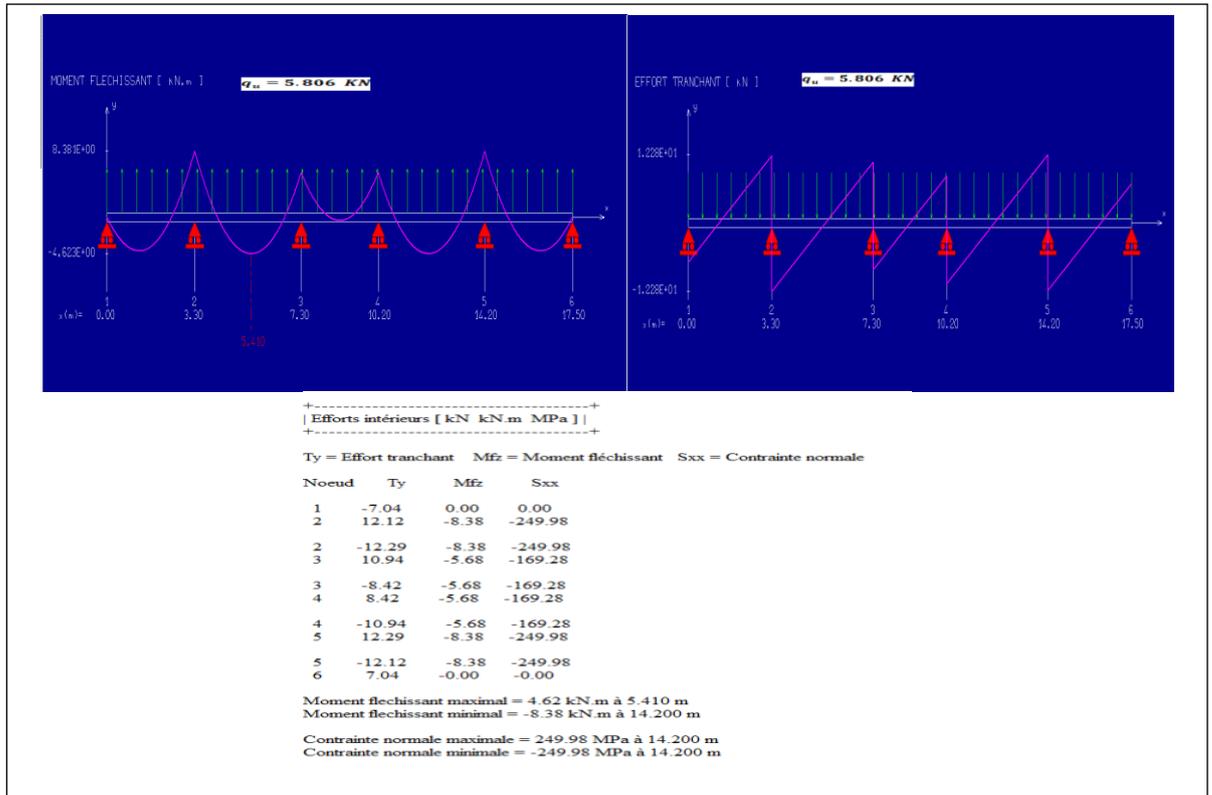


figure III. 17 Calcul des sollicitations à ELU plancher étage courant type 01

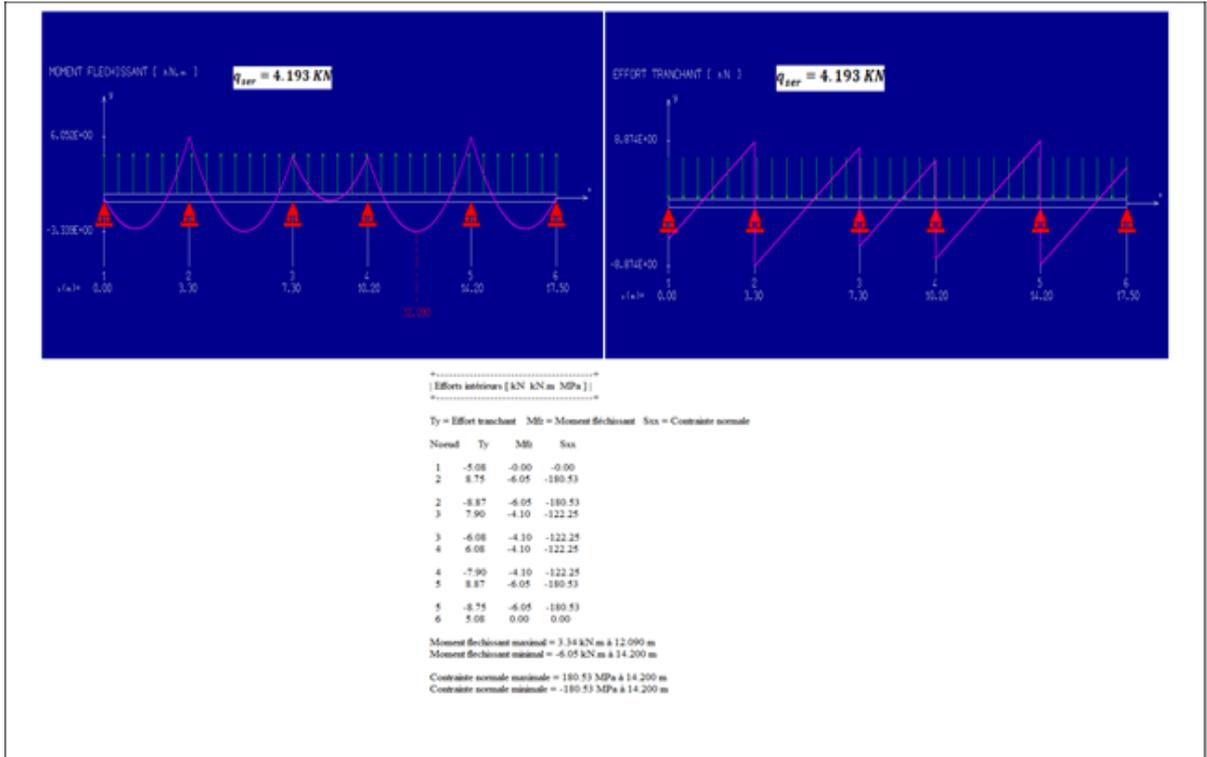


figure III. 18 Calcul des sollicitations à ELS plancher etage courant type 01

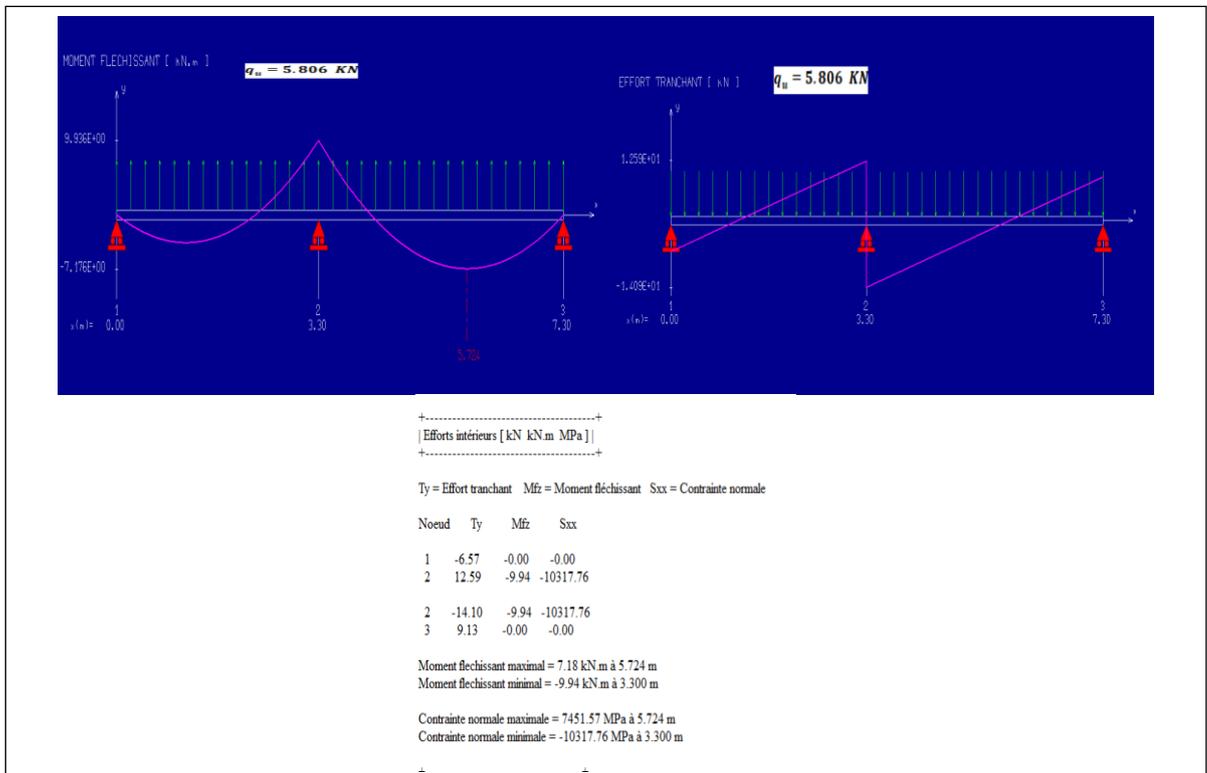


figure III. 19 Calcul des sollicitations à ELU plancher etage courant type 02

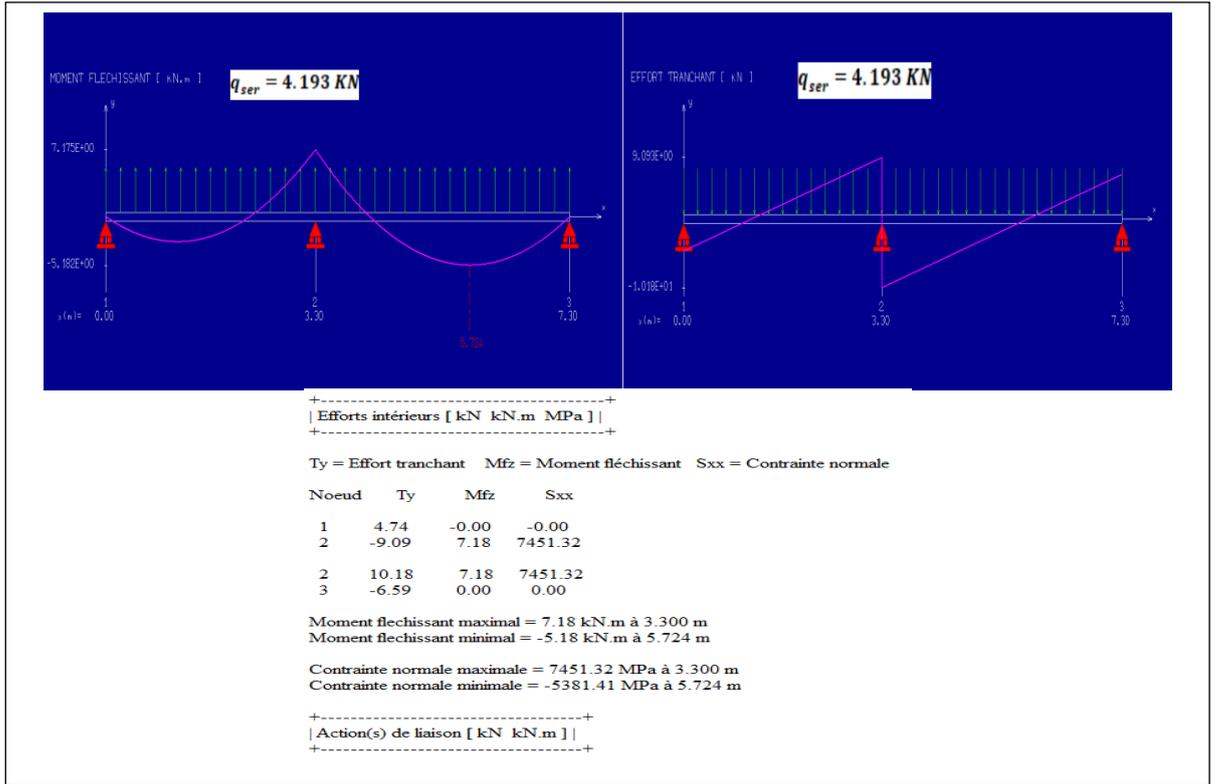


figure III. 20 Calcul des sollicitations à ELS plancher etage courant type 02

PLANCHER TERRASSE

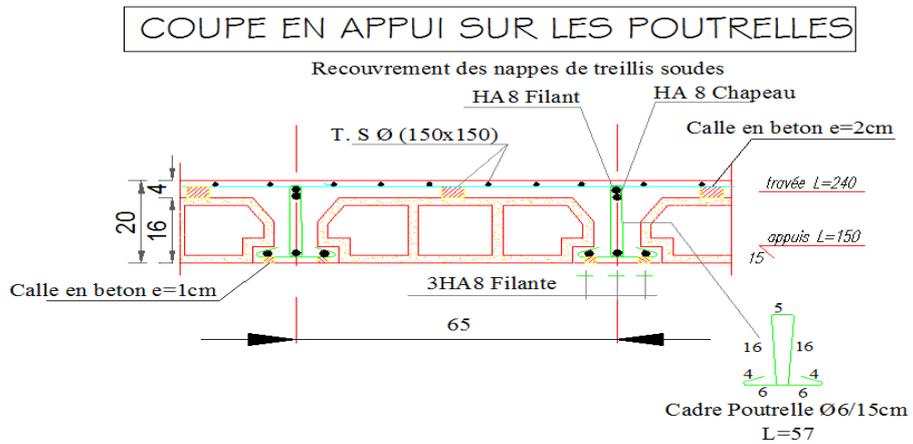


figure III. 21 Ferrailage plancher Terrasse 01

COUPE EN TRAVÉE SUR LES POUTRELLES

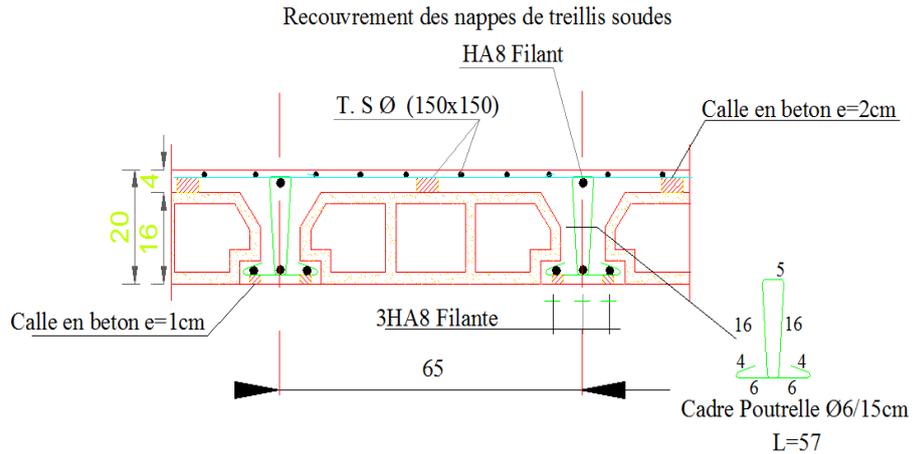


figure III. 22 Ferrailage plancher Terrasse 02

PLANCHER ETAGE

COUPE EN APPUI SUR LES POUTRELLES

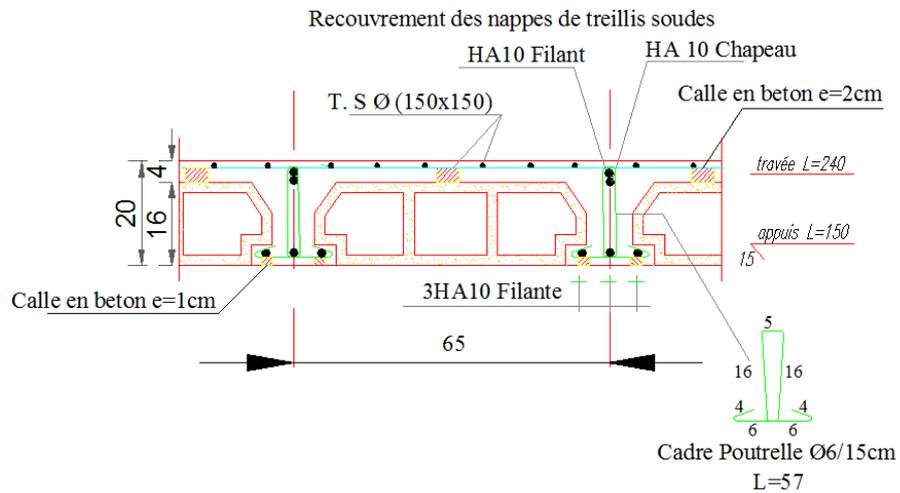


figure III. 23 Ferrailage plancher Etage 01

COUPE EN TRAVÉE SUR LES POUTRELLES

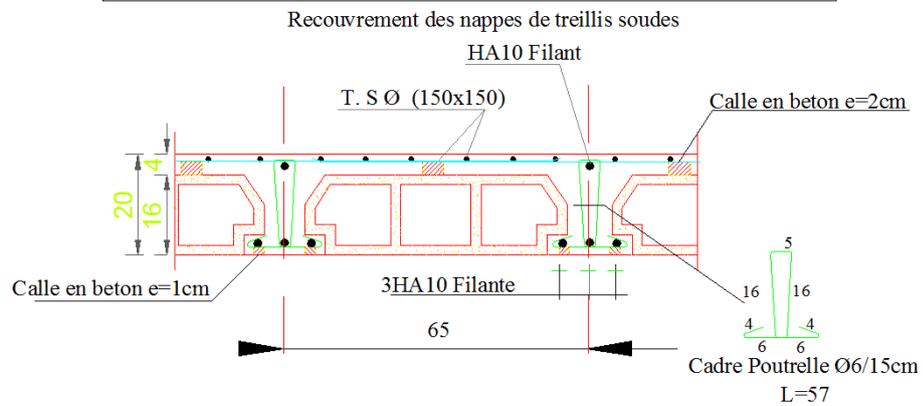


figure III. 24 Ferrailage plancher Etage 02

Chapitre IV

Caractéristique géométrique

I. Concentration des charges

I.1 Introduction :

On traite dans cette partie, la concentration des charges permanentes et les surcharges d'exploitation au niveau de chaque étage, ainsi que le poids total de la construction "W" qui est la somme de poids "W_i" calculés à chaque niveau "i"

$$W = \sum_{i=1}^{10} W_i; \text{ Avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids du à la charge permanente

W_{Qi} : poids du à la charge d'exploitation

β : coefficient de pondération exprimé en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation *il est donnée par le tableau 4.5 page 31 R.P.A99*

Dans notre cas $\beta = 0.2$ (bâtiment d'habitation et bureau).

