

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

BADJI MOKHTAR-ANNABA UNIVERSITY
UNIVERSITE BADJI MOKHTAR-ANNABA



جامعة باجي مختار - عنابة

Année : 2019

Faculté : Sciences de l'Ingéniorat
Département : Génie Civil

MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de : MASTER

Thème :

**ETUDE ET CALCUL D'UN BATIMENT R+9 A USAGE
D'HABITATION SITUE A ANNABA**

Domaine : Sciences et Technologies
Filière : Génie Civil
Spécialité : Structure

Par :
REMILI OUM KELTOUM

DIRECTEUR DE MEMOIRE :

MR ATHMANI ALLA EDDINE M.C.B UBMANNABA

DEVANT LE JURY

EXAMINATEURS :

MR KEBAILI BACHIR M.C.B UBMANNABA

MME MENADI SOUAD M.C.B UBMANNABA



Remerciement

Toute notre gratitude, grâce et remerciement vont à Dieu le tout puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que nous remercions notre encadreur :

Mr. ATHMANI ALLA EDDINE ... pour nous avoir encadrés et orientés tout au long de ce travail.

Nous adressons nos remerciements aux membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

Toute notre gratitude va à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

Nous remercions aussi nos familles et nos amis pour toute l'aide et soutien.

Enfin, nous remercions également tous ceux et celles qui ont contribué d'une façon ou d'une autre à la réalisation de ce mémoire.

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation constitué un rez de chaussée et 9 étages avec une terrasse inaccessible 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 du bâtiment, ensuite le prédimensionnement des éléments de la structure et enfin la descente des charges.

- La deuxième partie a été consacrée aux éléments secondaires (l'escalier poutrelles, et l'acrotère...).

- La troisième partie c'est l'étude dynamique de la structure qui a été effectuée par ETABS 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 (poutres poteaux, voiles, fondation,).

Ceci en tenant compte des recommandations du BAEL91, modifiée99 et des règlements parasismiques algériens RPA 99/2003.

Sommaire

Introduction	01
Chapitre I : Généralités et définitions.		
I-1-Introduction	02
I-2-présentation de l'ouvrage	02
I-3-Conception	03
I-4-Règlementations et normes utilisées	04
I-5-Méthode de calcul	04
I-6-Actions et sollicitations	04
I-7-Les combinaisons d'actions	05
I-8-Caractéristique mécanique des matériaux	05
I-9-Conclusion	09
Chapitre II : Prédimensionnement des éléments structuraux et non structuraux		
II-1-Introduction	10
II-2-Evaluation des charges	10
II-3-Prédimensionnement des éléments structuraux	15
II-4-Prédimensionnement des éléments non structuraux	18
Chapitre III : Etude des éléments non structuraux.		
III-1-Introduction	22
III-2-Étude des poutrelles	22
III-3-1-Acrotère	25
III-4-1-Etude des escaliers	27
III-5-1-Etude de la poutre brisée	28
III-6-1-Etude des balcons	30

Sommaire

Chapitre IV : Etude sismique.

IV-1-Introduction	32
IV-2-1- Présentation du programme ETABS	32
IV-3-Notre projet vis-à-vis au l'RPA	32
IV-4-Spectre de réponse de calcul	33
IV-5-Les vérifications les plus importantes	34
IV-6-Conclusion	38

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux.

V-1-Introduction	39
V-2-Ferrailage des poutres	39
V-3- Poteaux	43
V-4-Les voiles	45
V-5-Conclusion	50

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.

VI-Calcul des éléments de l'infrastructure	51
VI-2-Les Fondations	51
Conclusion	57

Liste des figures

Chapitre I

Figure I-1-Modélisation de la structure.	02
--	----

Chapitre II

Figure II-1-Plancher terrasse inaccessible	10
--	----

Figure II-2-Plancher étage courant	11
------------------------------------	----

Figure II-3-Coupe du balcon	11
-----------------------------	----

Figure II-4-Mur extérieur	12
---------------------------	----

Figure II-5-Mur intérieur	13
---------------------------	----

Figure II-6-Acrotère	13
----------------------	----

Figure II-7-Coupe poutrelle	19
-----------------------------	----

Figure II-8-Dimensions adoptées des poutrelles	20
--	----

Chapitre III

Figure III-1-Forme et dimensions de poutrelle.	22
--	----

Figure III-2-Schéma statique d'une poutrelle.	23
---	----

Figure III-3-Coupe de ferrailage d'une poutrelle.	24
---	----

Figure III-4-Schéma statistique de l'acrotère	25
---	----

Figure III-5-Coupe de ferrailage de l'acrotère	26
--	----

Figure III-6-Coupe de ferrailage d'un escalier.	28
---	----

Figure III-7-Dimensions de la poutre brisée	29
---	----

Figure III-8-Shéma statique d'un balcon	31
---	----

Figure III-9-Coupe de ferrailage d'un balcon	31
--	----

Chapitre IV

Figure VI-1-Courbe du spectre de réponse	33
--	----

Liste des figures

Chapitre V

Figure V-1-Section de la poutre principale	39
Figure V-2-Disposition constructive des poutres	39
Figure V-3-Section de la poutre secondaire	41
Figure V-4-Coupe de ferrailage d'une poutre	42
Figure V-5-Disposition constructive des poteaux	43
Figure V-6-Coupe de ferrailage d'un poteau.	45
Figure V-7-Disposition des armatures verticales	46
Figure V-8-Coupe de ferrailage d'un voile.	49

Chapitre VI

Figure VI-1-Section d'une semelle isolée.	51
Figure VI-2-Section d'une semelle filante.	52
Figure VI-3-Vérification au poinçonnement.	53
Figure VI-4-Les moments sens XX.	54
Figure VI-5-Les moments sens YY.	55
Figure VI-6-Coupe de ferrailage d'un radier.	56

Liste des tableaux

Chapitre I

Tableau-I-1-Caractéristiques géométriques. 02

Tableau I-2-Coefficient d'application. 07

Chapitre II

Tableau II-1-Evaluation de charges plancher terrasse inaccessible 10

Tableau II-2-Evaluation de charges plancher terrasse inaccessible 11

Tableau II-3-Evaluation de charges balcon 12

Tableau II-4-Evaluation de charges murs extérieurs 12

Tableau II-5-Evaluation de charges mur intérieur 13

Tableau II-6-Evaluation de charges de paillasse 14

Tableau II-7-Evaluation de charges de palier 14

Chapitre III

Tableau III-1-Sollicitations et ferrailage des différents types des poutrelles 24