Les calculs sont résumés dans les tableaux suivants :

I.1.1 Terrasse

I.1.1.1 Masse revenante à la terrasse

<i>Elément</i>	<i>G (t)</i>	<i>Q (t)</i>
Plancher sa surface nette $S = 149.11m^2$	86.33	14.91
Acrotère de longueur $L=58.54m$	10.54	5.85
Poutres (secondaires + principales)	31.35	/
½ Poteaux	3.30	/
½ maçonneries	9.22	/
Balcon $S=17.61 m^2$	7.85	1.76
Total	148,59	22.52

Tableau IV 1 Masse revenante à la terrasse

$$W_6 = W_{G6} + 0.2W_{Q6} = 148.59 + 0.2 \times 43.95 = 153.09t$$

I.1.2 Etage courant

I.1.2.1 Masse revenante aux 1^{eme} à 5^{eme} étage

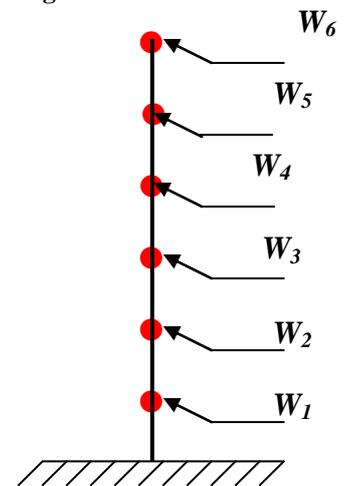
<i>Elément</i>	<i>G (t)</i>	<i>Q (t)</i>
Plancher sa surface nette $S = 149.11m^2$	73.81	22.36
Poutres (secondaires + principales)	31.35	/
Poteaux	6.60	/
Escalier	15.33	1.65
Balcon $S=17.61 m^2$	8.10	6.17

Maçonneries	18.44	/
Totale	159.66	30.18

Tableau IV 2 Masse revenante aux 1eme à 5eme étage

$$W_5 = W_4 \dots \dots \dots W_1 = 153.63 + 0.2 \times 30.18 = 159.66t$$

W_6	153.09
W_5	159.66
W_4	159.66
W_3	159.66
W_2	159.66
W_1	159.66
Somme	951.39t



$$W_t = \sum_{i=1}^6 W_i = 951.39t$$

II. CENTRE DE MASSE

II.1.1 Définition :

Les coordonnées du centre de masse par rapport à un système d'axe (XOY) arbitraire ; déjà choisi sont données par les formules suivantes :

$$X_m = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \qquad Y_m = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

X_i ; Y_i : les coordonnées des éléments i par rapport à l'axe (XOY) de les masse à prendre en compte pour le calcul du centre de masse sont les planchers, acrotères ...etc.

II.1.1.1 Terrasse

Panneaux	A (m ²)	M _i (Kg)	x _i (m)	y _i (m)	M x _i	My _i
1	10,35	5992,65	1,80	2,03	10786,77	12165,08
2	12,77	7393,83	5,45	2,03	40296,37	15009,47
3	8,79	5089,41	8,90	2,03	45295,75	10331,50
4	12,15	7034,85	1,80	6,08	12662,73	42771,89
5	14,99	8679,21	5,45	6,08	47301,69	52769,60
6	10,53	6096,87	8,90	6,08	54262,14	37068,97
I'	10,35	5992,65	12,50	2,03	74908,13	12165,08
2'	12,77	7393,83	16,30	2,03	120519,43	15009,47
4'	12,15	7034,85	12,50	6,08	87935,63	42771,89

5'	14,99	8679,21	16,30	6,08	141471,12	52769,60
		69387,36			635439,76	292832,55

Tableau IV 3 centre de mase planche terrasse

II.1.1.2 Étage courant: 1^{ère} au 5^{ème}

Panneaux	A (m ²)	M _i (Kg)	x _i (m)	y _i (m)	M x _i	M y _i
1	10,35	5123,25	1,80	2,03	9221,85	10400,20
2	12,77	6321,15	5,45	2,03	34450,27	12831,93
3	8,79	4351,05	8,90	2,03	38724,35	8832,63
4	12,15	6014,25	1,80	6,08	10825,65	36566,64
5	14,99	7420,05	5,45	6,08	40439,27	45113,90
6	10,53	5212,35	8,90	6,08	46389,92	31691,09
I'	10,35	5123,25	12,50	2,03	64040,63	10400,20
2'	12,77	6321,15	16,30	2,03	103034,75	12831,93
4'	12,15	6014,25	12,50	6,08	75178,13	36566,64
5'	14,99	7420,05	16,30	6,08	120946,82	45113,90
		59320,80			543251,61	250349,07

Tableau IV 4 centre de mase planche étage courant

II.1.2 Les poteaux

II.1.2.1 Étage courant: RDC au 5^{ème} Etage

poteaux	M _i (Kg)	x _i (m)	y _i (m)	M x _i	M y _i
A1	798,00	0,15	0,20	119,70	159,60
A2	798,00	3,45	0,20	2753,10	159,60
A3	798,00	7,45	0,20	5945,10	159,60
A4	798,00	10,35	0,20	8259,30	159,60
A5	798,00	14,65	0,20	11690,70	159,60
A6	798,00	17,95	0,20	14324,10	159,60
B1	798,00	0,15	3,90	119,70	3112,20
B2	798,00	3,45	3,90	2753,10	3112,20
B3	798,00	7,45	3,90	5945,10	3112,20
B4	798,00	10,35	3,90	8259,30	3112,20
B5	798,00	14,65	3,90	11690,70	3112,20
B6	798,00	17,95	3,90	14324,10	3112,20

C1	798,00	0,15	8,20	119,70	6543,60
C2	798,00	3,45	8,20	2753,10	6543,60
C3	798,00	7,45	8,20	5945,10	6543,60
C4	798,00	10,35	8,20	8259,30	6543,60
C5	798,00	14,65	8,20	11690,70	6543,60
C6	798,00	17,95	8,20	14324,10	6543,60
	14364,00			129276,00	58892,40

Tableau IV 5 centre de mase les poteaux

II.1.3 Les poutres

II.1.3.1 Sens longitudinal

Terrasse et étage courant RDC au 5^{ème} étage

<i>poutre</i>	$V_i (m^3)$	$M_i (Kg)$	$X_i (m)$	$Y_i (m)$	$M_i x_i$	$M_i y_i$
1	0,315	787,50	1,80	0,15	1417,50	118,13
2	0,3885	971,25	5,45	0,15	5293,31	145,69
3	0,273	682,50	8,90	0,15	6074,25	102,38
4	0,315	787,50	1,80	3,90	1417,50	3071,25
5	0,3885	971,25	5,45	3,90	5293,31	3787,88
6	0,273	682,50	8,90	3,90	6074,25	2661,75
7	0,315	787,50	1,80	8,25	1417,50	6496,88
8	0,3885	971,25	5,45	8,25	5293,31	8012,81
9	0,273	682,50	8,90	8,25	6074,25	5630,63
1'	0,315	787,50	16,00	0,15	12600,00	118,13
2'	0,3885	971,25	12,35	0,15	11994,94	145,69
4'	0,315	787,50	16,00	3,90	12600,00	3071,25
5'	0,3885	971,25	12,35	3,90	11994,94	3787,88
7'	0,315	787,50	16,00	8,25	12600,00	6496,88
8'	0,3885	971,25	12,35	8,25	11994,94	8012,81
	12600,00				112140,00	51660,00

Tableau IV 6 centre de mase Poutre sens longitudinal

II.1.3.2 Sens transversal

- *Terrasse et étage courant RDC au 5^{ème} étage*

<i>poutre</i>	$V_i (m^3)$	$M_i (Kg)$	$X_i (m)$	$Y_i (m)$	$M_i x_i$	$M_i y_i$
---------------	-------------	------------	-----------	-----------	-----------	-----------

1	0,396	990,00	0,15	2,05	148,50	2029,50
2	0,468	1170,00	0,15	6,05	175,50	7078,50
3	0,396	990,00	3,45	2,05	3415,50	2029,50
4	0,468	1170,00	3,45	6,05	4036,50	7078,50
5	0,396	990,00	7,45	2,05	7375,50	2029,50
6	0,468	1170,00	7,45	6,05	8716,50	7078,50
1'	0,396	990,00	10,35	2,05	10246,50	2029,50
2'	0,468	1170,00	10,35	6,05	12109,50	7078,50
3'	0,396	990,00	14,35	2,05	14206,50	2029,50
4'	0,468	1170,00	14,35	6,05	16789,50	7078,50
5'	0,396	990,00	17,65	2,05	17473,50	2029,50
6'	0,468	1170,00	17,65	6,05	20650,50	7078,50
		12960,00			115344,00	54648,00

Tableau IV 7 centre de masse Poutre sens transversal

II.1.4 L'acrotère

II.1.4.1 Sens transversal

Acrotère	L	M (Kg)	X_i (m)	Y_i (m)	$m_i X_i$	$m_i Y_i$
1	4,60	7935,00	0,10	2,30	793,50	18250,50
2	4,50	7762,50	0,10	6,85	776,25	53173,13
3	4,60	7935,00	17,70	2,30	140449,50	18250,50
4	4,50	7762,50	17,70	6,85	137396,25	53173,13
		31395,00			279415,50	142847,25

Tableau IV 8 centre de masse L'acrotère sens transversal

II.1.4.2 Sens longitudinal

Acrotère	L	M (Kg)	X_i (m)	Y_i (m)	$m_i X_i$	$m_i Y_i$
1	3,30	5692,50	1,65	0,10	9392,63	569,25
2	4,00	6900,00	5,30	0,10	36570,00	690,00
3	2,90	5002,50	8,75	0,10	43771,88	500,25
4	4,00	6900,00	12,20	0,10	84180,00	690,00
5	3,30	5692,50	15,85	0,10	90226,13	569,25
1'	3,30	5692,50	1,65	8,30	9392,63	47247,75
2'	4,00	6900,00	5,30	8,30	36570,00	57270,00

3'	2,90	5002,50	8,75	8,30	43771,88	41520,75
4'	4,00	6900,00	12,20	8,30	84180,00	57270,00
5'	3,30	5692,50	15,85	8,30	90226,13	47247,75
		60375,00			528281,25	253575,00

Tableau IV 9 centre de masse L'acrotère sens longitudinal

II.1.5 Les escaliers

section	S (m ²)	M _i (Kg)	X _i (m)	Y _i (m)	m _i X _i	m _i Y _i
volée 1	3,24	2519,68	8,20	6,75	20661,40	17007,86
palier 1	3,12	1931,28	8,90	8,70	17188,39	16802,14
volée 2	3,24	2519,68	9,50	6,75	23936,99	17007,86
		6970,65			61786,78	50817,86

Tableau IV 10 centre de masse d'escalier

II.1.6 Maçonnerie**II.1.6.1 Sens transversal**

- Terrasse et étage courant RDC au 5^{ème} étage

Mur	S (m ²)	M _i (kg)	X _i (m)	Y _i (m)	m _i X _i	m _i Y _i
1	1,86	340,00	0,15	0,35	51,00	119,00
2	9,45	340,00	0,15	2,78	51,00	945,20
3	10,51	340,00	0,15	6,02	51,00	2046,80
4	1,86	340,00	3,45	9,40	1173,00	3196,00
5	1,86	340,00	4,93	9,40	1676,20	3196,00
6	9,86	340,00	9,00	2,43	3060,00	826,20
7	7,74	340,00	7,48	7,25	2543,20	2465,00
8	6,35	200,00	1,77	2,37	354,00	474,00
9	10,50	200,00	3,35	7,80	670,00	1560,00
10	10,93	200,00	4,70	2,62	940,00	524,00
11	5,15	200,00	4,83	7,80	966,00	1560,00
1'	1,86	340,00	17,65	0,35	6001,00	119,00
2'	9,45	340,00	17,65	2,78	6001,00	945,20
3'	10,51	340,00	17,65	6,02	6001,00	2046,80
4'	1,86	340,00	14,35	9,40	4879,00	3196,00
5'	1,86	340,00	13,10	9,40	4454,00	3196,00

7'	7,74	340,00	10,40	7,25	3536,00	2465,00
8'	6,35	200,00	14,15	2,63	2830,00	526,00
9'	10,50	200,00	14,50	7,80	2900,00	1560,00
10'	10,93	200,00	12,05	2,63	2410,00	526,00
11'	5,15	200,00	13,15	7,80	2630,00	1560,00
		27981,10			53177,40	33052,20

Tableau IV 11 centre de masse e maçonnerie sens transversal

II.1.6.2 Sens longitudinal

- Terrasse et étage courant RDC au 5^{ème} étage

Mur	S (m ²)	M _i (kg)	X _i (m)	Y _i (m)	m _i X _i	m _i Y _i
1	8,72	2964,80	1,88	0,15	5559,00	444,72
2	9,89	3362,60	5,47	0,85	18393,42	2858,21
3	6,91	2349,40	8,92	0,85	20956,65	1996,99
4	7,99	2716,60	1,88	8,90	5107,21	24177,74
5	4,94	1679,60	4,26	9,55	7155,10	16040,18
6	2,86	972,40	4,25	8,90	4132,70	8654,36
7	7,99	1598,00	1,77	4,45	2828,46	7111,10
8	4,23	846,00	4,15	2,95	3510,90	2495,70
9	7,52	1504,00	4,39	6,95	6602,56	10452,80
10	7,29	1458,00	6,05	4,70	8820,90	6852,60
11	7,30	1460,00	8,92	4,15	13023,20	6059,00
1'	8,72	2964,80	16,02	0,15	47496,10	444,72
2'	9,89	3362,60	12,37	0,85	41595,36	2858,21
4'	7,99	2716,60	16,02	8,90	43519,93	24177,74
5'	4,94	1679,60	13,71	9,55	23027,32	16040,18
6'	2,86	972,40	13,70	8,90	13321,88	8654,36
7'	7,99	1598,00	16,02	4,45	25599,96	7111,10
8'	4,23	846,00	13,70	2,95	11590,20	2495,70
9'	7,52	1504,00	11,87	6,95	17852,48	10452,80
10'	7,29	1458,00	10,22	4,70	14900,76	6852,60
		38013,40			334994,08	166230,81

Tableau IV 12 centre de masse e maçonnerie sens longitudinal

II.2 Centre de masse de chaque étage

II.2.1 Terrasse

$$X_m = \frac{M_{planc} X_{planc} + M_{poutres} X_{poutres} + M_{acr} X_{acr} + \frac{1}{2} M_{maç} X_{maç} + \frac{1}{2} M_{pot} X_{pot}}{\sum M_i}$$

$$Y_m = \frac{M_{planc} Y_{planc} + M_{poutres} Y_{poutres} + M_{acr} Y_{acr} + \frac{1}{2} M_{maç} Y_{maç} + \frac{1}{2} M_{pot} Y_{pot}}{\sum M_i}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sum m_i x_i = 3124756,02 \text{Kg.m} \\ \sum m_i y_i = 1794714,69 \text{Kg.m} \\ \sum m_i = 350523,31 \text{Kg} \end{array} \right\} \Rightarrow X_i = 8,91454555m ; Y_i = 5,12010081m$$

II.2.2 5^{eme} étage

$$X_m = \frac{M_{planc} X_{planc} + M_{poutres} X_{poutres} + M_{maç} X_{maç} + M_{pot} X_{pot} + \frac{1}{2} M_{esc} X_{esc}}{\sum M_i}$$

$$Y_m = \frac{M_{planc} Y_{planc} + M_{poutres} Y_{poutres} + M_{maç} Y_{maç} + M_{pot} Y_{pot} + \frac{1}{2} M_{esc} Y_{esc}}{\sum M_i}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sum m_i x_i = 2848751,45 \text{Kg.m} \\ \sum m_i y_i = 1663704,43 \text{Kg.m} \\ \sum m_i = 320907,59 \text{Kg} \end{array} \right\} \Rightarrow X_i = 8,87717068m ; Y_i = 5,18437233m$$

II.2.3 RDC → 4^{eme} étage

$$X_m = \frac{M_{planc} X_{planc} + M_{poutres} X_{poutres} + M_{maç} X_{maç} + M_{pot} X_{pot} + M_{esc} X_{esc}}{\sum M_i}$$

$$Y_m = \frac{M_{planc} Y_{planc} + M_{poutres} Y_{poutres} + M_{maç} Y_{maç} + M_{pot} Y_{pot} + M_{esc} Y_{esc}}{\sum M_i}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sum m_i x_i = 3391993,91 \text{Kg.m} \\ \sum m_i y_i = 1976067,64 \text{Kg.m} \\ \sum m_i = 384682,26 \text{Kg} \end{array} \right\} \Rightarrow X_i = 8,92659594m ; Y_i = 5,1874479m$$

III. Centre de torsion

III.1 Définition :

Le centre de torsion CDT est le centre de gravité des rigidités ou des inerties de l'ensemble des poteaux constituant le contreventement de la structure ; il sera déterminé comme suit :

III.2 Méthode des inerties

$$X_{CT} = \frac{\sum I_{xi} X_i}{\sum I_{xi}} \qquad Y_{CT} = \frac{\sum I_{yi} Y_i}{\sum I_{yi}}$$

III.2.1.1 Poteaux

- étage courant

Poteaux	I_x	$x_i (m)$	I_y	$y_i (m)$	$I_x x$	$I_y y$
A1	0,0009	0,15	0,0016	0,20	0,000135	0,00032
A2	0,0009	3,45	0,0016	0,20	0,003105	0,00032
A3	0,0009	7,45	0,0016	0,20	0,006705	0,00032
A4	0,0009	10,35	0,0016	0,20	0,009315	0,00032
A5	0,0009	14,65	0,0016	0,20	0,013185	0,00032
A6	0,0009	17,95	0,0016	0,20	0,016155	0,00032
B1	0,0009	0,15	0,0016	3,90	0,000135	0,00624
B2	0,0009	3,45	0,0016	3,90	0,003105	0,00624
B3	0,0009	7,45	0,0016	3,90	0,006705	0,00624
B4	0,0009	10,35	0,0016	3,90	0,009315	0,00624
B5	0,0009	14,65	0,0016	3,90	0,013185	0,00624
B6	0,0009	17,95	0,0016	3,90	0,016155	0,00624
C1	0,0009	0,15	0,0016	8,20	0,000135	0,01312
C2	0,0009	3,45	0,0016	8,20	0,003105	0,01312
C3	0,0009	7,45	0,0016	8,20	0,006705	0,01312
C4	0,0009	10,35	0,0016	8,20	0,009315	0,01312
C5	0,0009	14,65	0,0016	8,20	0,013185	0,01312
C6	0,0009	17,95	0,0016	8,20	0,016155	0,01312
	0,0162		0,0288		0,1458	0,1550

Tableau IV 13 centre de torsion les Poteaux

$$\sum I_{xi} x_i = 0,1458m^5$$

$$\sum I_{xi} = 0,0162m^4$$

$$X_{CT} = \frac{0.1458}{0.0162} = 9.00m$$

$$\sum I_{y_i} y_i = 0,1550m^5$$

$$\sum I_{y_i} = 0,0162m^4$$

$$Y_{CT} = \frac{0.1550}{0.0162} = 5.384m$$

- Les coordonnées de centre de torsion sont :

$$(X_{CT}; Y_{CT}) = (8.90 ; 5.384) m$$

IV. L'excentricité entre centre de torsion et centre de masse

IV.1 Introductions

L'excentricité et la distance entre le centre de masse et le centre de torsion ; pour sa détermination, il suffit de faire la différence entre eux

IV.1.1 Excentricité théorique

$$e_x = |X_{cm} - X_{ct}|$$

$$e_y = |Y_{cm} - Y_{ct}|$$

IV.1.2 Terrasse

$$e_x = 8.914 - 9.00 = 0.086m$$

$$e_y = 5.120 - 5.384 = 0.264m$$

IV.1.3 5^{ème} étage

$$e_x = 8.771 - 9.00 = 0.229 m$$

$$e_y = 5.130 - 5.384 = 0.254m$$

IV.1.4 RDC → 4^{ème} étage

$$e_x = 8.926 - 9.00 = 0.074 m$$

$$e_y = 5.184 - 5.384 = 0.20m$$

IV.2 Excentricité accidentelle

$e_a = 5\%$ de la plus grande dimension en plan du bâtiment

$$e_a = 17.80 \times \frac{5}{100} = 0.89m$$

IV.3 Excentricité finale

$$e_x = e_y = 0.89m$$

V. Distribution des charges verticales

V.1 I. Introduction

Les travées des portiques reçoivent les charges suivantes :

- Poids propre du plancher par ml
- Les surcharges appliquées sur le plancher par ml
- Poids propre de la poutre

d) poids des murs ou acrotère par ml.

V.2 Distribution des charges sur les portiques

V.2.1 II.1 Sens longitudinal

V.2.1.1 Portique chaînage axe A

- Terrasse

Travée (1-2) (1'-2')

$p_p = 0.35 \times 0.30 \times 2.5 = 0.263 \text{ t/ml}$

Travée (2-3) ; (2'-3')

$p_p = 0.35 \times 0.30 \times 2.5 = 0.263 \text{ t/ml}$

L'acrotère = 0.202 t/ml

$G = 0.202 + 0.263 = 0.465 \text{ t/ml}$

Travée (3-4)

$p_p = 0.35 \times 0.30 \times 2.5 = 0.263 \text{ t/ml}$

L'acrotère = 0.202 t/ml

$G = 0.202 + 0.263 = 0.465 \text{ t/ml}$

- 1^{er} étage → 5^{eme} étage

Travée (1-2) (1'-2')

$p_p = 0.35 \times 0.30 \times 2.5 = 0.263 \text{ t/ml}$

Travée (2-3) ; (2'-3')

$p_p = 0.35 \times 0.30 \times 2.5 = 0.263 \text{ t/ml}$

Maçonnerie : $0.340 \times (3.06 - 0.35) \times 0.8 = 0.737 \text{ t/ml}$

$G = 0.737 + 0.263 = 1.00 \text{ t/ml}$

Travée (3-4)

$p_p = 0.35 \times 0.30 \times 2.5 = 0.263 \text{ t/ml}$

Maçonnerie : $0.340 \times (3.06 - 0.35) \times 0.8 = 0.737 \text{ t/ml}$

$G = 0.737 + 0.263 = 1.00 \text{ t/ml}$

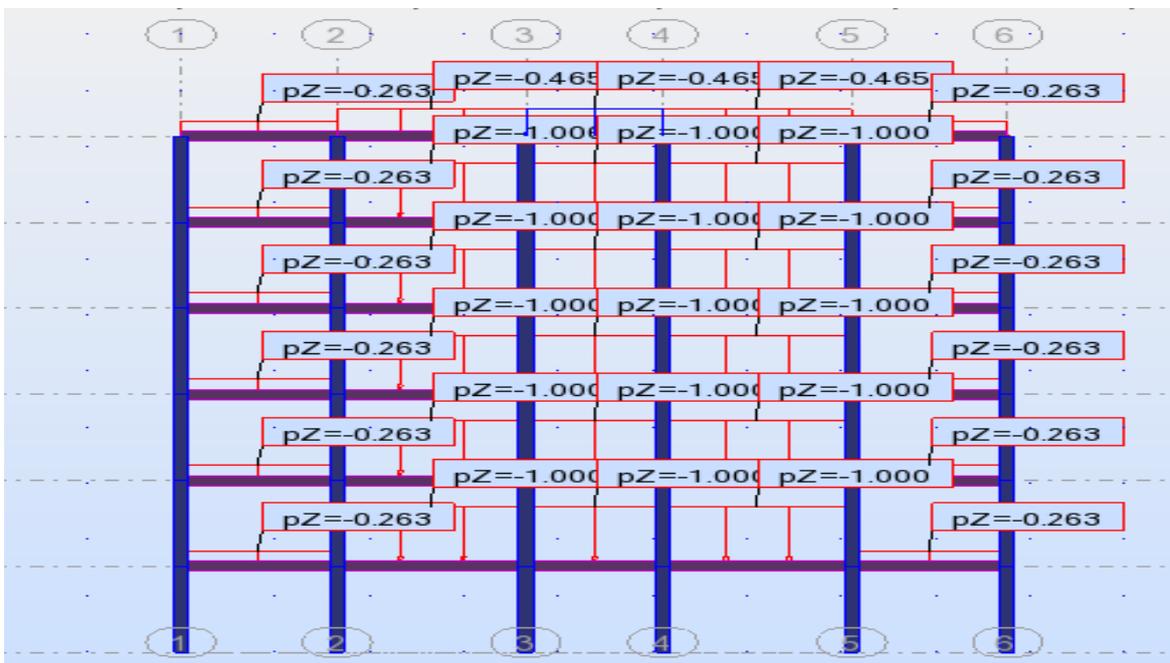


Figure IV1 Portique chaînage axe A

V.2.1.2 Portique chaînage axe B

- Terrasse

Travée (1-2) (1'-2')

$p_p = 0.35 \times 0.30 \times 2.5 = 0.263 \text{ t/ml}$

Travée (2-3) ; (2'-3')

$p_p = 0.35 \times 0.30 \times 2.5 = 0.263 \text{ t/ml}$

$G = 0.263 \text{ t/ml}$

Travée (3-4)

$p_p = 0.35 \times 0.30 \times 2.5 = 0.263 \text{ t/ml}$

$G = 0.263 \text{ t/ml}$

- 1^{er} étage \longrightarrow 5^{eme} étage

Travée (1-2) (1'-2')

$p_p = 0.35 \times 0.30 \times 2.5 = 0.263 \text{ t/ml}$

Maçonnerie : $0.200 \times (3.06 - 0.35) \times 0.8 = 0.433 \text{ t/ml}$

$G = 0.433 + 0.263 = 0.696 \text{ t/ml}$

Travée (2-3) ; (2'-3')

$p_p = 0.35 \times 0.30 \times 2.5 = 0.263 \text{ t/ml}$

Maçonnerie : $0.200 \times (3.06 - 0.35) \times 0.8 = 0.433 \text{ t/ml}$

$G = 0.433 + 0.263 = 0.696 \text{ t/ml}$

Travée (3-4)

$p_p = 0.35 \times 0.30 \times 2.5 = 0.263 \text{ t/ml}$

Maçonnerie : $0.200 \times (3.06 - 0.35) \times 0.8 = 0.433 \text{ t/ml}$

$G = 0.433 + 0.263 = 0.696 \text{ t/ml}$

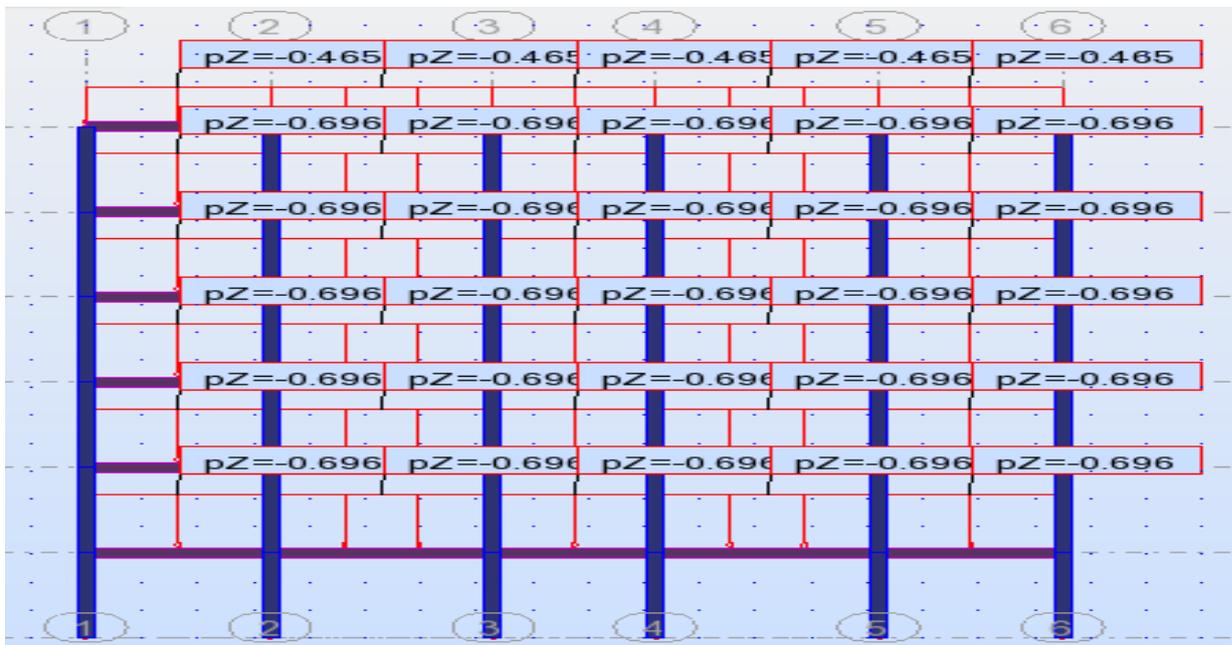


Figure IV2 Portique chaînage axe B

V.2.1.3 Portique chaînage axe C

- *Terrasse*

Travée (1-2) (1'-2') $p_p = 0.35 \times 0.30 \times 2.5 = 0.263 \text{ t/ml}$

L'acrotère = 0.202 t/ml

$G = 0.202 + 0.263 = 0.465 \text{ t/ml}$

Travée (2-3) ; (2'-3') $p_p = 0.35 \times 0.30 \times 2.5 = 0.263 \text{ t/ml}$

L'acrotère = 0.202 t/ml

$G = 0.202 + 0.263 = 0.465 \text{ t/ml}$

Travée (3-4) $p_p = 0.35 \times 0.30 \times 2.5 = 0.263 \text{ t/ml}$

L'acrotère = 0.202 t/ml

$G = 0.202 + 0.263 = 0.465 \text{ t/ml}$

- *1^{er} étage* \longrightarrow *5^{eme} étage*

Travée (1-2) (1'-2') $p_p = 0.35 \times 0.30 \times 2.5 = 0.263 \text{ t/ml}$

Maçonnerie : $0.340 \times (3.06 - 0.35) \times 0.8 = 0.737 \text{ t/ml}$

$G = 0.737 + 0.263 = 1.00 \text{ t/ml}$

Travée (2-3) ; (2'-3') $p_p = 0.35 \times 0.30 \times 2.5 = 0.263 \text{ t/ml}$

Maçonnerie : $0.340 \times (3.06 - 0.35) \times 0.8 = 0.737 \text{ t/ml}$

$G = 0.737 + 0.263 = 1.00 \text{ t/ml}$

Travée (3-4) $p_p = 0.35 \times 0.30 \times 2.5 = 0.263 \text{ t/ml}$

$G = 0.263 \text{ t/ml}$

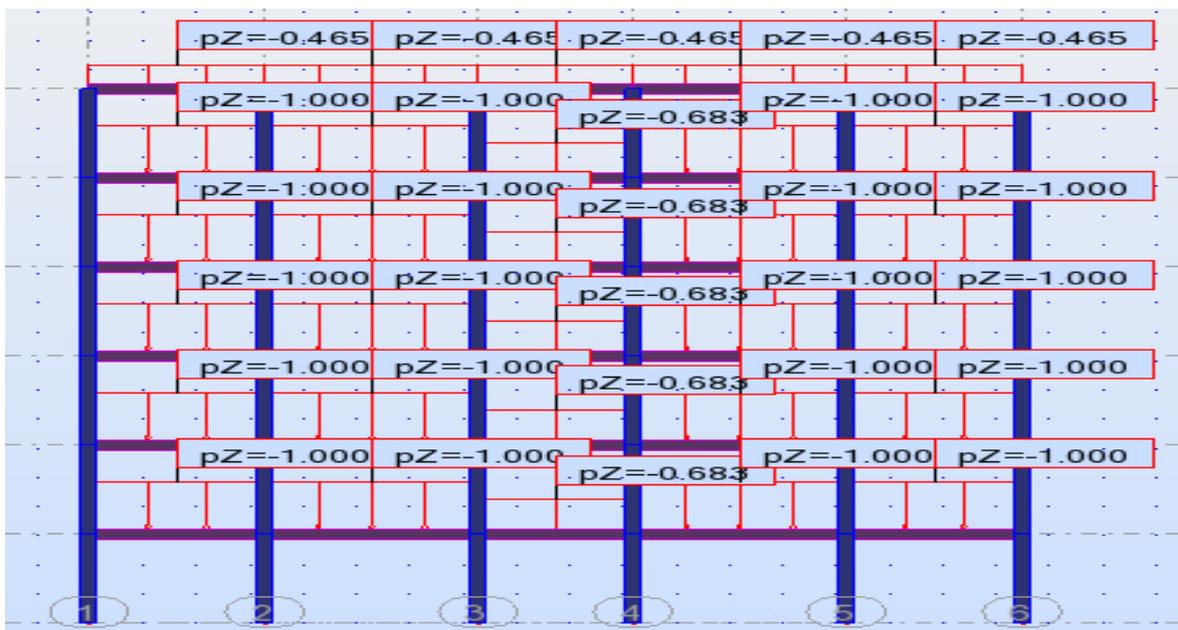


Figure IV3 Portique chaînage axe C

V.2.1.4 Portique principal axe (1-6)

- Terrasse

$$\text{Travée A-B Plancher Terrasse: } \left(\frac{3.30-0.3}{2} \right) \times 0.579 = 0.869t / ml$$

$$p_p = 0.3 \times 0.4 \times 2.5 = 0.30t/ml ; Q = \frac{3.30-0.3}{2} \times 0.10 = 0.150t / ml$$

$$L'acrotère = 0.202 t/ml \quad \text{donc : } \begin{cases} G = 1.37t / ml \\ Q = 0.150t / ml \end{cases}$$

$$\text{Dalle pleine : } \left(\frac{3.30-0.3}{2} \right) \times 0.460 = 0.690t / ml$$

$$p_p = 0.3 \times 0.4 \times 2.5 = 0.30t/ml ; Q = \frac{3.30-0.3}{2} \times 0.10 = 0.150t / ml$$

$$L'acrotère = 0.202 t/ml \quad \text{donc : } \begin{cases} G = 1.192t / ml \\ Q = 0.150t / ml \end{cases}$$

Travée B-C Plancher Terrasse = 0.869t/ml

L'acrotère = 0.202 t/ml

$$p_p = 0.30t/ml ; vQ = 0.150 t/ml \quad \text{donc : } \begin{cases} G = 1.37t / ml \\ Q = 0.150t / ml \end{cases}$$

- 1^{er} étage \longrightarrow 5^{eme} étage

$$\text{Travée A-B Plancher étage courant : } \left(\frac{3.30-0.3}{2} \right) \times 0.495 = 0.743t / ml$$

$$p_p = 0.3 \times 0.4 \times 2.5 = 0.30t/ml ; \text{Maçonnerie : } 0.340 \times (3.06-0.40) \times 0.8 = 0.723t/ml$$

$$Q = \frac{3.30-0.3}{2} \times 0.15 = 0.225t / ml \quad \text{donc : } \begin{cases} G = 2.094t / ml \\ Q = 0.225t / ml \end{cases}$$

$$\text{Dalle pleine : } \left(\frac{3.30-0.3}{2} \right) \times 0.460 = 0.690t / ml$$

$$p_p = 0.3 \times 0.4 \times 2.5 = 0.30t/ml ; \text{Maçonnerie : } 0.340 \times (3.06-0.40) \times 0.8 = 0.723t/ml$$

$$Q = \frac{3.30-0.3}{2} \times 0.350 = 0.525t / ml \quad \text{donc : } \begin{cases} G = 1.713t / ml \\ Q = 0.525t / ml \end{cases}$$

Travée B-C Plancher étage courant = 0.743t/ml

$p_p = 0.30t/ml$

Maçonnerie : $0.340 \times (3.06-0.40) \times 0.8 = 0.723t/ml$

$$Q = 0.225 t/ml \quad \text{donc : } \begin{cases} G = 1.766t / ml \\ Q = 0.225t / ml \end{cases}$$

Cas (G)

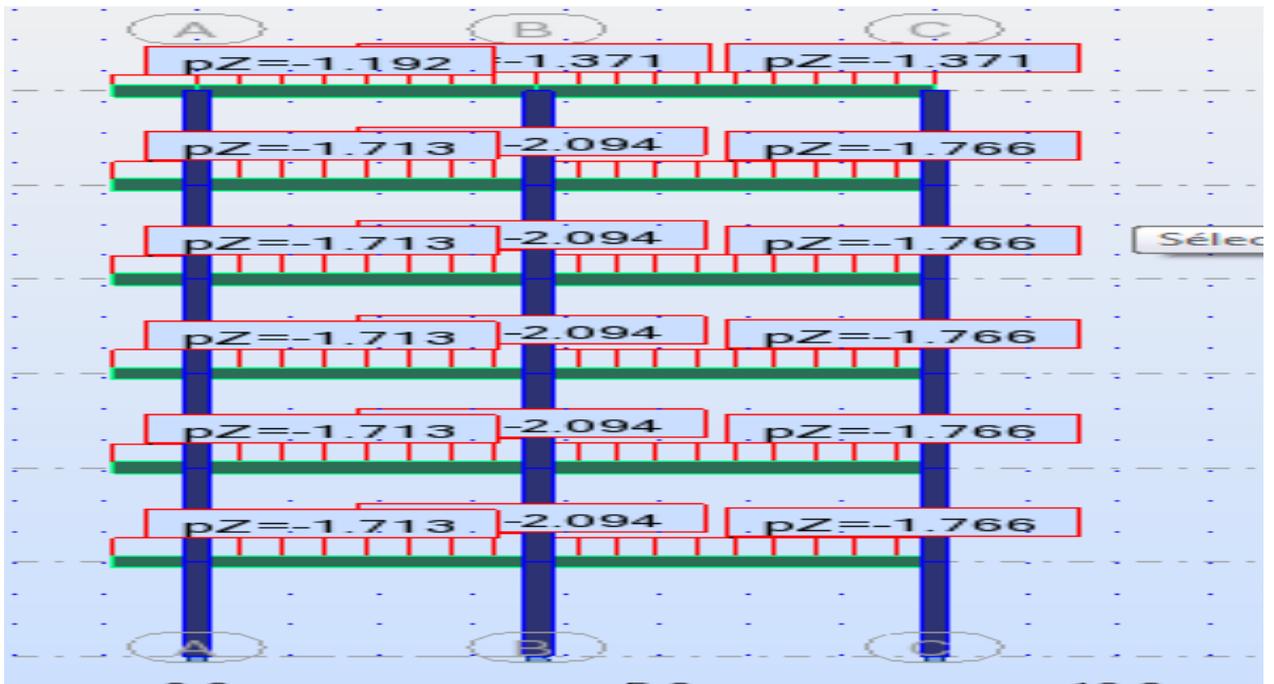


Figure IV Cas(G) Portique principale axe 1-64

Cas (Q)