Tableau III-2-Sollicitations d'acrotère à l'ELU 25

Tableau III-3-Sollicitations d'acrotère à l'ELS 26

Tableau III-4- Sollicitations d'escalier 27

Tableau III-5-Récapitulatifs de ferrailage d'escalier 28

Tableau III-6-Sollicitations de la poutre brisée 30

Tableau III-7-Récapitulatifs de ferrailage de balcon. 31

Chapitre IV

Tableau IV-1-Les modes, les périodes et la participation modale 34

Tableau IV-2-Les centres des masses et de rigidité 35

Tableau IV-3-Déplacements inter-étages sens XX 36

Tableau IV-3-Déplacements inter-étages sens YY 36

Liste des tableaux

Tableau IV-4-1'effet P- Δ sens XX	37
Tableau IV-4-1'effet P- Δ sens YY	37
Tableau IV-5-Vérification au renversement.	38
Chapitre V		
Tableau -V-1-Ferraillage des poutres principales	40
Tableau -V-2-Ferraillage des poutres secondaires	41
Tableau -V-3-Ferraillage des poteaux	44
Tableau -V-4-Ferraillage des voiles	47
Chapitre VI		
Tableau VI-1-Les résultats de ferraillage XX.	54
Tableau VI-2-Les résultats de ferraillage YY.	55

La construction des bâtiments a connu un développement rapide, surtout après la seconde guerre mondiale. L'homme doit toujours suivre le progrès et apprendre les nouvelles techniques de construction, pour améliorer le comportement des structures des bâtiments, surtout celle de grande hauteur qui offrent une grande surface aux forces du vent.

L'expansion démographique et le manque du foncier a fait que l'homme doit toujours construire plus haut pour des surfaces en plan réduites.

Il faut s'adapter pour tenir compte de l'évolution des constructions, mais surtout des nouvelles techniques qui permettent une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis des aléas naturels tel que les séismes.

La construction dans une zone sismique nécessite des normes spéciales pour assurer la stabilité et la durabilité de bâtiment, pour cela il faut appliquer des règles parasismiques spécifiques pour chaque zone sismique.

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.

A cet effet, et à travers le monde, on a créé et imposé des règlements visant à cadrer les constructions en zones sismiques et à les classer, afin de mieux les concevoir et réaliser. Ces règlements sont le fruit de longues années d'expériences et de recherche approfondie, dont le but est d'offrir un seuil de sécurité qui permettra de protéger les vies humaines et de limiter les dommages lors des secousses sismiques.

CHAPITRE I

Généralités et Définitions

I-1-Introduction :

Ce chapitre rassemblera quelques connaissances de bases sur lesquelles on prendra appui pour l'étude de notre projet, plus une description de ce dernier avec les caractéristiques des matériaux utilisés. Il présente d'une manière générale le contexte du travail et les objectifs de notre projet de fin d'études.

I-2-présentation de l'ouvrage :

Le projet consiste à l'étude et le calcul d'un bâtiment (R+9) Contreventé par voile, à usage d'habitation.

Le bâtiment situé au niveau de la wilaya d'Annaba à Oued-Kouba.

I-2-1-Caractéristiques géométriques :

Le bâtiment a une forme simple. Ces caractéristiques géométriques sont récapitulées dans le tableau suivant :

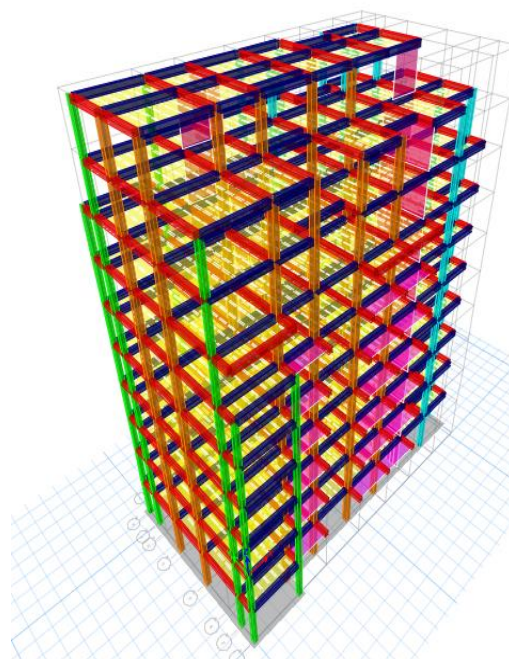


Figure I-1-Modélisation de la structure.

Tableau-I-1-Caractéristiques géométriques.

Dimensions	Valeurs (m)
Dimension en plan	13.9 x 25.45
Hauteur totale	31.48
Hauteur du RDC	3.60
Hauteur niveau 1	3.40
Hauteur des étages courants	3.06

I-3-Conception:

I-3-1-Le contreventement :

La structure du bâtiment a un système de contreventement mixte assuré par des voiles dans les deux sens longitudinal et transversal et des portiques.

I-3-2-Plancher:

Les planchers des différents niveaux sont en un seul type de plancher : plancher corps creux pour tous les niveaux avec un plancher terrasse d'une forme de pente pour permettre l'écoulement des eaux pluviales vers les conduites d'évacuation.

I-3-3-Escaliers:

Sont des éléments en gradins. Le bâtiment est munit d'une cage d'escalier, composée des deux paliers de repos et de trois paillasse (volées) droites, réalisés en béton armé coulé sur place.

I-3-4-Maçonneries :

Ils se composent d'une enveloppe extérieure isolant de l'humidité et du bruit.

a.Murs extérieurs :

Ils sont constitués par doubles parois de briques creuses de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm (10+5+10)cm.

b. Murs intérieurs :

Ils sont réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

I-3-5-Revetement:

Le revêtement est constitué de:

- Enduit en ciment pour les faces intérieur des murs de façade.
- Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.

I-3-6-L'acrotère :

Comme la terrasse est inaccessible, le dernier niveau du bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

I-3-7-Fondations :

L'infrastructure, constitué des éléments structuraux des sous-sol éventuels et le système de fondation doivent former un ensemble résistant et rigide, cet ensemble devra être capable de transmettre les charges sismiques horizontales en plus des charges verticales, de limiter les tassements différentiels. Le système de fondation doit être homogène.