Figure IV 5 Cas(Q) Portique principale axe 1-6

V.2.1.5 Portique principal axe (2-5)

- Terrasse

$$\text{Travée A-B Plancher Terrasse: } \left(\frac{7.00 - 0.3}{2} \right) \times 0.579 = 1.939t / ml$$

$$p_p = 0.3 \times 0.4 \times 2.5 = 0.30t/ml$$

$$Q = \frac{7.00 - 0.3}{2} \times 0.10 = 0.335t / ml \quad \text{donc : } \begin{cases} G = 1.371t / ml \\ Q = 0.335t / ml \end{cases}$$

$$\text{Dalle pleine : } \left(\frac{3.15 - 0.15}{2} \right) \times 0.460 = 0.690t / ml$$

$$p_p = 0.3 \times 0.4 \times 2.5 = 0.30t/ml ; Q = \frac{3.30 - 0.3}{2} \times 0.10 = 0.150t / ml$$

$$\text{L'acrotère} = 0.202 t/ml \quad \text{donc : } \begin{cases} G = 1.192t / ml \\ Q = 0.150t / ml \end{cases}$$

Travée B-C Plancher Terrasse = 1.939t/ml

$$p_p = 0.30t/ml$$

$$Q = \frac{7.00 - 0.3}{2} \times 0.10 = 0.335t / ml \quad \text{donc : } \begin{cases} G = 1.371t / ml \\ Q = 0.335t / ml \end{cases}$$

$$\text{Dalle pleine : } \left(\frac{4.00 - 0.3}{2} \right) \times 0.460 = 0.851t / ml$$

$$p_p = 0.3 \times 0.4 \times 2.5 = 0.30t/ml$$

$$Q = \frac{4.00 - 0.3}{2} \times 0.10 = 0.185t / ml$$

$$\text{L'acrotère} = 0.202 t/ml \quad \text{donc : } \begin{cases} G = 1.353t / ml \\ Q = 0.185t / ml \end{cases}$$

- 1^{er} étage \longrightarrow 5^{ème} étage

$$\text{Travée A-B Plancher étage courant : } \left(\frac{7.00 - 0.3}{2} \right) \times 0.495 = 1.658t / ml$$

$$p_p = 0.3 \times 0.4 \times 2.5 = 0.30t/ml$$

$$\text{Maçonnerie : } 0.200 \times (3.06 - 0.40) \times 0.8 = 0.425t/ml$$

$$Q = \frac{7.00 - 0.3}{2} \times 0.15 = 0.503t / ml \quad \text{donc : } \begin{cases} G = 2.838t / ml \\ Q = 0.503t / ml \end{cases}$$

$$\text{Dalle pleine : } \left(\frac{3.15 - 0.15}{2} \right) \times 0.460 = 0.690t / ml$$

$$p_p = 0.3 \times 0.4 \times 2.5 = 0.30t/ml$$

Maçonnerie : $0.340 \times (3.06 - 0.40) \times 0.8 = 0.723 \text{ t/ml}$

$$Q = \frac{3.15 - 0.15}{2} \times 0.350 = 0.525 \text{ t/ml} \quad \text{donc : } \begin{cases} G = 1.713 \text{ t/ml} \\ Q = 0.525 \text{ t/ml} \end{cases}$$

Travée B-C Plancher étage courant = 1.658 t/ml

$p_p = 0.30 \text{ t/ml}$

Maçonnerie : $0.200 \times (3.06 - 0.40) \times 0.8 = 0.425 \text{ t/ml}$

$$Q = 0.503 \text{ t/ml} \quad \text{donc : } \begin{cases} G = 1.766 \text{ t/ml} \\ Q = 0.503 \text{ t/ml} \end{cases}$$

$$\text{Dalle pleine : } \left(\frac{3.30 - 0.15}{2} \right) \times 0.460 = 0.690 \text{ t/ml}$$

$p_p = 0.3 \times 0.4 \times 2.5 = 0.30 \text{ t/ml}$

Maçonnerie : $0.340 \times (3.06 - 0.40) \times 0.8 = 0.723 \text{ t/ml}$

$$Q = \frac{4.00 - 0.3}{2} \times 0.350 = 0.525 \text{ t/ml} \quad \text{donc : } \begin{cases} G = 1.713 \text{ t/ml} \\ Q = 0.525 \text{ t/ml} \end{cases}$$

Cas (G)

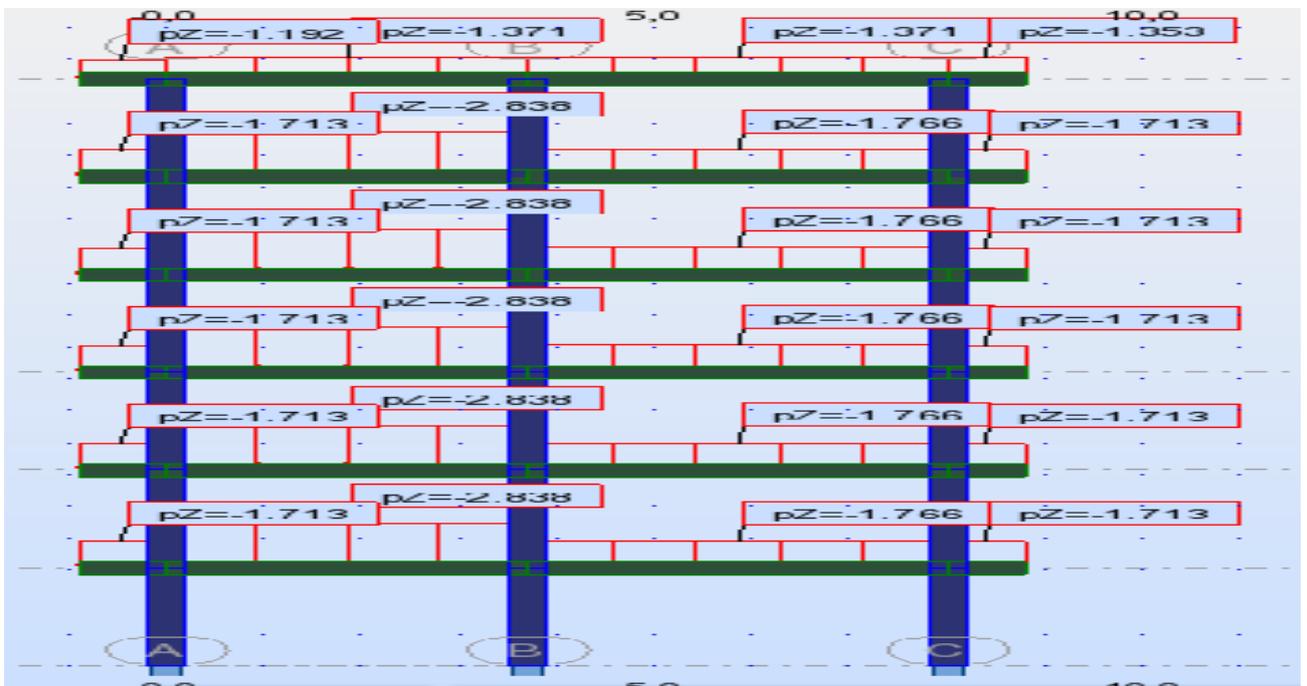


Figure IV Cas(G) Portique principale axe 2-56

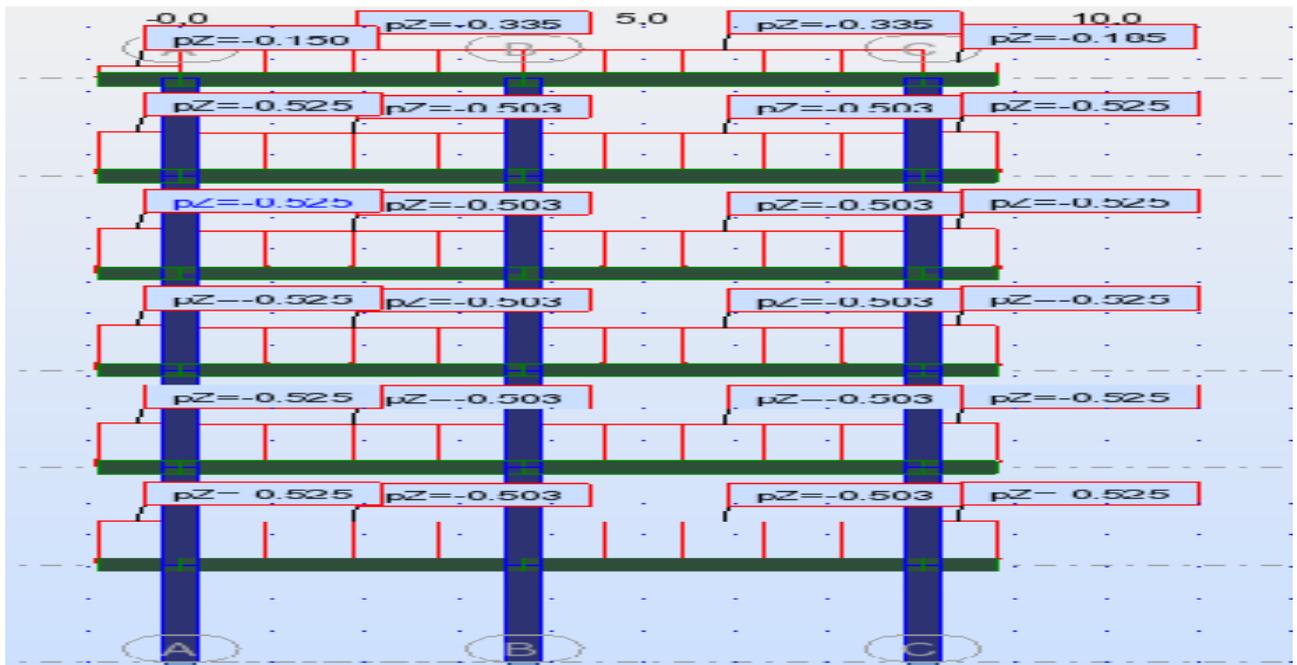
Cas (Q)

Figure IV7 Portique principale axe 2-5

V.2.1.6 Portique principal axe (3-4)

- Terrasse

$$\text{Travée A-B Plancher Terrasse: } \left(\frac{6.60 - 0.3}{2} \right) \times 0.579 = 1.823 \text{ t/ml}$$

$$p_p = 0.3 \times 0.4 \times 2.5 = 0.30 \text{ t/ml}$$

$$Q = \frac{6.60 - 0.3}{2} \times 0.10 = 0.315 \text{ t/ml} \quad \text{donc : } \begin{cases} G = 2.123 \text{ t/ml} \\ Q = 0.315 \text{ t/ml} \end{cases}$$

$$\text{Dalle pleine : } \left(\frac{2.9 - 0.3}{2} \right) \times 0.460 = 0.598 \text{ t/ml} ; p_p = 0.3 \times 0.4 \times 2.5 = 0.30 \text{ t/ml}$$

$$Q = \frac{2.90 - 0.3}{2} \times 0.10 = 0.130 \text{ t/ml}$$

$$\text{L'acrotère} = 0.202 \text{ t/ml} \quad \text{donc : } \begin{cases} G = 1.100 \text{ t/ml} \\ Q = 0.130 \text{ t/ml} \end{cases}$$

$$\text{Travée B-C Plancher Terrasse} = 1.823 \text{ t/ml}$$

$$p_p = 0.30 \text{ t/ml}$$

$$Q = \frac{6.60 - 0.3}{2} \times 0.10 = 0.315 \text{ t/ml} \quad \text{donc : } \begin{cases} G = 2.123 \text{ t/ml} \\ Q = 0.315 \text{ t/ml} \end{cases}$$

$$\text{Dalle pleine : } \left(\frac{6.60 - 0.3}{2} \right) \times 0.460 = 1.449 \text{ t/ml} ; p_p = 0.3 \times 0.4 \times 2.5 = 0.30 \text{ t/ml}$$

$$Q = \frac{6.60-0.3}{2} \times 0.10 = 0.315t/ml$$

$$L'acrotère = 0.202 t/ml \quad \text{donc : } \begin{cases} G = 1.95t/ml \\ Q = 0.185t/ml \end{cases}$$

• 1^{er} étage → 5^{eme} étage

$$\text{Travée A-B Plancher étage courant : } \left(\frac{6.60-0.3}{2} \right) \times 0.495 = 1.559t/ml$$

$$p_p = 0.3 \times 0.4 \times 2.5 = 0.30t/ml ; \text{Maçonnerie : } 0.200 \times (3.06-0.40) \times 0.8 = 0.425t/ml$$

$$Q = \frac{6.60-0.3}{2} \times 0.15 = 0.473t/ml \quad \text{donc : } \begin{cases} G = 2.838t/ml \\ Q = 0.503t/ml \end{cases}$$

$$\text{Dalle pleine : } \left(\frac{2.90-0.30}{2} \right) \times 0.460 = 0.598t/ml ; p_p = 0.3 \times 0.4 \times 2.5 = 0.30t/ml$$

$$\text{Maçonnerie : } 0.340 \times (3.06-0.40) \times 0.8 = 0.723t/ml$$

$$Q = \frac{2.90-0.30}{2} \times 0.350 = 0.455t/ml \quad \text{donc : } \begin{cases} G = 1.713t/ml \\ Q = 0.525t/ml \end{cases}$$

Travée B-C Plancher étage courant = 1.559t/ml

$$p_p = 0.30t/ml ; \text{Maçonnerie : } 0.340 \times (3.06-0.40) \times 0.8 = 0.425t/ml$$

$$Q = 0.473 t/ml \quad \text{donc : } \begin{cases} G = 2.284t/ml \\ Q = 0.473t/ml \end{cases}$$

$$\text{Dalle pleine : } \left(\frac{6.60-0.30}{2} \right) \times 0.460 = 1.450t/ml ; p_p = 0.3 \times 0.4 \times 2.5 = 0.30t/ml$$

$$Q = \frac{6.60-0.3}{2} \times 0.350 = 1.103t/ml \quad \text{donc : } \begin{cases} G = 1.750t/ml \\ Q = 1.103t/ml \end{cases}$$

Cas (G)

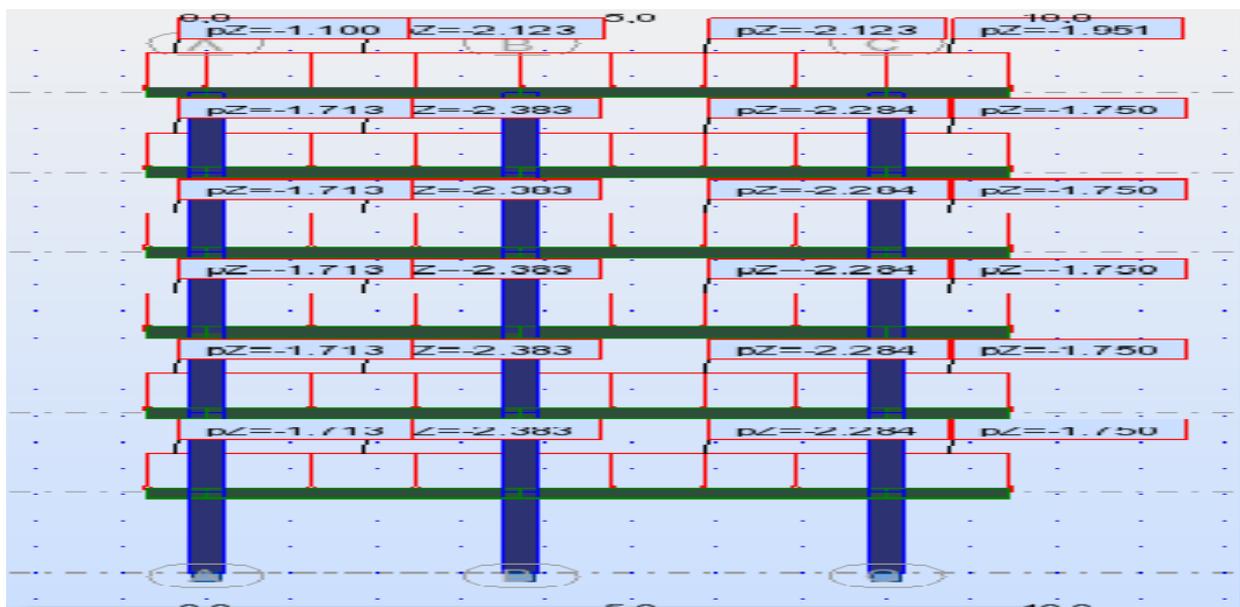


Figure IV8 . Cas (G) Portique principale axe 3-4

Cas (Q)

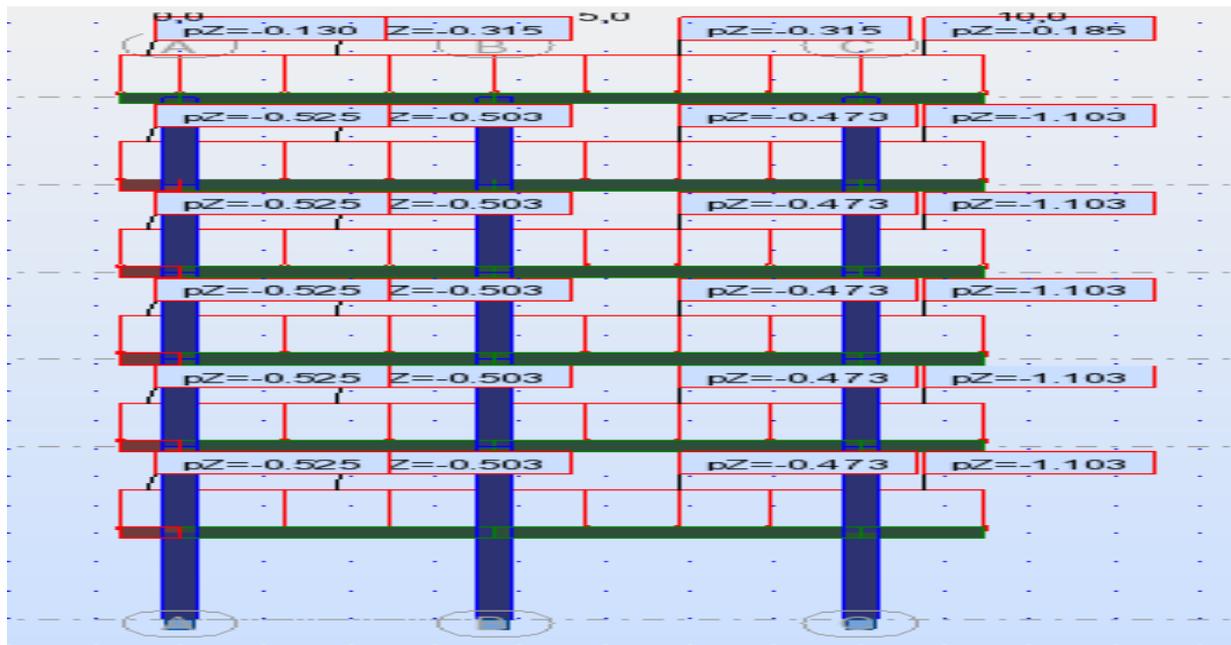


Figure IV9 . Cas (Q) Portique principale axe 3-4

Chapitre V

Etude Sismique

ACTION SISMIQUE

I Introduction

Le but de cette phase de calcul est d'évaluer les efforts horizontaux dus à l'action sismique.