I-4-Règlementations et normes utilisées :

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- RPA 99/version 2003. (Règlement Parasismique Algérien).
- DTR BC 2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- BAEL 91 modifié99. (Béton Armé Aux Etats Limites).

I-5-Méthode de calcul :

La connaissance plus précise du comportement du matériau béton armé acquise à la suite de nombreux essais effectués dans les différents pays à permis une modification profonde des principes des méthodes de calcul et a conduit à la méthode de calcul aux états limites.

I-5-1-Etat limite ultime (ELU) :

Correspond à la ruine de l'ouvrage ou de l'un de ces éléments par perte d'équilibre statique, rupture, flambement. C'est-à-dire :

Etat limite ultime d'équilibre statique non renversement de la structure.

Etat limite ultime de résistance pour les matériaux constitués béton ou acier exemple : non rupture par écrasement du béton

Etat limite ultime de stabilité de forme non flambement d'un poteau.

I-5-2-Etat limite de service (ELS) :

Au-delà du quels ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité (ouvertures des fissures, déformation, excessives des éléments porteurs).

I-6-Actions et sollicitations :

I-6-1-Les actions :

- a. Actions permanentes (G)
- b. Actions variables (Q)
- c. Actions accidentelles (FA)

Ce dernier se produisent rarement et leurs durées sont très courtes Séismes, incendies, chocs...etc.

I-6-2-Les sollicitations :

On appelle sollicitations les moments de flexion ou de torsion, les efforts normaux et les efforts tranchants provoqués par les actions.

I-7-Les combinaisons d'actions :**I-7-1-Sollicitations fondamentale de calcul vis-à-vis l'ELU :**

(BAEL 91/Version 99 Art.3.3.22)

$$1.35G_{max} + G_{min} + \gamma_{Q1} Q_1 + \sum 1.3\Psi_{0i} Q_i \quad (\text{I.1})$$

$$\gamma_{Q1} = \begin{cases} 1.5 \text{ en général.} \\ 1.35 \text{ pour les bâtiments agricoles à faible densité humaine} \end{cases}$$

 Ψ_{0i} : Coefficient de pondération = 0.77 pour les bâtiments à usage courant. G_{max} : Ensemble des actions permanentes défavorables. G_{min} : Ensemble des actions permanentes favorables. Q_1 : Action variable dite de base. Q_i : Autres actions variables dites d'accompagnement.**I-7-2-Sollicitations accidentelles :** (BAEL 91/Version 99 Art.3.3.22)

$$G_{max} + G_{min} + F_A + \Psi_{11} \times Q_1 + \sum \Psi_{21} Q_i \quad (\text{I.2})$$

 F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle. Q_i : Charge variable d'accompagnement. Ψ_1, Ψ_2 : Coefficient correspondant à la nature de la charge.**I-7-3-Combinaison d'action à considérer :** (RPA99/2003 article V.5.2)Situations durables : ELU : $1.35G + 1.5Q$ ELS : $G + Q$ Situations accidentelles : $G + Q \pm E$ $0.8G \pm E$

Avec E : action de séisme.

I-8-Caractéristique mécanique des matériaux :**I-8-1-Le béton :**

Le béton est un matériau constitué par le mélange du ciment, granulats (sable, gravillons) et d'eau de gâchage, Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (Armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction.

La composition d'un mètre cube du béton est la suivante :

- 350 kg de ciment CEM II/ A 42,5
- 400 L de sable $C_g \leq 5 \text{ mm}$
- 800 L de gravillons $C_g \leq 25 \text{ mm}$
- 175 L d'eau de gâchage

I-8-1-1-Résistance mécanique :**a) Résistance caractéristique à la compression :**

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette résistance est mesurée par la compression axiale d'un cylindre droit de 200 cm² de section.

Lorsque les sollicitations s'exercent sur le béton à un âge de « j » jours inférieur à 28 jours.

On se réfère à la résistance f_{cj} . Obtenu au jour considéré, elle est évaluée par la formule

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad (\text{I.3})$$

Pour : $f_{c28} \leq 40$ MPa a = 4,76 b = 0,83

$40 \leq f_{c28} \leq 60$ MPa a = 1,40 b = 0,95

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

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

b) Résistance caractéristique à la traction :

Cette résistance est définie par la relation

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (\text{I.4})$$

Cette formule n'est valable que pour les bétons courants dans la valeur de f_{cj} ne dépasse pas 60 MPa

- Pour $f_{c28} = 25$ MPa $\longrightarrow f_{t28} = 2,1$ MPa

c) Module de déformation longitudinal du béton :

- **Module de déformation instantanée :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h.

On admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{I.5})$$

Avec : E_{ij} et f_{cj} en MPa

- **Module de déformation différée :**

Sous des contraintes de longue durée d'application on admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinal différée du béton E_{vj} est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{I.6})$$

Avec : E_{ij} et f_{cj} en MPa

Remarque :

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée.

d) Coefficient de poisson :

$$\nu = \frac{(\Delta d/d)}{(\Delta L/L)} \quad (I.7)$$

Avec :

($\Delta d/d$) : Déformation relative transversale.

($\Delta L/L$): Déformation relative longitudinale.

Il est pris égale à : $\nu = 0,2$ pour ELS (béton non fissuré)

$\nu = 0,0$ pour ELU (béton fissuré)

e) Contrainte admissible de compression :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} \quad (I.8)$$

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours.

γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$ cas général.

$\gamma_b = 1,15$ cas accidentel

D'où la contrainte σ_{bc} est en fonction de son raccourcissement

$$0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \quad \longrightarrow \quad \sigma_{bc} = 0,25 f_{bc} \times 103 \varepsilon_{bc} \quad (4-103 \times \varepsilon_{bc})$$

$$2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰} \quad \longrightarrow \quad \sigma_{bc} = f_{bc}$$

θ : Coefficient d'application (voir le tableau)

Tableau I-2-Coefficient d'application.