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes:

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

II Condition d'application : (RPA Art.4.1.2)

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

- a) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres

les conditions de hauteur énoncées en a, les conditions complémentaires suivantes :

Zone II :

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

III Modélisation : (RPA Art.4.2.2)

- Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.

- La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.

- Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

IV Calcul de la force sismique totale :(RPA Art.4.2.3)

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

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

Ou:

A : coefficient d'accélération de la zone

D : facture d'amplification dynamique moyen

R : facture de comportement de la structure

Q : facture de qualité.

W : poids total de la structure

V Détermination des coefficients de la formule :

a) Coefficient d'accélération de zone (A) :

Lieu	Groupe d'usage	Zone	A
Annaba	2	IIa	0.15

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

b) Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :

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

$$D = \begin{cases} 2.5\eta \dots \dots \dots \Rightarrow 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \dots \dots \dots \Rightarrow T_2 \leq T \leq 3.0S \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \dots \dots \dots \Rightarrow T \leq 3.0S \end{cases}$$

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le RPA Site S_3

$$T_2 = 0.50s$$

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

$$T = C_T x (h_N)^{3/4}$$

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement et de type de remplissage ; donné par le RPA : $C_t = 0.075$

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

Notre édifice $h_N = 18.36$ m.

$$T = 0.075x(18.36)^{3/4} = 0.66$$

On remarque que :

$$T_2 = 0,40 \leq T = 0,66 \leq 3,0 s \Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

η : Facture de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \text{ Avec } \xi : \text{ est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau}$$

constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages : $\xi = 6\%$

$$\eta = 0.93 > 0.7$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée

$$D = 2.5 \times 0.93 \times \left(\frac{0.50}{0.66}\right)^{2/3} = 1.93m$$

c) Coefficient de comportement global de la structure (R) :

Pour le cas des portiques autostables sans remplissage en maçonnerie rigide : $R = 5$

d) Facteur de qualité (Q) :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 p_q$

p_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q « est satisfait ou non ». Sa valeur est donnée comme suit :

Critère	p_q	
	OX	OY
Conditions minimales sur les files de contreventement	0.0	0.05
Redondance en plan	0.05	0.0
Régularité en plan	0.0	0.0
Régularité élévation	0.0	0.0
Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1	0.1
Valeur de Q	1.20	1.20

VI Détermination des paramètres des combinaisons d'action :

Situation durable :

- ✓ ELU: $1,35 \times G + 1,5 \times Q$
- ✓ ELS: $G + Q$

Situation accidentelle :

- ✓ ACC : $G + Q \pm 1,2 \times E$
- ✓ ACC : $G + Q + E$

✓ ACC : $0,8 \times G \pm E$

Remarque : Par l'exploitation de l'outil informatique ; on a utilisé le logiciel ROBOT pour la simulation (3D) du bâtiment en tenant compte les phases du calcul suivantes :

- **Phase modélisation 3D :** en introduisant les éléments constituant la structure avec leurs caractéristiques (sections, matériaux, conditions d'appuis) plus le choix des références de calcul.
- **Phase de charges :** dans cette phase ; les charges introduites sont : la charge permanente (G) et celle d'exploitation (Q) ainsi que la charge sismique (E) qui s'exprime par la étape modale en choisissant les normes du code parasismique algérien pour l'étape sismique pour introduire les caractéristiques dynamiques cités ci-dessus.
- **Phase de combinaisons :** cette étape consiste d'introduire toutes les combinaisons mentionnées au-dessus.
- **Phase de validation :** Avant de procéder l'analyse ; il faut vérifier la structure de toutes les erreurs possibles produites par une mauvaise étape de simulation.
- **Phase d'illustration des résultats :** dans cette phase ; les résultats voulus à aboutir sont : des informations sismiques plus des informations sur les sollicitations exercées aux éléments.

VII Résultats de l'analyse :

7.1. Phase dynamique : Les valeurs des périodes et les facteurs de participations modales calculés par le logiciel ROBOT sont donnés dans le tableau suivant :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
4/ 1	1.681	0.595	83.876	0.000	0.000	83.876	0.000	0.000
4/ 2	1.885	0.531	83.876	82.226	0.000	0.000	82.226	0.000
4/ 3	2.020	0.495	83.906	82.226	0.000	0.030	0.000	0.000
4/ 4	5.151	0.194	93.885	82.226	0.000	9.979	0.000	0.000
4/ 5	5.953	0.168	93.885	92.887	0.000	0.000	10.662	0.000
4/ 6	6.362	0.157	93.889	92.887	0.000	0.004	0.000	0.000
4/ 7	8.653	0.116	97.030	92.887	0.000	3.141	0.000	0.000
4/ 8	10.555	0.095	97.030	96.626	0.000	0.000	3.739	0.000
4/ 9	11.272	0.089	97.032	96.626	0.000	0.002	0.000	0.000
4/ 10	11.635	0.086	97.847	96.626	0.000	0.815	0.000	0.000

Tableau V2 . Les valeurs des périodes

VIII Résultats - Analyse modale (selon le logiciel)

Vu que le cumul des participations des masses pour les trois premiers modes ne valide pas la condition exigée par le règlement RPA 99 / version 2003, on a donc la possibilité de prendre toutes les réponses modales pour évaluer les forces sismique. Pour valider les valeurs obtenues ; les règle RPA99 V 2003 exigent de vérifier que les périodes calculées par la méthode numérique à celle de la formule empirique en respectant que : $T_{MN} \leq 1,30 T_{Fond}$

Pour notre cas :

$$T_{MN} = 0,59s \leq 1,30 \times 0,66 = 0,85s \text{ (CV)}$$

1. Application de la méthode d'analyse modale spectrale :

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 4.2.3) ; l'action sismique est représentée par le spectre de calcul, correspondant au cas étudié, suivant

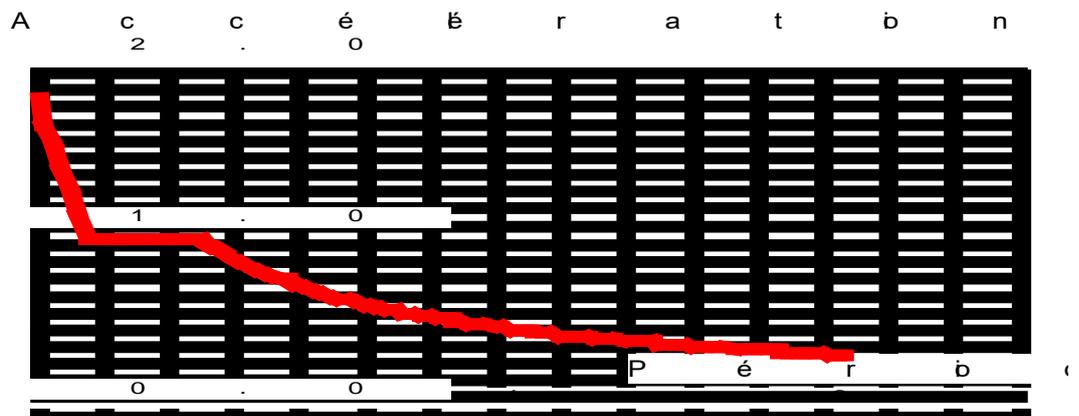


Figure V . 1 courbe présentant le spectre de réponse ($\zeta= 6\%$) – calculée par ROBOT

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir les résultats suivants :

Mode 1

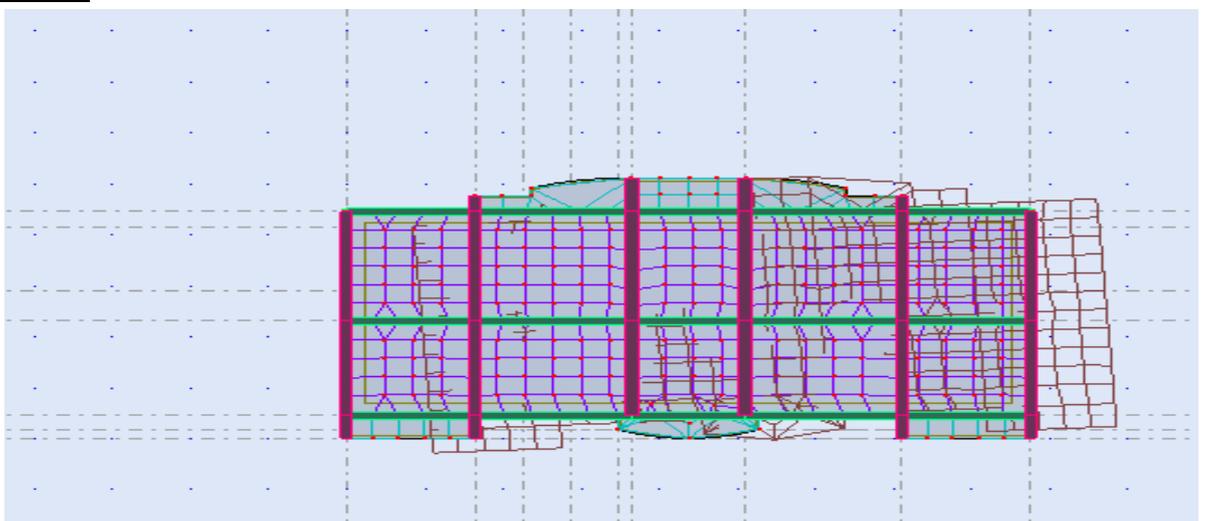


Figure V . 2 Translation sens.X

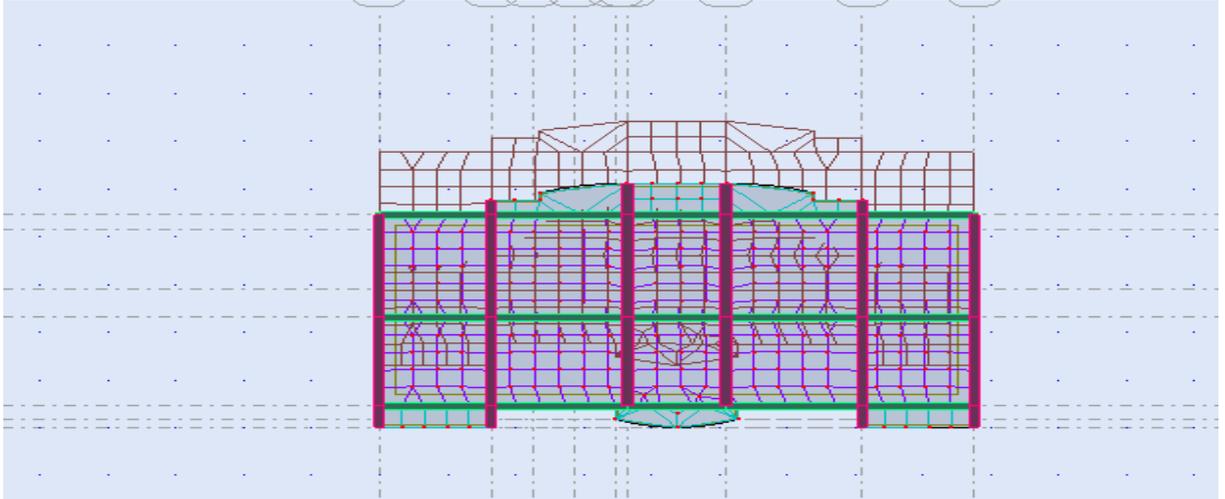
Mode 2

Figure V . 2 Translation sens.Y

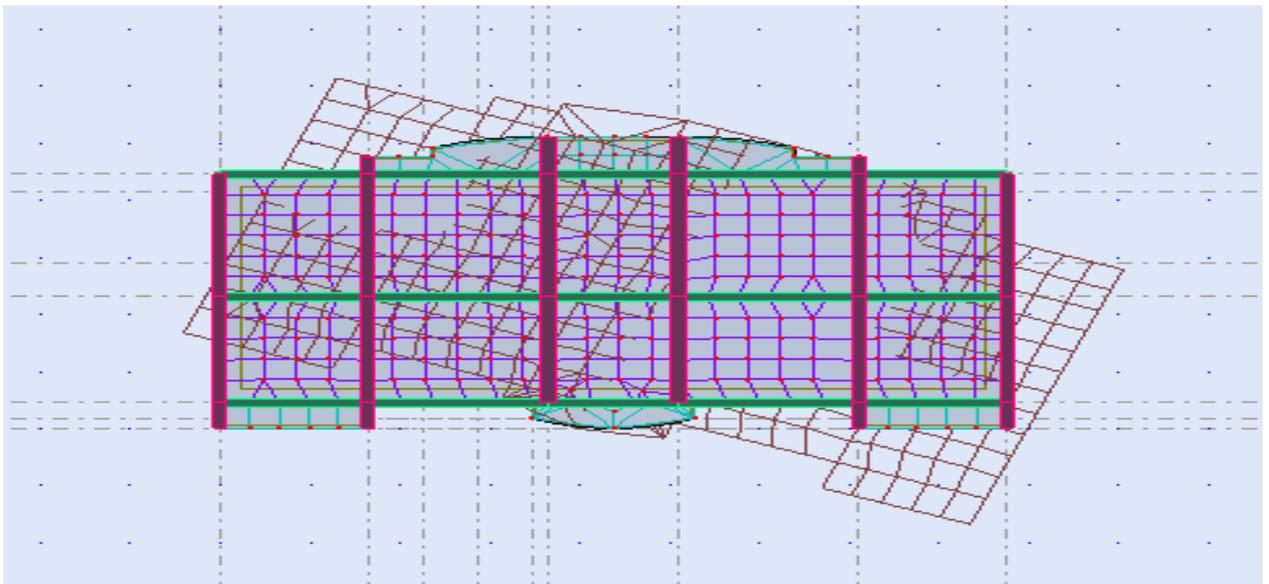
Mode 3

Figure V . 3 Rotation

Calcul de la force sismique statique :

Selon le RPA 99 / version 2003 :

$$V = \frac{ADQ}{R} W \text{ Pour notre cas :}$$

$$\text{Sachant que : } W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

β : coefficient de pondération en fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation

Pour le type du bâtiment d'habitation : $\beta = 0,20$ et le Poids total de la structure :

$$W = 951.39 \text{ T}$$

$$V_x = V_y \frac{AD_x Q}{R} W \Rightarrow V_x = \frac{0.15 \times 1.93 \times 1.20}{5} \times 951.39 = 66.10 \text{ t}$$

2. Résultantes des forces sismiques de calcul :

L'une des vérifications préconisée par le RPA99 version 2003 (art 4.3.6) est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de celle déterminée par l'utilisation de la méthode statique équivalente V . Si $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le

$$\text{rapport } r = \frac{0.8V}{V_t}$$

3. Les réactions à la base:

Noeud/Cas/Mode	FX [T]	FY [T]	FZ [T]	MX [Tm]	MY [Tm]	MZ [Tm]
Cas	5 - EX					
Mode CQC						
Somme totale	59,67	23,46	472,51	3,37	13,60	1,26
Somme réactions	157,42	1,14	0,02	2,70	2038,91	857,38
Somme efforts	157,42	1,15	0,07	2,70	2038,95	857,38
Vérification	314,85	2,29	0,09	5,40	4077,86	1714,76
Précision	9,80886e-004	4,17428e-004				
Cas	6 - EY					
Mode CQC						
Somme totale	6,26	73,12	528,90	17,67	1,70	0,79
Somme réactions	1,14	148,18	0,11	1940,84	2,75	1295,95
Somme efforts	1,13	148,18	0,10	1940,86	2,81	1295,96
Vérification	2,28	296,35	0,21	3881,70	5,56	2591,90
Précision	9,80886e-004	4,17428e-004				

Tableau V. 3 Les réactions à la base

$$V_{\text{dynamique}} = \sqrt{|F_X|^2 + |F_Y|^2} = \sqrt{(59.67)^2 + (23.46)^2} = 64.1 \text{ t}$$

$$V_{\text{dynamique}} = \sqrt{|F_X|^2 + |F_Y|^2} = \sqrt{(6.26)^2 + (73.12)^2} = 151.06 \text{ t}$$

	Vdynamique (T)	0.8 Vstatique (T)	Observation
E _X	64.11	52.88	V _t > 0,8V _XCV
E _Y	73.38	52.88	V _t > 0,8V _YCV

Tableau V. 4 Vérification de la résultante des forces sismiques

4. Vérification de déplacement : Justification vis-à-vis de déformations :

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 5.10) : Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage (h).

Le tableau suivant montre la comparaison entre les déplacements illustrés par le logiciel et celui exigé par le règlement.

Niveau	$\Delta_{kx} (m)$	$\Delta_{ky} (m)$	1%h (m)	Condition
5 ^{ème} étage	0.005	0.009	0,0306	Condition vérifiée
4 ^{ème} étage	0,004	0,007	0,0306	Condition vérifiée
3 ^{ème} étage	0,004	0,006	0,0306	Condition vérifiée
2 ^{ème} étage	0,003	0,006	0,0306	Condition vérifiée
1 ^{er} étage	0,006	0,006	0,0306	Condition vérifiée
RDC	0,004	0,004	0,0306	Condition vérifiée

Tableau V. 5 résultats des déplacements des étages

5. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 5.9) Les effets du 2^o ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux

$$\Theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,10$$

Avec V_K : Effort tranchant d'étage au niveau "k" : Δ_K : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_K : Hauteur de l'étage « k ».

- Si $0.10 \leq \Delta_k \leq 0.20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1 / (1 - \Delta_k)$.

- Si $\Delta_k > 0.20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Dans le sens X :

Niveau	$P_k (t)$	$\Delta_k (m)$	$V_k (t)$	$h_k (m)$	$\theta_k (m)$	$\theta_k < 0.1$
5 ^{ème} étage	153.09	0,005	4.89	3,06	0.05	Condition vérifiée
4 ^{ème} étage	159.66	0,004	6.53	3,06	0.06	Condition vérifiée
3 ^{ème} étage	159.66	0,004	8.16	3,06	0.04	Condition vérifiée
2 ^{ème} étage	159.66	0,003	9.79	3,06	0.02	Condition vérifiée
1 ^{er} étage	159.66	0,006	11.42	3,06	0.03	Condition vérifiée
RDC	159.66	0,004	13.05	3,06	0.02	Condition vérifiée

Tableau V. 6 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens X (Combinaison Ex)

Dans le sens Y :

Niveau	$P_k (t)$	$\Delta_k (m)$	$V_k (t)$	$h_k (m)$	$\theta_k (m)$	$\theta_k < 0.1$
5 ^{eme} étage	153.09	0.009	9.45	3,06	0.03	Condition vérifiée
4 ^{eme} étage	159.66	0,007	11.42	3,06	0.02	Condition vérifiée
3 ^{eme} étage	159.66	0,006	13.40	3,06	0.01	Condition vérifiée
2 ^{eme} étage	159.66	0,006	15.38	3,06	0.01	Condition vérifiée
1 ^{er} étage	159.66	0,006	17.35	3,06	0.01	Condition vérifiée
RDC	159.66	0,004	19.33	3,06	0.005	Condition vérifiée

Tableau V. 7 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ sens Y (Combinaison EY)

Donc $\theta_k < 0.10$ dans tous les niveaux, donc l'effet P- Δ est négligé

Chapitre VI

**FERRAILLAGE DES
ELEMENTS STRUCTURAUX**

Ferraillage de portique:

I. Introduction :

L'ossature du bâtiment est constituée d'éléments verticaux (poteaux), et d'éléments Horizontaux (poutres) L'assemblage des poteaux et des poutres constitue les portiques tout calcul est fait à l'aide du logiciel **robot**

II. Combinaisons des charges :

Les combinaisons des charges à prendre pour les dimensionnements des éléments Structuraux, notamment, les poteaux et les poutres pour une ossature auto-stable

III. FERRAILLAGE DES POTEAUX

III.1 Introduction :

Les poteaux sont soumis à la flexion composée suivant les deux plans perpendiculaires. Les poteaux rectangulaires seront étudiés suivant les deux directions par contre les poteaux carrés seul le plan dont lequel on notera les sollicitations les plus importantes sera étudié.

III.2 Etude à E.L.U

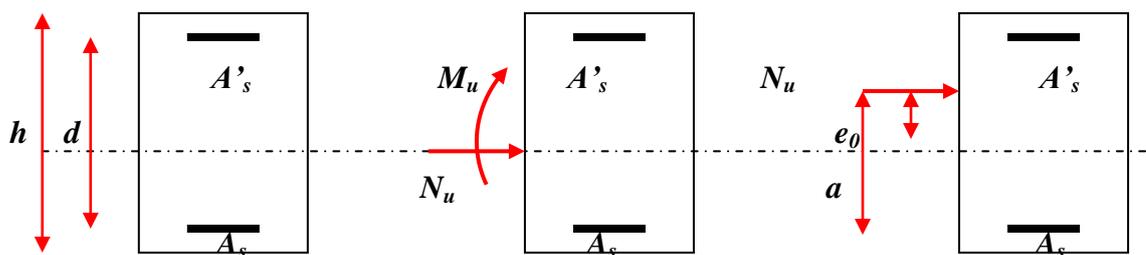
Les combinaisons de charge à prendre en considération pour le calcul à ELU

- ✓ BAEI 91 : $1.35G+1.50Q$
- ✓ RPA99 : $G+Q \pm 1.2E$
- ✓ $0.8G \pm E$

L'excentricité réelle e_1 est remplacée par une excentricité de calcul note e_t calculée d'après les règles de BAEI 91 ($e_t = e_0 + e_2 + e_a$) et les sollicitations de calcul devienne N_u inchangé et $M_G = N_u \cdot e_t$.

Cette excentricité est comparée à l'excentricité critique donnée par l'abaque de la règle BAEI

en fonction $\psi = \frac{N_u}{bh f_{c28}}$



- Section partiellement comprimée :

On dit qu'une section est partiellement comprimée si :

- N effort normal de traction, "c" le centre de pression se trouve en dehors du segment limité par les armatures.
- N effort de compression, "c" se trouve à l'extérieure de la section
- N effort de compression "c" se trouve à l'intérieure de la section et la

Condition suivante doit être vérifiée

$$N(d - c) - M_t \leq (0.337 - 0.81 \frac{c}{h}) b h^2 f_{bc}$$

- **Section entièrement comprimée :**

On dit qu'une section est entièrement comprimée si

N effort normal de compression "c" se trouve à l'intérieure du segment limité par les armatures plus la condition suivante :

$$N(d - c) - M_t \leq (0.5 - c) h b f_{cb}$$

- **Section entièrement tendue :**

On dit qu'une section est partiellement comprimée si

- Si l'effort normal N est un effort de traction et le centre de pression "c"

se trouve à l'intérieure des armatures :

III.3 Etape de calcul

la vérification de la stabilité de forme n'est pas nécessaire si $\lambda \leq \max\left(50; \frac{67e_0}{h}\right)$

$$\text{avec } \lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0.7h\sqrt{12}}{b}$$

$$\checkmark \text{ Si } l_f / h \geq \max\left(15; \frac{20e_1}{h}\right)$$

- **coefficient de majoration γ_f**

$$\gamma_f = 1 + 0.2(\lambda/35)^2 \quad \text{si } e_0 / h \leq 0.75$$

$$\gamma_f = \max\left[1.4; 1 + 0.15(\lambda/35)^2\right] \quad \text{Si } e_0 / h > 0.75$$

- **sollicitations majorées par rapport au C.D.G du béton seul.**

$$N_u^* = \gamma_f \cdot N$$

$$M_{u/G}^x = \gamma_f M + N_u^* \cdot e_0 = N_{ux} (e_0 + e_a)$$

$$e_a = \max(2\text{cm}; 1/250); e_0 = \frac{M_u}{N_u};$$

$$\checkmark \text{ Si } l_f / h \leq \max\left(15; \frac{20e_1}{h}\right)$$

On a : $e_t = e_0 + e_2 + e_a$

$$N_u \text{ inchangé et } M_G = N_u \cdot e_t$$

Avec:

$$e_2 = \frac{3(l_f)^2}{10000h} [2 + \alpha\theta]; \alpha = 10 \left[1 - \frac{M_u}{1.5M_s} \right] \text{ ou } \alpha = \frac{M_G}{M_s}$$

e_0 : excentricité réelle

e_a : excentricité additionnelle

e_2 : excentricité due aux efforts du second ordre liés à la déformation de la structure

θ : le rapport de la déformation finale du au fluage, à la déformation instantané sous la charge considérée. $\theta = 2$

Calcul M_1

$$M_1 = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) \quad ; \quad \mu = \frac{M_1}{bd^2\sigma_{bc}} \quad ; \quad A_1 = \frac{M_1}{\beta d\sigma_s} \quad ; \quad A = A_1 - \frac{N}{\sigma_s}$$

III.4 Les poteaux rectangulaires

I.1.1 Ferrailage

Les poteaux sont de section (30, 40) cm

G+Q+1.2E								
Nivo	1		3		4		6	
	XX	YY	XX	YY	XX	YY	XX	YY
M_u (t.m)	3.49	3.49	3.83	3.83	1.53	1.53	0.97	0.97
N_u (t)	97.09	97.09	72.75	72.75	45.94	45.94	24.32	24.32
e_o (m)	0.03	0.03	0.05	0.05	0.03	0.03	0.03	0.03
h (cm)	30	40	30	40	30	40	30	40
d (cm)	27.5	37.5	27.5	37.5	27.5	37.5	27.5	37.5
e_a (m)	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02
e_2	-0.11	-0.11	-0.13	-0.13	0.01	0.01	0.01	0.01
e_t	0.07	0.07	-0.08	-0.07	0.04	0.04	0.04	0.04
M_u	6.80	6.80	5.82	5.83	1.84	1.84	0.97	0.97
$M_1 = M_u + N_u (d - 0.5h)$ (t.m)	18.93	23.79	14.91	18.56	7.85	9.87	4.01	5.22
$N_u (d - c') - M_1$ (t.m)	5.34	10.19	3.37	6.90	3.63	6.20	2.07	9.59
$(0,337-0,81c'/h) b h^2 f_{bu}$ (t.m)	13.77	19.52	13.77	19.52	13.77	19.52	13.77	19.52
nature de section	SPC							

μ	0.428	0.397	0.347	0.309	0.182	0.164	0.093	0.087
β	0.689	0.727	0.776	0.809	0.898	0.909	0.951	0.954
A	27.63	25.07	20.07	17.58	9.13	8.32	4.40	4.19
A'	0	0	0	0	0	0	0	0
A_I	-0.26	-2.82	-0.83	-3.05	-4.07	-4.88	-2.58	-2.80
$A_{min} (RPA)$	9.60		9.60		9.60		9.60	
$A_{min} (BAEL)$	2.08		2.08		2.08		2.08	
A_{adop}	4HA14+4HA12		4HA14+4HA12		4HA14+4HA12		4HA14+4HA12	

II.1.1 condition non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_c} \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{e_0 - 0.45 \cdot d}{e_0 - 0.185 \cdot d} = 0.23 \frac{2.1}{400} \cdot 30 \cdot 37.5 \cdot \frac{0.02 - (0.45 \cdot 37.5)}{0.02 - (0.185 \cdot 37.5)} = 3.31 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 3.31 < 9.60 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

✓ *selon RPA*

$$A_{min} 0.8\%bh = 0.8\% \cdot 30 \cdot 40 = 9.60 \text{ cm}^2 \text{ Pour zone II}_a$$

III.1.1 Section maximale

Selon le RPA99 VERISION 2003

$$A \leq A_{max} \begin{cases} 0.03bh = 3\% \cdot 30 \cdot 40 = 36 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{zone courante} \\ 0.06bh = 6\% \cdot 30 \cdot 40 = 72 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{zone de recouvrement} \end{cases}$$

IV.1.1 Longueur de recouvrement

Selon RPA zone II}_a

$$L_{min} \leq 40\phi_l \Rightarrow L_{min} = 64 \text{ cm}$$

V.1.1 Espacement

Pour les armatures longitudinales, selon le RPA zone II}_a

$$e \leq 25 \text{ cm} \Rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} = \frac{0.94 \cdot 10^3}{30 \cdot 37.5} = 0.545 \text{ Kg / cm}^2$$

La fissuration est peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = (0.13 f_{c28}; 5 \text{ Mpa}) = 3.33 \text{ MPA} > \tau_u = 0.0545 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

VI.1.1 Les armatures transversales

Selon le RPA les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$A_t = \frac{\rho_a V_u t}{h_1 f_e} \quad \text{Avec : } V_u : \text{ est l'effort tranchant de calcul}$$

h_1 : hauteur totale de la section brute

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant en fonction de λ

t : est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée selon la formule suivante :

❖ **Dans la zone nodale :** $t \leq \min(10\phi_l; 15\text{cm})$ **En zone II_a**

❖ **Dans la zone courante :** $t \leq \min 15\phi_l$ **En zone II_a**

Avec : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

$$\lambda = \frac{0.7 \times 3.06 \times \sqrt{12}}{0.30} = 24.73 > 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

$$h_1 = h - 2\text{cm} = 38\text{cm}$$

$$t \leq \min(10 \times 1.4; 15\text{cm}) \Rightarrow t \leq 14\text{cm} \quad \text{on prend } \mathbf{t=10\text{cm}}$$
 en zone nodale

$$t' \leq \min 15 \times 1.4 = 21\text{cm} \quad \text{on prend } \mathbf{t'=15\text{cm}}$$
 en zone courante

$$A_t = \frac{2.5 \times 0.94 \times 10^3 \times 20}{38 \times 4000} = 0.20\text{cm}^2 \quad \text{En adopte } A_t = 4\text{HA8} = 2.01\text{cm}^2$$

VII.1.1 Ancrage des barres :

$$L_x = 40\phi_l = 40 \times 1.6 = 64\text{cm}$$

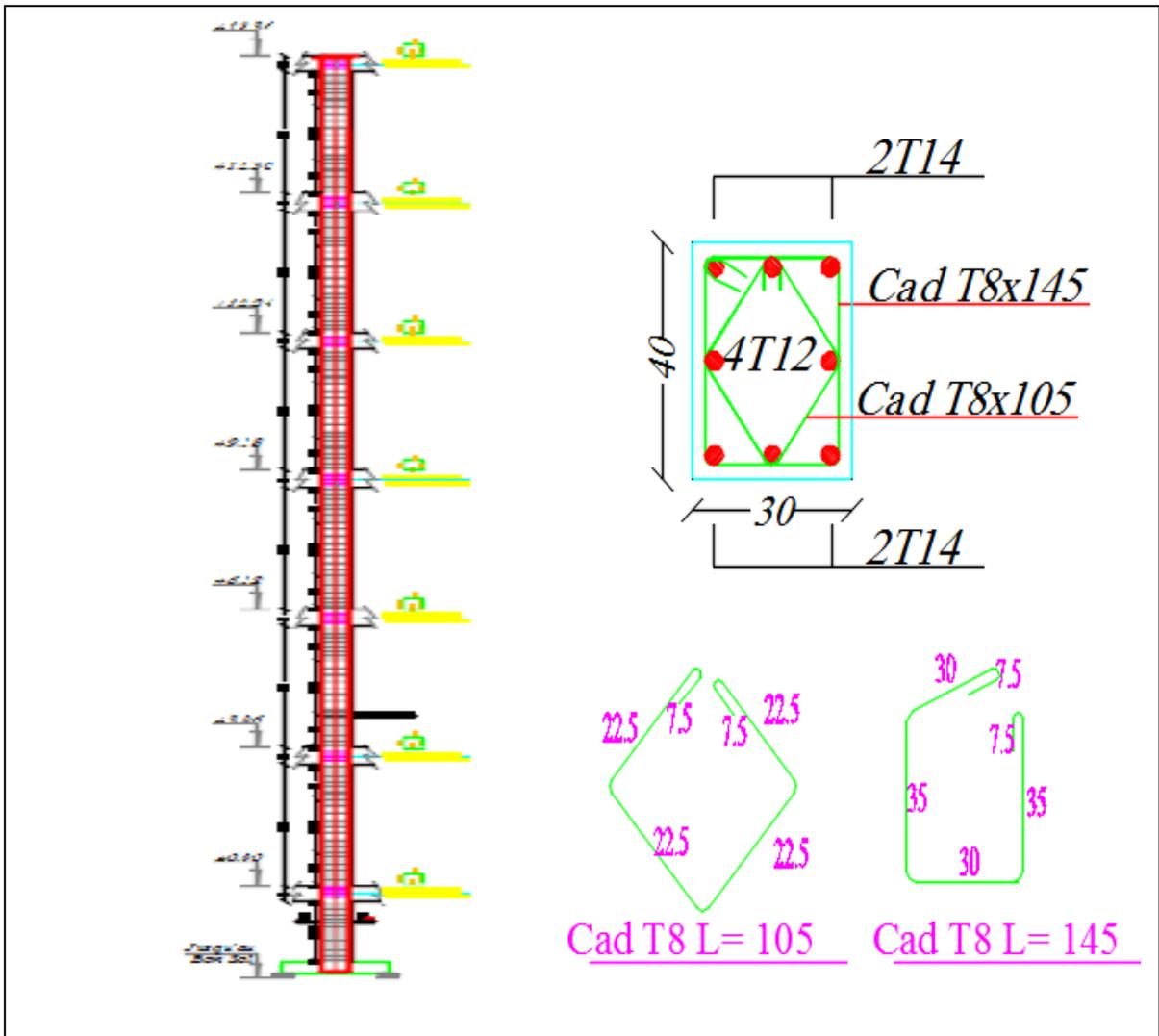


Figure VI. 1 Ferrailage des poteaux

IV. FERRAILLAGE DES POUTRES

IV.1 Introduction

Les poutres assurent le transfert des charges du plancher aux poteaux. Elles sont soumises à la flexion simple.

IV.2 Sollicitations de calcul

Les poutres seront calculées selon les conditions les plus défavorables :

- ✓ En travée : $1.35G+1.50Q$
- ✓ En appuis : $1.35G+1.50Q$ et $G+Q \pm E$

IV.3 Ferrailage :

I.1.1 Etape de calcul :

$$\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bc}} \quad \text{Et} \quad A_{cal} = \frac{M}{\beta d f_e}$$

Avec

$$\left. \begin{aligned} \gamma_b = 1.5 \rightarrow \overline{f_{bc}} = 14.2 \text{Mpa} \\ \gamma_s = 1.15 \rightarrow \overline{f_e} = 348 \text{Mpa} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots \text{situation courant e}$$

$$\left. \begin{aligned} \gamma_b = 1.15 \rightarrow \overline{f_{bc}} = 18.5 \text{Mpa} \\ \gamma_s = 1 \rightarrow \overline{f_e} = 400 \text{Mpa} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots \text{situation accidentelle.}$$

II.1.1 Condition de non fragilité

$$A_{min} \geq 0.23bd \frac{f_t}{f_e}$$

➤ Section maximale selon RPA99 VERISION 2003

$$A \leq A_{max} \begin{cases} 0.04bh \dots\dots\dots \text{zone courante} \\ 0.06bh \dots\dots\dots \text{zone de recouvrement} \end{cases}$$

Section minimale selon RPA99 VERSION 2003

$$A_{min} \geq 0.05b.h$$

IV.4 Poutres principales

I.1.1 Ferrailage

Poutre	Travée				Appuis			
	1	3	4	6	1	3	4	6
<i>Mu (t.m)</i>	4.46	4.36	4.38	5.40	7.58	6.80	6.73	7.95
<i>μ</i>	0.069	0.067	0.068	0.081	0.126	0.113	0.112	0.132
<i>B</i>	0.964	0.965	0.964	0.957	0.932	0.939	0.940	0.928
<i>Acal</i>	3.30	3.20	3.23	3.93	6.23	5.54	5.48	6.56
<i>A'</i>	0	0	0	0	0	0	0	0
<i>A_{min} (BAEL)</i>	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
<i>A_{min} (RPA)</i>	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00	6.00

A_{max} (zone courante)	48.00	48.00	48.00	48.00	48.00	48.00	48.00	48.00
A_{max} (zone accidentelle)	72.00	72.00	72.00	72.00	72.00	72.00	72.00	72.00
A_{adop}	8.01	8.01	8.01	8.01	8.01	8.01	8.01	8.01
$Ferrailage$	3HA14+ 3HA12							

II.1.1 Vérification l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} \leq \bar{\tau}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5Mpa\right) = \left(\frac{0.2 \times 25}{1.50}; 5\right) MPA = 3.33 Mpa$$

Niveau	b (cm)	d (cm)	T (t)	τ (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	Condition
1	30	37.5	7.91	0.703	3.33	Vérifiée
3	30	37.5	7.79	0.692	3.33	Vérifiée
4	30	37.5	6.67	0.592	3.33	Vérifiée
Terrasse	30	37.5	9.75	0.866	3.33	Vérifiée

III.1.1 Espacement

$$\checkmark \text{ Selon RPA } S = \max(S_m; S_{tc})$$

$$\text{Espacement en zone nodale } S_m \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l; 30\right) = 10cm$$

$$\text{Espacement en zone courante } S_{tc} \leq \frac{h}{2} = 20cm \text{ On adopte } S_{tc} = 15cm$$

$$\checkmark \text{ Selon le BAEL}$$

$$S_t \leq \min(0.9d; 40cm) = 33.75cm$$

Donc on adopte $S_{tn} = 10cm$ et $S_{tc} = 15cm$

IV.1.1 Choix des armatures transversales

$$\checkmark \text{ Selon RPA}$$

$$A_t = 0.003Sb = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.8cm^2$$

$$\checkmark \text{ Selon BAEL 91}$$

$$\frac{A_t f_e}{b S_t} \geq 0.4 \text{Mpa} \Rightarrow A_t \geq \frac{0.4 \times 15 \times 30}{400} = 0.45 \text{cm}^2$$

Donc on adopt $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{cm}^2$

V.1.1 Ancrage des armatures

l_s : longeur de clement

$$\tau_s = 0.6 \psi_s^2 f_{ij} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{Mpa}$$

$\psi = 1.5$ pour les barres à haut adhérence

$$l_s = \frac{\phi_e^f}{4 \tau_s} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.83} = 49.46 \text{cm}$$

$$l_s = \frac{\phi_e^f}{4 \tau_s} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.83} = 42.40 \text{cm}$$

VI.1.1 Longueur de recouvrement

Salon le RPA 99

$$l_s = 40 \phi_l = 56 \text{cm} \text{ En zone } II_a$$

Vérfications à L'E.L.S

- o **Verifcation des constraints**

1/Acier

La vérification est considérée comme peu nuisible donc la vérification à l'E.L.S n'est pas nécessaire.