θ	Durée d'application
1,00	> 24 heures
0,90	$1 \leq \text{durée} \leq 24$ heures
0,85	< 1 heures

f) Contrainte de calcul a l'ELS :

La contrainte de compression du béton a l'ELS (symbole σ_{bc}) est limité à :

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{t28}$$

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ M Pa}$$

g) Contrainte admissible de cisaillement :

$$\tau_u = \min (0,2 f_{cj} / \gamma_b, 5 \text{ MPa}) \text{ Fissuration peu préjudiciable}$$

$\tau_u = \min(0,15f_{cj} / \gamma_b, 4\text{MPa})$ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

I-8-2-Les aciers :

Le matériau acier est un alliage Fer Carbone en faible pourcentage.

I-8-2-1-Différents types d'aciers :

Les aciers pour béton armé sont ceux de :

- Nuance douce pour 0,15 à 0,25% de carbone.
- Nuance mi- dure et dure pour 0,25 à 0,40% de carbone.
- Dans la pratique on utilise les nuances d'acier suivantes :
- Acier naturel FeE215, FeE 235
- Acier à haute adhérence FeE 400, FeE 500
- Treillis soudés de maille 150 x 150 mm² avec $\Phi = 3,5\text{mm}$
- Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à $E_s = 200\,000\text{ MPa}$

I-8-2-2-Caractéristique mécanique des aciers :

- **Diagramme déformation contrainte de calcul :**

$$\sigma_s = f(\varepsilon\%)$$

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

$$\gamma_s = 1,15 \text{ cas général}$$

$$\gamma_s = 1,00 \text{ cas de la combinaison accidentelle.}$$

Pour notre cas on utilise des aciers FeE400.

- **Contrainte limite de traction des armatures :**

Cas où la fissuration est peu préjudiciable, la vérification à l'état limite ultime est suffisante.

Cas de fissuration préjudiciable, la contrainte est limitée à :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right] [\text{MPa}] \quad (\text{I.9})$$

f_{tj} : Résistance à la traction du béton à l'âge de j jours. (Formule I.4)

Cas où fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{1}{2} \times f_e; 90 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right] [\text{MPa}] \quad (\text{I.10})$$

η : coefficient de fissuration

$\eta=1$: pour des ronds lisses(RL)

$\eta=1,6$: pour les hautes adhérences avec $\Phi \geq 6$ mm (HA)

- **Poids volumique :**

Béton armé : $\gamma_b = 25 \text{KN /m}^3$

Béton non armé : $\gamma_b = 22 \text{KN /m}^3$

Acier: $\gamma_a = 78,5 \text{ KN /m}^3$

I-9-Conclusion

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

CHAPITRE II

**Prédimensionnement des éléments
structuraux et non structuraux**

II-1-Introduction :

L'évaluation des différentes sections des éléments de la structure passe par un dimensionnement préliminaire, appelé prédimensionnement. Cette étape représente le point de départ et la base de tous les calculs qui la suivent.

II-2-Evaluation des charges :

Les charges permanentes G et les surcharges d'exploitations Q sont évaluées selon le **D.T.R.B.C.22**

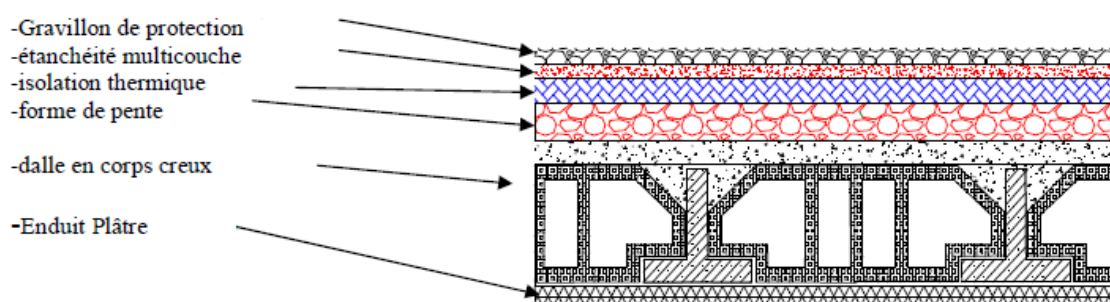
II-2-1-Plancher Terrasse inaccessible :

Figure II-1-Plancher terrasse inaccessible

Tableau II-1-Evaluation de charges plancher terrasse inaccessible

Matériaux	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Gravillon de protection	0.05	18	0.9
Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Isolation thermique	0.04	4	0.16
Forme de pente	0.1	22	2.2
Dalle en CC 16+4	0.2	/	2.85
Enduit plâtre	0.02	10	0.2
TOTAL			6.43
		G	6.43 KN/m²
		Q	1.00 KN/m²

II-2-1-Plancher étage courant :

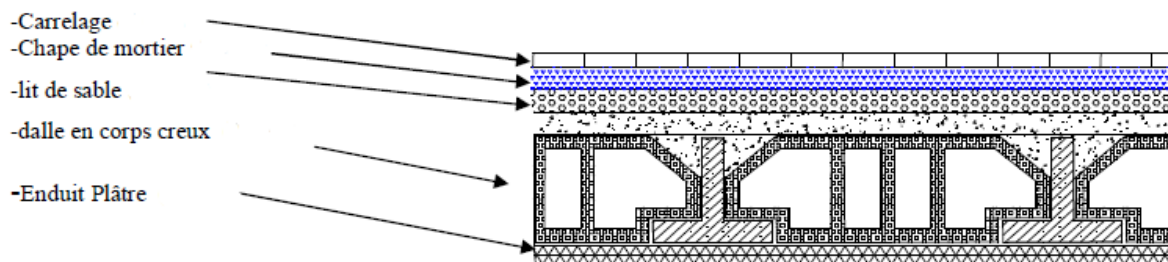


Figure II-2-Plancher étage courant

Tableau II-2-Evaluation de charges plancher terrasse inaccessible

Matériaux	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Sable	0.03	18	0.54
Dalle en CC 16+4	0.2	/	2.85
Enduit plâtre	0.02	10	0.2
Cloisons intérieures	0.1	10	1
TOTAL			5.39
		G	5.39 KN/m²
		Q	1.50 KN/m²

II-2-3-Balcons :

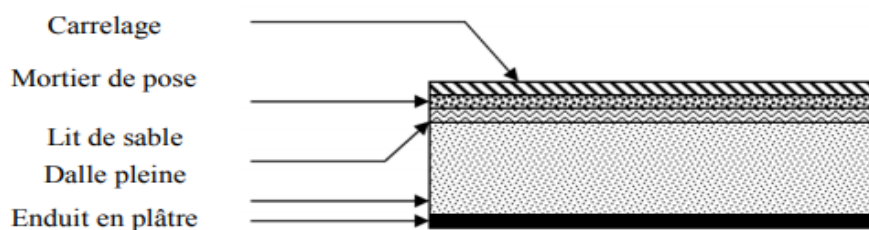


Figure II-3-Coupe du balcon

Tableau II-3-Evaluation de charges balcon

Matériaux	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Sable	0.03	18	0.54
Dalle pleine en BA	0.15	25	3.75
Enduit plâtre	0.02	10	0.2
TOTAL			5.29
		G	5.29 KN/m²
		Q	3.50 KN/m²

II-2-4-Murs extérieurs :

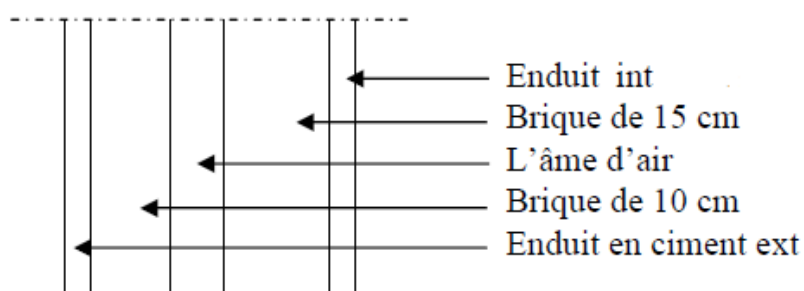


Figure II-4-Mur extérieur

Tableau II-4-Evaluation de charges murs extérieurs

Matériaux	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Enduit extérieur	0.02	20	0.4
Brique creuse	0.10	09	0.9
Brique creuse	0.15	09	1.35
Enduit intérieur	0.02	10	0.2
TOTAL			2.85
		G	2.85 KN/m²

II-2-5-Murs intérieurs :

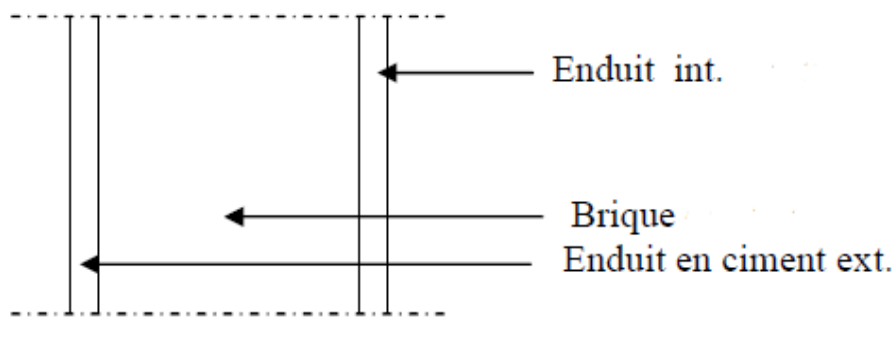


Figure II-5-Mur intérieur

Tableau II-5-Evaluation de charges mur intérieur

Matériaux	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Enduit extérieur	0.02	20	0.4
Brique creuse	0.10	09	0.9
Enduit intérieur	0.02	10	0.2
TOTAL			1.50
		G	1.50 KN/m²

II-2-6-Acrotère:

$$S = (0.05 \times 0.1) / 2 + (0.05 \times 0.1) + (0.1 \times 0.6) = 0.0675 \text{ m}^2$$

$$G = 0.0675 \times 25 = 1.6875 \text{ KN/ml}$$

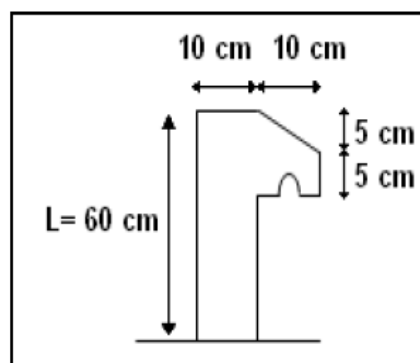


Figure II-6-Acrotère

II-2-7-Escalier :

a) Paillasse :

Tableau II-6-Evaluation de charges de paillasse

Designation	Epaisseur(m)	Densité (KN/m ³)	Poids(KN/m ²)
PP. paillasse	0.15	$25 \times 0.15 / \cos 34.21^\circ$	4.53
Poids de la marche	/	$25 \times 0.17 / 2$	2.125
Carrelage	0.02	0.02×22	0.44
Mortier de pose	0.015	0.015×20	0.3
Sable	0.015	0.015×18	0.27
Enduit plâtre	0.010	0.010×10	0.1
TOTAL			7.76
		G	7.76 KN/m²
		Q	2.5 KN/m²

b) Palier :

Tableau II-7-Evaluation de charges de palier

Designation	Epaisseur(m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
PP. palier	0.15	2.5	3.75
Carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.015	20	0.3
Sable	0.015	18	0.27
Enduit plâtre	0.01	10	0.1
TOTAL			4.82
		G	4.82 KN/m²
		Q	2.5 KN/m²

II-3-Prédimensionnement des éléments structuraux :**II-3-1-Les poutres :****II-3-1-1-Les poutres principales :****a) Critères de rigidité :**

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, selon le **BAEL 91** leurs hauteurs et largeurs sont données selon les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \frac{L_{\max}}{15} \leq h_p \leq \frac{L_{\max}}{10} \\ 0.4 h_p \leq b \leq 0.8 h_p \end{cases} \quad (\text{II.1})$$

Avec :

- h_p : Hauteur de la poutre principale.
- b : Largeur de la poutre principale.
- L_{\max} : Portée maximale entre axe d'appuis, ($L_{\max} = 450 \text{ cm}$)

Donc :

$$\frac{450}{15} \leq h_p \leq \frac{450}{10} \quad \Rightarrow \quad 30 \leq h_p \leq 45 \text{ cm} \quad \text{Soit: } h_p = 40 \text{ cm}$$

$$0.4 (40) \leq b \leq 0.8 (40) \Rightarrow 16 \leq b \leq 32 \text{ cm} \quad \text{Soit : } b = 30 \text{ cm}$$

b) Condition du RPA 99/ V2003 :

Selon les recommandations du **RPA 99(version2003)**, on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} h_p \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{b}{h_p} \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 40 > 30 \text{ cm} \\ 30 > 20 \text{ cm} \\ 0.75 < 4 \end{cases} \dots\dots\dots \text{vérifier.}$$

Donc on adopte pour les poutres principales une section de : $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$.