2/Béton

La vérification à l'E.L.S est inutile si la condition suivante est vérifiée

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

$$b y^2 + 30 A_s y - 30 A_s d = 0 \text{ Avec } \alpha = \frac{y}{d}$$

Niveau	M_u	M_s	$\gamma = \frac{M_u}{M_s}$	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	α	Condition
1	4.16	3.03	1.37	0.435	0.37	Vérifiée
3	4.04	2.95	1.36	0.43	0.37	Vérifiée
4	4.07	2.96	1.37	0.435	0.37	Vérifiée
Terrasse	4.91	3.60	1.36	0.43	0.37	Vérifiée

VII.1.1 Vérification de la flèche

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

$$1/ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{370} = 0.108 > \frac{1}{16} = 0.06 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$2/ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{40}{415} = 0.096 > \frac{0.85}{10} = 0.085 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$3/ \frac{A}{bd} \leq \frac{8.01}{30 \times 37.5} = 0.007 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Coupe de Ferrailage D'Appuis

Coupe de Ferrailage Travée

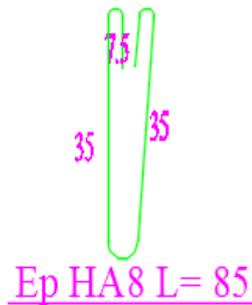
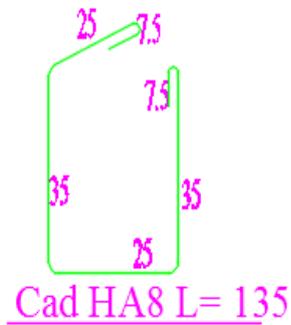
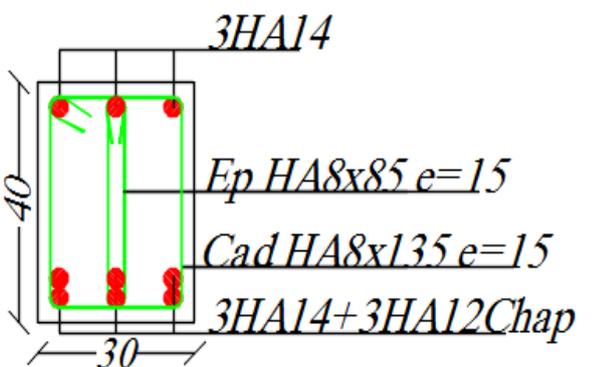
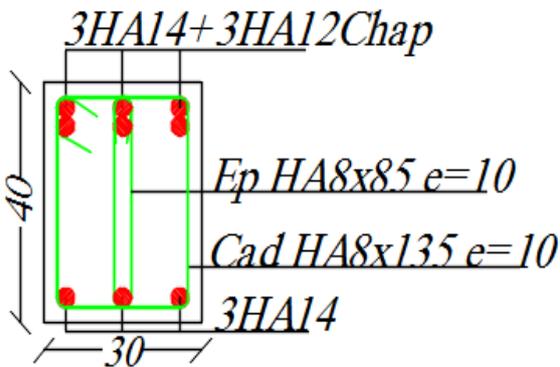


Figure VI . 2 Ferrailage des poutres principales

IV.5 Poutres secondaires (chaînages)

Poutre	Travée				Appuis			
	1	3	4	6	1	3	4	6
<i>niv</i>								
<i>Mu (t.m)</i>	1.70	3.48	4.27	3.09	2.47	4.68	5.53	4.85
μ	0.037	0.077	0.094	0.068	0.054	0.104	0.122	0.107
β	0.981	0.959	0.950	0.964	0.972	0.944	0.934	0.943
<i>Acal</i>	1.53	3.20	3.91	2.83	2.24	3.13	5.23	4.54
<i>A'</i>	0	0	0	0	0	0	0	0
<i>A_{min} (BAEL)</i>	1.17	1.17	1.17	1.17	1.17	1.17	1.17	1.17
<i>A_{min} (RPA)</i>	5.52	5.52	5.52	5.52	5.52	5.52	5.52	5.52
<i>A_{max} (zone courante)</i>	42	42	42	42	42	42	42	42
<i>A_{max} (zone accidentelle)</i>	63	63	63	63	63	63	63	63
<i>A_{adop}</i>	6.79	6.79	6.79	6.79	6.79	6.79	6.79	6.79
<i>Ferrailage</i>	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12

I.1.1 Vérification l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa}\right) = \left(\frac{0.2 \times 25}{1.50}; 5\right) \text{MPa} = 3.33 \text{Mpa}$$

Niveau	<i>b</i> (cm)	<i>d</i> (cm)	<i>T</i> (t)	τ (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	Condition
1	30	32.5	4.20	0.430	3.33	Vérifiée
3	30	32.5	4.84	0.496	3.33	Vérifiée
4	30	32.5	7.82	0.802	3.33	Vérifiée
Terrasse	30	32.5	6.57	0.673	3.33	Vérifiée

II.1.1 Choix l'armature transversale

- ✓ Selon RPA
- ✓ $S = \max(S_m; S_{tc})$

$$S_{in} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t; 30\right) = 8.75cm$$

$$S_{ic} \leq \frac{h}{2} = 17.5cm$$

$$A_t = 0.03Sb = 0.003 \times 8 \times 30 = 0.72cm^2 \text{ On adopte } A_t = 4\phi_6 = 1.13cm^2$$

✓ Selon BAEL

$$S_t \leq \min(0.9d; 40cm) = 29.25cm \text{ On adopte } S_t = 35cm$$

$$\frac{A_t f_e}{bS_t} \geq 0.4Mpa \Rightarrow A_t \geq \frac{0.4 \times 30 \times 25}{400} = 0.75cm^2 \text{ On adopte } A_t = 4\phi_6 = 1.13cm^2$$

❖ Ancrage d'armature

l_s : longueur de scellement

$$\tau_s = 0.6\psi_s^2 f_{ij} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83Mpa$$

$\psi_s = 1.5$ pour les barres à haut adhérence

$$l_s = \frac{\phi_e^f}{4\tau_s} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.83} = 42.40cm$$

$$l_s = \frac{\phi_e^f}{4\tau_s} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.83} = 42.40cm$$

III.1.1 Longueur de recouvrement

A défaut de calcul plus précis ; on adopte une valeur forfaitaire

$$l_s = 40\phi = 48cm \text{ En zone } II_a$$

IV.1.1 Vérifications à LES

○ **Contrainte**

1/Acier

La vérification est considérée comme peu nuisible donc la vérification à l'E.L.S n'est pas nécessaire.

2/Béton

La condition à l'E.L.S est inutile si la condition est vérifiée

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

$$by^2 + 30A_s y - 30A_s d = 0 \text{ Avec } \alpha = \frac{y}{d}$$

Niveau	M_u	M_s	$\gamma = \frac{M_u}{M_s}$	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	α	Condition
1	1.70	1.21	1.40	0.450	0.36	Vérifiée
3	3.48	2.54	1.37	0.435	0.36	Vérifiée
4	4.27	3.11	1.37	0.435	0.36	Vérifiée
Terrasse	3.09	2.25	1.37	0.435	0.36	Vérifiée

IV.8 Vérification de la flèche

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

1/ $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{370} = 0.094 > \frac{1}{16} = 0.06$ Condition vérifiée.

2/ $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{40}{415} = 0.094 \geq \frac{0.85}{10} = 0.085$ Condition vérifiée

3/ $\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{7.6}{30 \times 37.5} = 0.006 < \frac{4.2}{400} = 0.0105$ Condition vérifiée

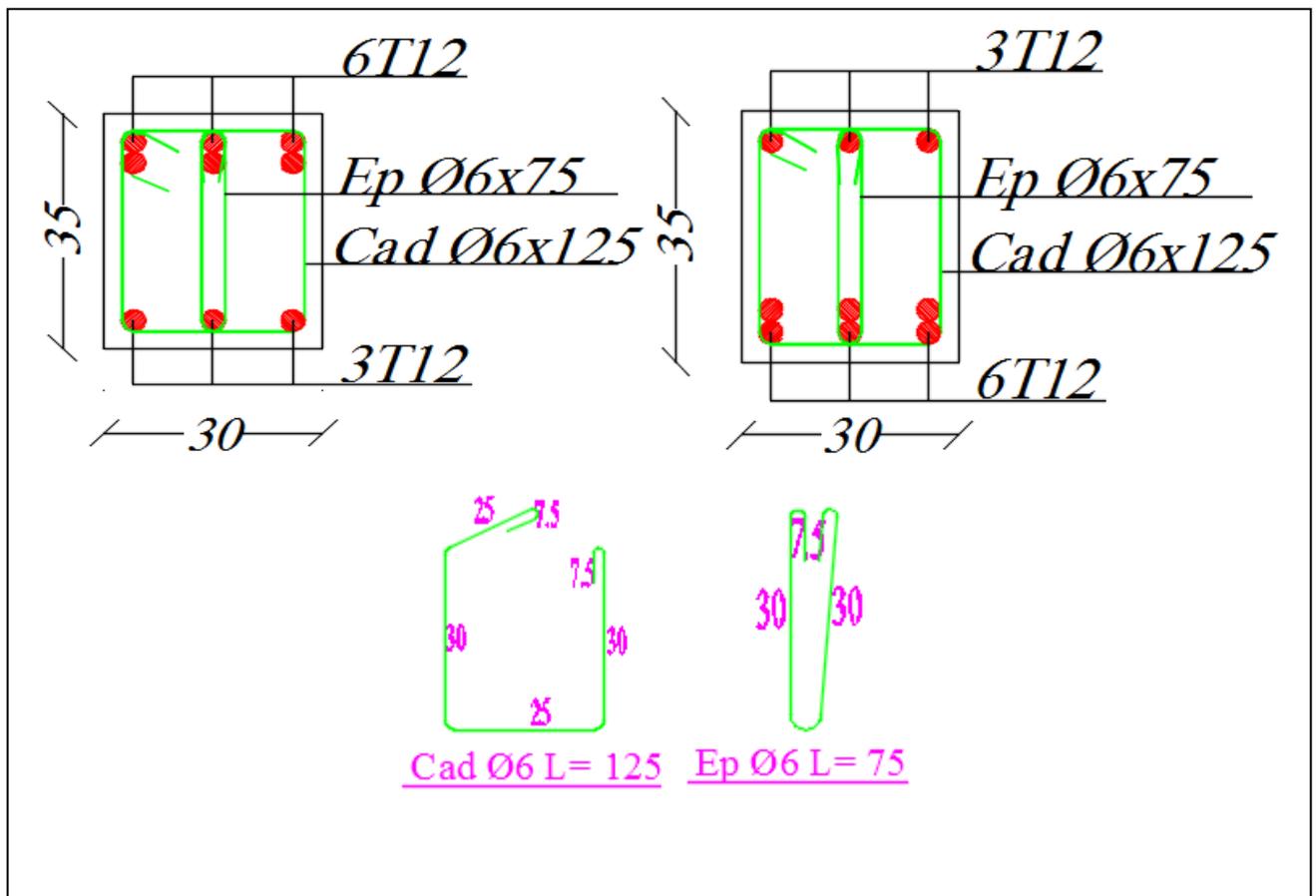


Figure VI . 3 Ferrailage des poutres secondaire (chinage)

Chapitre VII

**ETUDE DE
L'INFRASTRUCTURE**

LES FONDATIONS

1 Définition :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol, au quel elles transmettent les charges de la superstructure. Elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque leurs bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles superficielles : semelle isolées ; semelles continues ; et radier) soit par l'intermédiaire d'autres organes cas des semelles sur pieux par exemple (semelles profondes).

2. Pré dimensionnement Semelle (C-2)

$$\text{Condition : } \frac{a}{b} = \frac{A}{B} = \frac{40}{30} = 1.33 \Rightarrow A = 1.33B$$

Si on suppose une valeur préliminaire : $B = 2,00 \text{ m}$, on va, en suite, vérifier cette dimension. Qui nous donne la contrainte des sols $\sigma_{\text{sol}} = 2,00 \text{ bars}$ et ancrage $D = 2,30 \text{ m}$

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{Ax B} \Rightarrow Ax B \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}} \Rightarrow B \geq \frac{\sqrt{\frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}}}{1.33} = \frac{\sqrt{\frac{91.75}{20}}}{1.33} = 1.61 \text{ m}$$

On adopte, $B = 2.00 \text{ m}$ et $A = 1.33B = 1.33 \times 2.00 = 2.66 \text{ m}$ On adopte, $A = 2.70 \text{ m}$

$$d_a \geq \frac{B - b}{4} = \frac{2.00 - 0.30}{4} = 0.425 \text{ m} \text{ on prend } d_a = 0.45 \text{ m}$$

$$\text{D'où, } d_b \leq A - a = 2.70 - 0.40 = 2.30 \text{ m}$$

$$\text{Donc, } d_b = d_a + 1 \text{ cm} = 46 \text{ cm}$$

$$\text{Avec un enrobage : } C = 4 \text{ cm} \rightarrow h_t = 46 + 4 = 50 \text{ cm}$$

$$\text{Si on choisit un type de semelle à glacis, on prend } h_1 = \frac{h_t}{2} = \frac{50}{2} = 25.00 \text{ cm}$$

3. Vérification de non poinçonnement

Il faut vérifier que $P'u \leq P'u_{\text{lim}}$

$$P'u = (P_u + 1.35G_0) \times \left(1 - \frac{b_2 \times a_2}{Ax B} \right)$$

$$\text{Avec : } b_2 = b + 2h = 0,3 + 2 \times 0,50 = 1,3 \text{ m} ; a_2 = a + 2h = 0,4 + 2 \times 0,50 = 1,4 \text{ m}$$

$$P'u = (29,16 + 1,35 \times 44,71) \times 0,66 = 59,08 \text{ t}$$

$$P'u_{\text{lim}} \leq 0.045 h U_c f_{c28} \text{ avec } U_c : \text{périmètre du rectangle d'inpart au niveau de feuillet}$$

$$\text{moyen } U_c = 2(b_1 + a_1) \text{ avec } a_1 = a + h = 0.4 + 0.5 = 0.90 \text{ m et } b_1 = b + h = 0.3 + 0.5 = 0.80 \text{ m}$$

$$U_c = 2(0.90 + 0.80) = 3.40 \text{ m}$$

$$P' u_{lim} = 59.08T \leq 0.045 \times 0.50 \times 3.40 \times 1420 = 108.63T \dots\dots\dots CV$$

4. Stabilité au renversement Combinaison (0.8G + E)

$$N = 29.16t$$

$$M = 7.72t.m$$

Selon RPA99, il exige que $e \leq \frac{B}{4}$

$$N_{tot} = N + 0.8(N_{semelle} + N_{sol})$$

Poids du sol

$$V_{total} = (h_t - h_1) \left[\frac{A+a}{2} \times \frac{B-b}{2} + \frac{A-a}{2} \times \frac{B+b}{2} \right] = 0.66m^3$$

$$P_{SOLS} = \gamma_s [V_t + (D - h_t)(A.B - a.b)] = 18.29T$$

Poids semelle

$$P_{semelle} = \gamma_b [(A.B.h_t) - V_t + (D - h_t).a.b] = 4.56T$$

$$N_{tot} = N + 0.8(N_{semelle} + N_{sol}) = 29.16 + 0.80 \times (4.56 + 18.29) = 47.44T$$

$$\text{Alors } e = \frac{M}{N} = \frac{7.72}{47.44} = 0.16 \leq \frac{B}{4} = \frac{2.00}{4} = 0.50m \dots\dots\dots CV$$

La semelle est stable.

5. Vérification de la contrainte du sol (Combinaison : G+Q+1.2E)

$$N = 49.74t$$

$$M = 9.27t.m$$

$$N_{tot} = N + N_{semelle} + N_{sol} = 49.74 + 18.29 + 4.56 = 72.59t$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{9.27}{72.59} = 0.127 \leq \frac{B}{6} = \frac{2.00}{6} = 0.3333m \dots\dots\dots CV$$

Alors, l'effort normal tombe à l'intérieur du noyau central de la semelle.

$$\sigma_1 = \frac{N}{A.B} \times \left(1 + \frac{6e}{B} \right) = \frac{72.59}{2.70 \times 2.00} + \left(1 + \frac{6 \times 0.127}{2.00} \right) = 18.56T/m^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A.B} \times \left(1 - \frac{6e}{B} \right) = \frac{72.59}{2.70 \times 2.00} + \left(1 - \frac{6 \times 0.127}{2.00} \right) = 8.32T/m^2$$

Par conséquent, la contrainte du sol est sous forme de trapèze.