II-3-1-2-Les poutres secondaires :**a) Critères de rigidité :**

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, on, détermine leurs hauteur et largeur sont données avec la condition de flèche :

$$\begin{cases} \frac{L_{\max}}{15} \leq h_s \leq \frac{L_{\max}}{10} \\ 0.4 h_s \leq b \leq 0.8 h_s \end{cases} \quad (\text{II.2})$$

Avec :

- h_s : Hauteur de la poutre secondaire.

- b : Largeur de la poutre secondaire.

- L_{\max} : Portée maximale entre axes d'appuis (\perp au sens porteur), ($L_{\max} = 420$ cm)

Donc :

$$\frac{420}{15} \leq h_s \leq \frac{420}{10} \quad \Rightarrow 28 \leq h_s \leq 42 \text{ cm} \quad \text{Soit: } h_s = 35 \text{ cm}$$

$$0.4 (35) \leq b \leq 0.8 (35) \quad \Rightarrow 14 \leq b \leq 28 \text{ cm} \quad \text{Soit : } b = 30 \text{ cm}$$

b) Condition du RPA 99/ V2003 :

Selon les recommandations du **RPA 99(version2003)**, on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} h_s \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{b}{h_s} \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 35 > 30 \text{ cm} \\ 30 > 20 \text{ cm} \\ 0.87 < 4 \end{cases} \dots\dots\dots \text{vérifier.}$$

Donc on adopte pour les poutres secondaires une section de : $(b \times h) = (30 \times 35) \text{cm}^2$.

II-3-2-Les poteaux :

Ce sont des éléments en béton armé carrée, rectangulaire ou circulaire, destiné transmettre les charges aux fondations, leurs prédimensionnements se fait selon le règlement RPA99.

Méthode de calcul :

Leur prédimensionnement doit respecter la condition imposée par le RPA99

Conditions imposées par le RPA99 :

Pour zone sismique IIa, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \min (a, b) \geq 25 \text{cm} \\ \min (a, b) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 \leq \frac{a}{b} \leq 4 \end{cases} \dots\dots\dots \text{vérifier pour toutes sections de poteaux.}$$

Avec h_e : la hauteur libre d'étage

Sollicitations normales :

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.3 \quad (\text{II.3})$$

Exemples de calcul :

$$V = \frac{1200840}{400^2 \cdot 25} = 0.300 = 0.3 \dots\dots \text{vérifier} \quad \text{donc on opte une section (40x40)}$$

$$V = \frac{872780}{350^2 \cdot 25} = 0.2849 < 0.3 \dots\dots \text{vérifier} \quad \text{donc on opte une section (35x35)}$$

$$V = \frac{604840}{300^2 \cdot 25} = 0.2688 < 0.3 \dots\dots \text{vérifier} \quad \text{donc on opte une section (30x30)}$$

II-3-3-Voiles du contreventement :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulé sur place. Ils sont destinés d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part assuré la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux.

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants à la condition : $L \geq 4a$

Avec : a : épaisseur du voile

L : la largeur du voile

L'épaisseur de voile doit satisfaire la condition imposée par RPA99/V2003 :

$$a \geq \frac{h_e}{20} \quad \text{Avec : } a > 15 \text{ cm}$$

1. étage courant :

$$h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow a \geq \frac{286}{20} \Rightarrow a \geq 14.3 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend : } a = 20 \text{ cm}$$

2. RDC :

$$h_e = 360 - 20 = 340 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow a \geq \frac{340}{20} \Rightarrow a \geq 17 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend : } a = 20 \text{ cm}$$

$$L \geq 4a \Rightarrow L \geq 4(20)$$

\Rightarrow Donc on prend une longueur minimale pour tous les voiles : $L \geq 80 \text{ cm}$

II-4-Prédimensionnement des éléments non structuraux :**II-4-1- Les planchers :**

Le plancher est un élément qui sépare entre deux niveaux, et qui transmet les charges et les surcharge qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Pour notre bâtiment, on utilise le type de plancher à corps creux.

II-4-1-1-Plancher à corps creux :

Constitué des poutrelles (nervures) collé sur place en béton armé, des corps creux en béton expansé (hourdis) et une table de compression de faible épaisseur en béton armé par un treillis soudés.

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur qui est conditionnée par le critère de déformation selon BAEL :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad (\text{II.4})$$

Avec :

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

h_t : Hauteur totale du plancher ($h = h$ de corps creux + h de la dalle de compression).

$$L_{\max} = 420 - 30 = 390\text{cm}$$

$$h_t \geq \frac{370}{22.5} \quad \Rightarrow h_t \geq 17.33\text{cm}$$

Donc on adopte un plancher de hauteur ($h_t = 16 + 4$) = 20cm.

$$\text{Avec : } \begin{cases} h_{cc} = 16\text{cm} \\ h_{dp} = 4\text{cm} \end{cases}$$

Condition de résistance :

$$\frac{L}{50} \leq h_t \leq \frac{L}{40} \quad \text{D'ou : } \frac{420}{50} \leq h_t \leq \frac{420}{40} \quad \Rightarrow 8.4 \leq h_t \leq 10.5 \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

II-4-1-2-Les poutrelles :

Les poutrelles sont des petites poutres préfabriquées ou coulées sur place en béton armé ou précontraint formant l'ossature d'un plancher.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

-Le critère de la petite portée.

-Le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

Pour notre projet la disposition des poutrelles est effectuée selon les deux critères et cela pour tous les planchers.

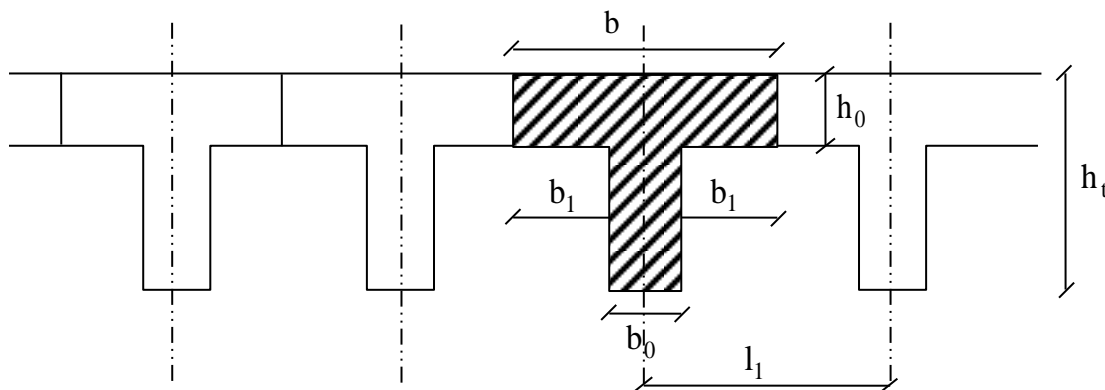


Figure II-7-Coupe poutrelle

Suivant les normes Algériennes (DTR.B.C.22), la distance b est prise généralement égale à 65 cm.

La largeur de la table de compression est égale à : $b = b_0 + 2b_1$

Avec :

$$0.3 h_t \leq b_0 \leq 0.5 h_t \quad \text{D'ou : } 0.3 (20) \leq b_0 \leq 0.5 (20) \quad \Rightarrow 6 \leq b_0 \leq 10 \text{ cm}$$

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

Donc pour $b=65 \text{ cm}$ et $L=420 \text{ cm}$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_0}{2}, \frac{L}{10}\right) \quad b_1 \leq \min\left(\frac{55}{2}, \frac{420}{10}\right) \quad b_1 \leq \min(27.5, 42) \quad b_1 = 27.5 \text{ cm}$$

$$\text{Où : } L_0 = b - b_0 \quad \Rightarrow L_0 = 65 - 10 \quad \Rightarrow L_0 = 55 \text{ cm}$$

Les poutrelles étudiées dans notre structure auront les dimensions suivantes :

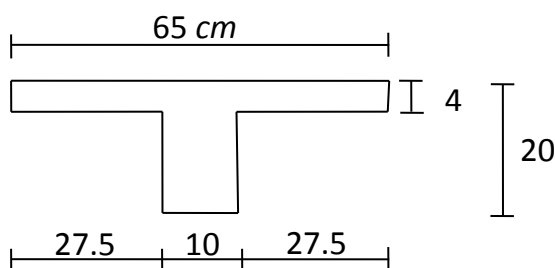


Figure II-8-Dimensions adoptées des poutrelles

II-4-1-3-Les balcons :

Notre ouvrage comporte un seul type de balcon : dalle sur trois appuis, assimilée à une console de portée max est de 1,50m.

- **Epaisseur de balcon :**

Isolation acoustique : $e \geq 12\text{cm}$

L'épaisseur de la dalle pleine de balcon selon les règles usuel de prédimensionnement est conditionnée par :

$$e \geq \frac{L}{10} \quad (\text{II.5})$$

$$\Rightarrow e \geq \frac{150}{10} \quad \Rightarrow e \geq 15\text{ cm} \quad \text{On prend : } e = 15\text{ cm}$$

Avec :

e : L'épaisseur de la dalle pleine de balcon

L : la distance de l'extrémité de consol jusqu'a nu d'appui.

II-4-1-4-Les escaliers :

L'escalier est une construction constituée d'une suite régulière de marches, permettant d'accéder à un étage de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant.

Il existe plusieurs types d'escaliers, parmi ces types, on site celui de notre projet :

Escaliers droites 3 volées avec 2 paliers intermédiaires pour tous les étages :

H : la hauteur du palier.

L_0 : Longueur projetée de la volée.

L_v : Longueur de la volée.

L_p : Longueur du palier de repos.

Le dimensionnement d'un escalier revient à déterminer ce qui suit :

- La hauteur (h) et la largeur (g) des marches :

- la hauteur des contre marches: $14 \leq h \leq 18$ cm
- le giron : $25 \leq g \leq 32$ cm

Pour avoir un escalier confortable, nous allons utiliser la formule de BLONDEL vérifiant la cohérence entre la hauteur de marche et son giron :

$$60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm} \quad (\text{II.6})$$

Le nombre de contre marches (n) est donner par $n = H/h$

En fixant la hauteur des contres marches $h = 17$ cm, nous aurons le nombre de contre marche correspondant : $n = 102/17 = 6$ contres marches

⇒ Le nombre de marche est $(n - 1) = 5$ marches.

Qui donne d'après la formule (1) un giron $g = 30$ cm, donc la formule de BLONDEL est vérifiée.

$$g = \frac{L_0}{n-1} \quad (\text{II.7})$$

$$g = \frac{150}{5} = 30 \text{ cm}$$

•Epaisseur de la pailasse (e)

La longueur développée est : $L = L_v + L_p + L'_p$

L_v : Longueur de la volée

L_p : Longueur du palier du départ.

L'_p : Longueur du palier d'arrivée.

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H^2} + L'_p \quad (\text{II.8})$$

$$\Rightarrow L = \sqrt{150^2 + 102^2} + 135 \quad \Rightarrow L = 316.39 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \\ e \geq 11 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \frac{316.4}{30} \leq e \leq \frac{316.4}{20} \Rightarrow 10.55 \leq e \leq 15.82 \text{ cm}$$

pour 2 heures de coup de feu

On prend : $e = 15$ cm

CHAPITRE III

Etude des éléments

Non structuraux

III-1-Introduction :

Dans ce chapitre on étudiera tous les éléments secondaires tel que les planchers, les escaliers, l'acrotère, les poutrelles et les balcons.

III-2-Étude des poutrelles :

Les poutrelles sont calculées comme étant une section en T à la flexion simple sous les charges permanentes (G) et les surcharges d'exploitations (Q) comme des poutres continues.

Pour le calcul des sollicitations on utilise le logiciel ETABS.

III-2-1-Dimensions :

Comme on a vu dans le deuxième chapitre, les dimensions de poutrelle sont comme suit :

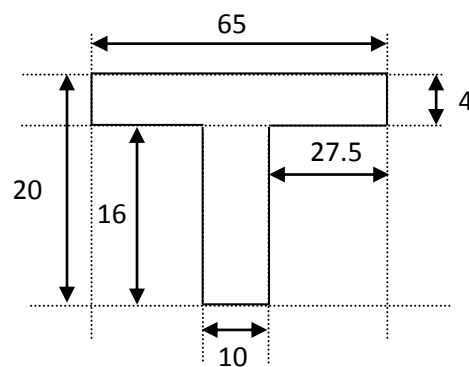


Figure III-1-Forme et dimensions de poutrelle.