Contrainte moyenne

$$\sigma_{Moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 18.56 + 8.32}{4} = 16t/m^2$$

Vérification

$$\sigma_{sol} = 16t/m^2 \leq 1.50\bar{\sigma}_{sol} = 30.0t/m^2 \dots\dots\dots CV$$

6. Ferrailage (Combinaison : 1,35G + 1,5Q)

$$N_u = 98,59t$$

$$M = 0,20t.m$$

En tenant compte du poids propre du sol et de semelle.

$$N_{utot} = 98.59 + 1,35(4.56 + 18.29) = 129.43 t$$

$$e = \frac{M_u}{N_{utot}} = \frac{0.20}{129.43} = 0.0015 \leq \frac{B}{24} = \frac{2.00}{24} = 0.083m$$

En conséquence, la semelle est entièrement comprimée.

$$A_b = \frac{N'(B-b)}{8d_b\sigma_{Ss}} ; A_a = \frac{N'(A-a)}{8d_a\sigma_s}$$

$$D'où, N' = N_{utotal} \left(1 + \frac{3e}{B} \right) = 129.43 \left(1 + \frac{0.0015 \times 3}{2.00} \right) = 129.72T$$

$$A_b = \frac{129.72 \times 10^3 (200 - 30)}{8 \times 46 \times 3480} = 17.21 cm^2$$

$$A_a = \frac{129.72 \times 10^3 (270 - 40)}{8 \times 46 \times 3480} = 23.29 cm^2$$

Comme la fissuration est préjudiciable, on va donc majorer la section d'armatures par 10% , selon les règles BAEL91.

$A_b = (17,21 \times 10/100) + 17.21 = 18,93 cm^2$ $A_a = (23,29 \times 10/100) + 23.29 = 25.61 cm^2$ On adopte comme ferrailage final :

$$A_a = 17HA14 = 26.17 cm^2 \quad A_b = 13HA14 = 20.01 cm^2$$

7. Espacement :

$$S_{ta} = \frac{270-8}{17} = 15.41cm \text{ et } S_{tb} = \frac{200-8}{13} = 14.76cm \text{ Alors ; on va prendre } S_t = 15 cm$$

8. Longueur des barres et leur mode d'ancrage Pour déterminer la longueur des barres et leur

$$\text{mode d'ancrage, on calcule la longueur de scellement : } l_s = \frac{\phi}{4} x \frac{f_e}{0.60\psi_s^2 f_{tj}} = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$$

$\Psi_s = 1.60$ pour Barres HA et $\phi 14mm$

$$l_s = \frac{1.4}{4} x \frac{400}{0.6 \times 1.6^2 \times 2.10} = 43.40cm$$

$$\frac{B}{8} \leq l_s \leq \frac{B}{4} \Rightarrow \frac{200}{8} = 25.00cm \leq 43.40 \leq \frac{200}{4} = 50.00cm \dots\dots\dots CV$$

Longrines

I. Définition

a) les points d'appui d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal.

b) les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

(25x30) cm : sites de catégorie S_2 et S_3

(30x30) cm : sites de catégorie S_4 ; on adopte une section **(30.40) cm^2**

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction

sous l'action d'une force égale à : $F = \frac{N}{\alpha} \geq 20KN$

Avec : N égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée, pour notre projet on a site S_3 , zone sismique II_a donc $\alpha = 12$ (tableau 10.1 RPA99 page 79)

Le ferrailage minimum doit être égale au 0.6% de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min (20cm ; $15 \phi_l$)

Donc : $N = 138.70T$

$$F = \frac{138.70 \times 10}{12} = 115.58KN > 20KN ; A = \frac{F}{f_e} = \frac{115.58 \times 100}{3480} = 3.32cm^2$$

$$A_{min} = 0.6\% bh = \frac{0.6 \times 30 \times 40}{100} = 7.20cm^2 ; A < A_{min} \text{ Donc } A = A_{min} = 7.20cm^2$$

on adopte $A = 4HA14 + 2HA12 = 8.42 cm^2$

$$S_t = \min(20cm; 15 \times 1.4) = 20cm$$

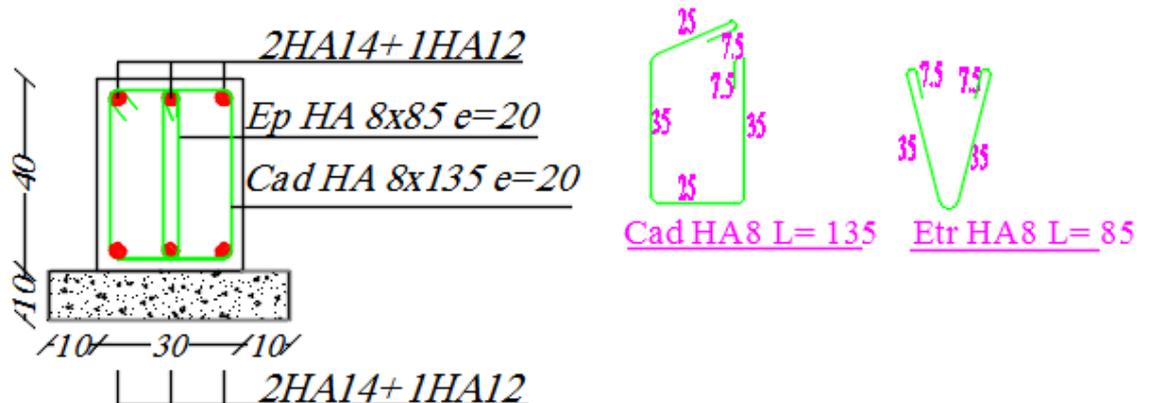


Figure VII. 1 Ferrailage de la longrine

Conclusions :

L'étude du bâtiment (R+5) avec un contreventement mixte avec interaction nous a permis l'application de certaines connaissances théoriques acquises durant notre cursus universitaire en spécialité de Génie civil à savoir :

- ❖ Comportement des structures en Béton armé et ces règlements pour le pré dimensionnement des éléments de la structure, leurs ferraillements et leurs vérifications vis à vis la stabilité en ces divers domaines.
- ❖ Comportement des structures avec un contreventement mixte qui a un comportement différents par rapport à celles contreventées seulement en portiques auto stables ou par voiles.
- ❖ Étude de la stabilité d'ensemble
- ❖ Pré dimensionnement, étude et ferraillement des différents éléments de la structure : poutres, poteaux, planchers, voiles, fondations, acrotères... Faire connaissance à un logiciel de calcul Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014

ملخص

هذا المشروع هو عبارة عن دراسة مفصلة لعمارية مكونة من طابق ارضي و خمسة طوابق علوية اشتملت الدراسة علي أربعة محاور وهي:

المحور الأول: تفصيل عام للمشروع يشمل التعريف علي المشروع و البناية مع إعطاء الأبعاد الأولية للعناصر و حمولة كل عنصر المكون لها

المحور الثاني: دراسة الأجزاء الثانوية من البناية (المدارج, الشرفات, و اقي الأجسام, البلاطات المملوءة و المجوفة)

المحور الثالث: الدراسة الدينامكية للبناية بواسطة برنامج Autodesk Robot Structural Analyses Professional 2014

الذي يزويدنا بالنتائج النهائية التي تسمح بتسليح مختلف العناصر المكونة للبناية مع أخذ بعين الاعتبار كل توصيات القوانين الجزائرية المقاومة للزلازل RPA 99 / version 2003

المحور الرابع: ويتمثل في دراسة الأجزاء المقاومة للبناية (الأعمدة, العوارض, الأساسات) اعتمادا علي توصيات BAEL 91 révisée 99, RPA 99 / version 2003

الكلمات المفتاحية: العمارية, الخرسانة, المسلحة, تصميم, القواعد الزلزالية الجزائرية

RESUME

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment de forme régulière à usage multiple constitué d'un RDC et 5 étages, implanté dans la wilaya d'Annaba.

Cette étude se compose de quatre parties

-La première partie : c'est la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments du bâtiment, Ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

La deuxième partie : a été consacrée aux éléments secondaires (l'escalier poutrelles, dalles pleines et l'acrotère).

La troisième partie : L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par Autodesk Robot Structural Analyses Professional 2014 et afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanente, d'exploitation et charge sismique).

-La dernière partie : comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (Fondation, poteaux, poutre) Ceci, en tenant compte des recommandations du BAEL91, modifiée 99 et des règlements parasismiques algériens RPA 99/2003.).

Mots clés : Bâtiment, béton armé, modélisation, règles parasismique algériennes.

ABSTRACT

This project presents a detailed study of an irregularly shaped building multi-use consists of a ground floor +5 floors implemented in the city of Annaba.

This study consists of four parts.

The first part: a general description of the project with a presentation of the architectural aspects of building elements, then the pre-dimensioning structure and finally the descent of the load.

- **The second part:** was devoted to secondary nutrients (the staircase beams, solid slabs and parapet wall).

The third part the dynamic study of the structure: was begun in the third part determined by Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014, to various stresses due to loads (Permanent loads, operational and seismic loading).

-The fourth part: includes the reinforcement of the various resistance elements of the Structure (foundation, columns and beams). Taking into account the recommendations of BAEL91, modifiée 99 Algerian seismic regulations and RPA 99 / version 2003.

-Keywords: Building, concrete, modelization, Algerian anti-seismic rules.

BIBLIOGRAPHIE

Règlements :

- BAEL99 : Béton armé aux états limites
- CBA93 : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé
- DTR B.C. 2
- Charge permanentes et charge d'exploitation
- RPA99/Version2003 : Règles parasismiques Algériennes

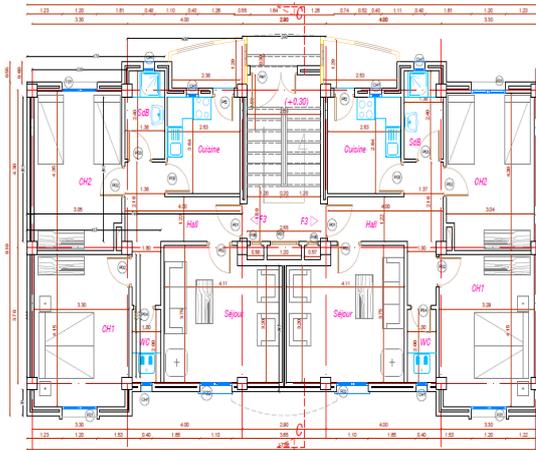
Cours :

- Béton armé
- Dynamique des structures
- Résistance des matériaux
- Pratique de BAEL 91

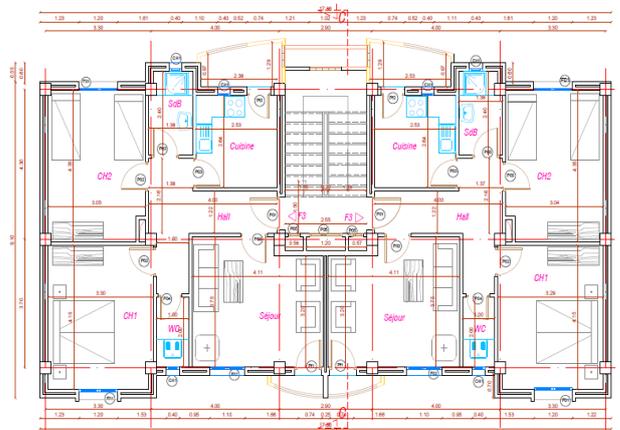
Outils informatique :

- AUTOCAD (Dessin et conception)
- RDM6 (Calcul des sollicitation)
- ROBOT (modélisation en 3D de la structure)
- Microsoft Office Excel (calcul)
- Microsoft Office Word (Traitement du texte)

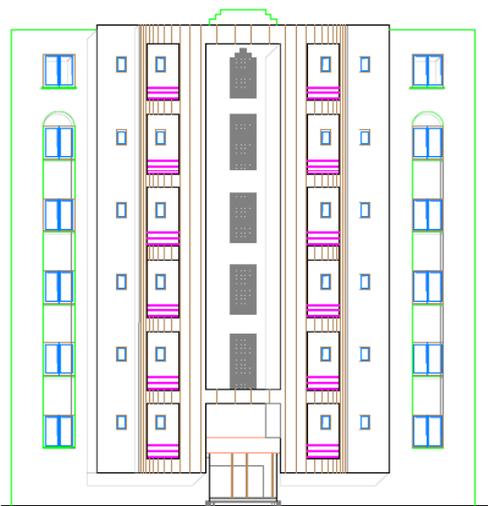
ANNEX



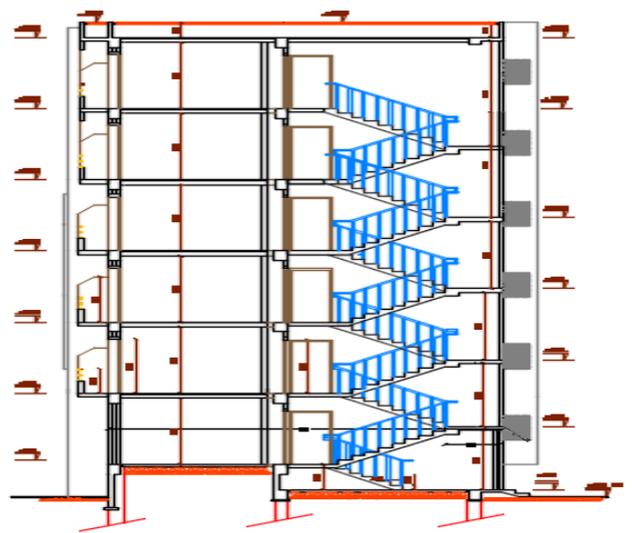
PLAN DU R.D.C



PLAN D'ETAGE COURANT



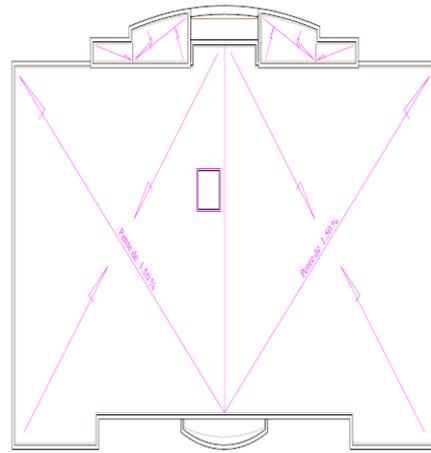
FACADE INTERIEURE



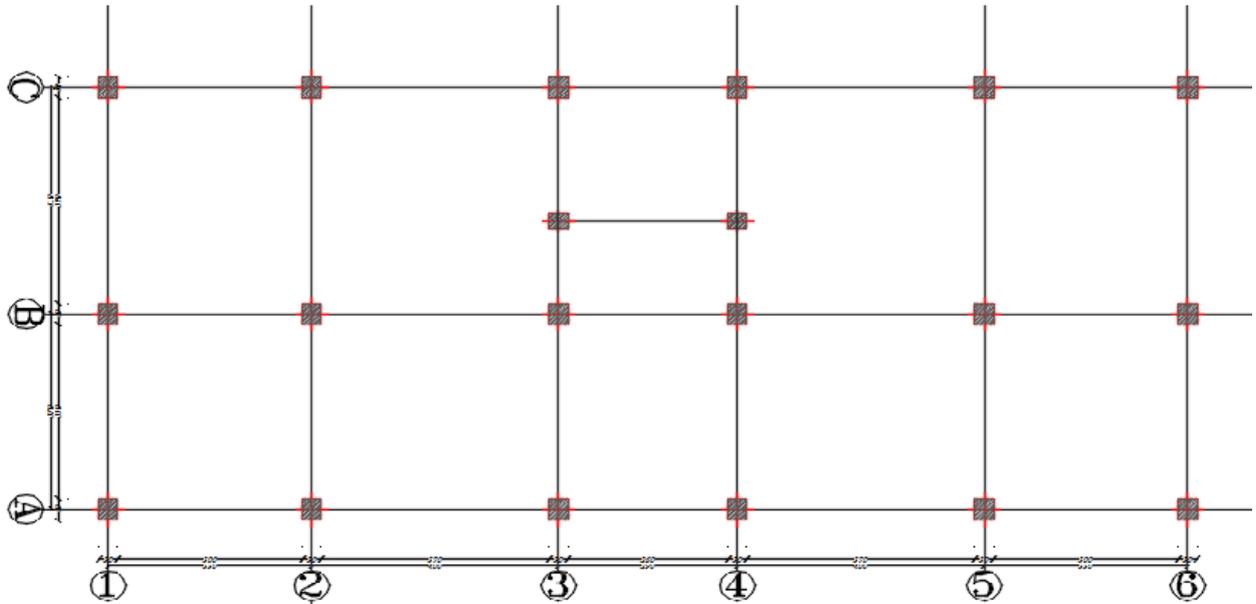
COUPE C-C



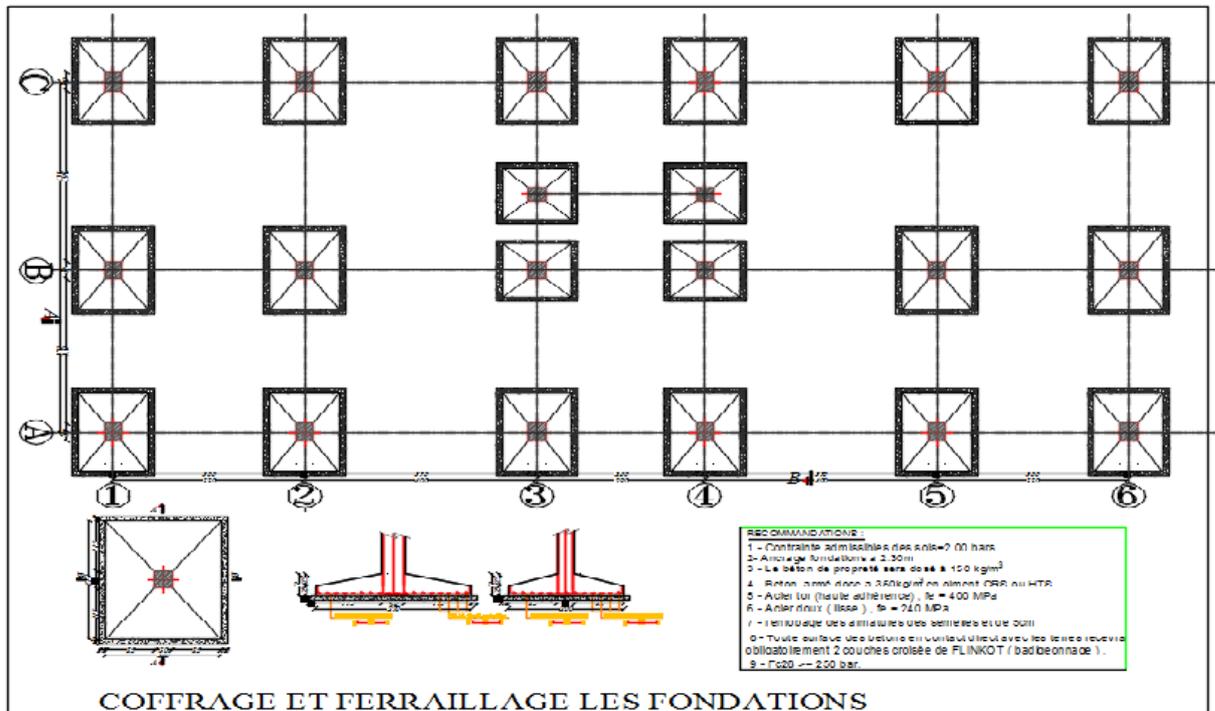
FACADE SUR RUE



PLAN TERRASSE



IMPLANTATION LES POTEAUX



COFFRAGE ET FERRAILLAGE LES FONDATIONS