III-2-2-Calcul des charges revenant aux poutrelles :

Les charges sur les poutrelles sont évaluées comme suit :

a. Terrasse :

$$\text{ELU} : (1.35G + 1.5Q) \times 0.65 = (1.35 \times 6.43 + 1.5 \times 1) \times 0.65 = 6.61 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS} : (G + Q) \times 0.65 = (6.43 + 1) \times 0.65 = 4.83 \text{ KN/m}$$

b. Étage courant :

$$\text{ELU} : (1.35G + 1.5Q) \times 0.65 = (1.35 \times 5.39 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = 6.19 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS} : (G + Q) \times 0.65 = (5.39 + 1.5) \times 0.65 = 4.48 \text{ KN/m}$$

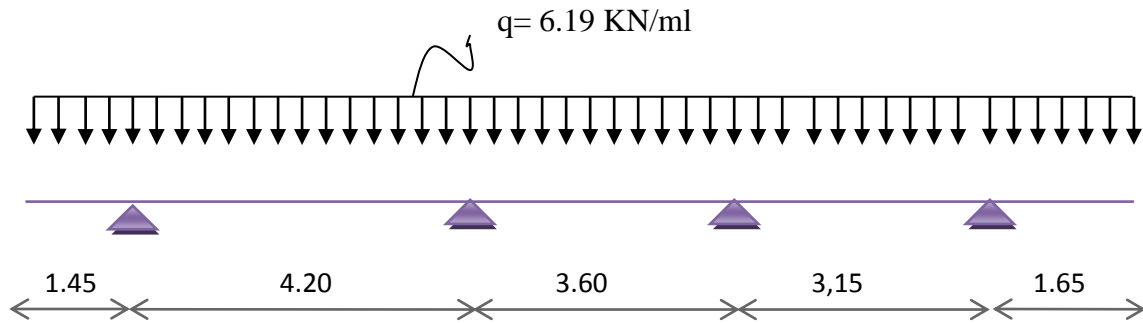


Figure III-2-Schéma statique d'une poutrelle.

III-2-3-Méthode de calcul :

- 1- Modélisation de la poutrelle la plus sollicitée dans un logiciel de calcul (ETABS)
- 2- Calcul des charges par une bande de 0.65 mètre :

Etage courant :	Terrasse :
$G = 5.39 \times 0.65 = 3.50 \text{KN/ml}$	$G = 6.43 \times 0.65 = 4.18 \text{KN/ml}$
$Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{KN/ml}$	$Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{KN/ml}$

3- On charge poutrelle puis on calcule et on fait sortir les diagrammes des moments en ELU et ELS.

III-2-4-Ferraillages des poutrelles :

a) Ferrailage longitudinale :

Remarque :

M_{tab} : Le moment fléchissant équilibré par la table de compression.

Si $M_{tab} < M^{max}$: la zone comprimée se trouve dans la nervure et la section des calculs sera une section en "T".

Si $M_{tab} > M^{max}$: la zone comprimée se trouve dans la table de compression et la section en "T" sera calculée comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h)$.

Tableau III-1-Sollicitations et ferrailage des différents types des poutrelles.

		M_{ELU} (KN.m)	M_{ELS} (KN.m)	A_S (cm ²)	A_{adp} (cm ²)	Armatures
Etage C.	Travée	6.24	4.485	1.3	1.57	2HA10
	Appuis	-8.125	-5.85	1.9	2.26	2HA12
Terrasse	Travée	4.875	3.64	1.1	1.57	2HA10
	Appuis	-7.475	-5.525	1.8	2.26	2HA12

b) Choix des armatures transversales :

On prend un diamètre de $\varnothing=8$ mm

Concernant les espacements entre les cadres on adopte un espacement régulier de 20 cm.

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

c) Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression, sera armée par des treillis soudés continus, totalement ancrés dans les appuis de rive.

On prend un treillis soudé **6/6 - 200/200**

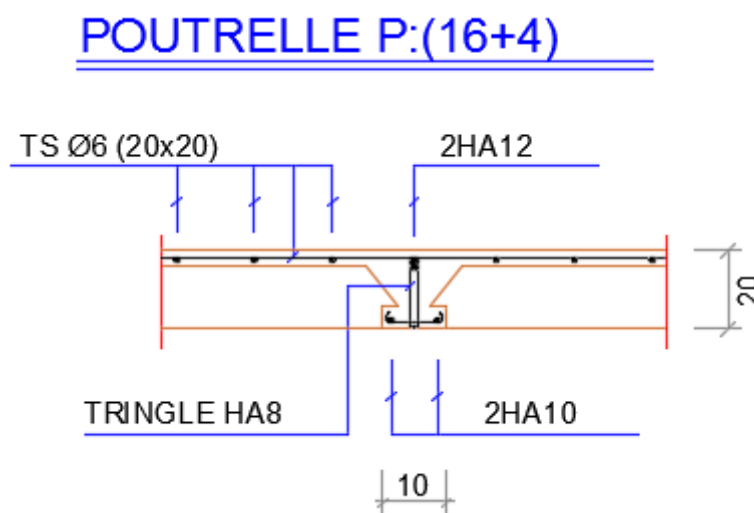


Figure III-3-Coupe de ferrailage d'une poutrelle.

III-3-1-Acrotère :

Le rôle de l’acrotère est d’assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse inaccessible et de protéger le gravie de la poussée du vent d’où la forale un écran.

III-3-2-Ferraillage :

L’acrotère est assimilé à une console encastrée au niveau du plancher soumis au poids propre et la surcharge d’exploitation. Le calcul se fait par une bande de 1 m à la flexion composée.

$$F_p = 4AC_p W_p \tag{IV.1}$$

Le poids propre de l'acrotère : $W_p = 1.69 \text{ KN/ml}$

La surcharge d’exploitation : $Q = \max (F_p, F_q)$.

$F_q = 1 \text{ KN/ml}$: poussée de la main courante.

$F_p = 4AC_p W_p$: la force sismique.

Selon RPA 99/2003 on a : Groupe usage 2, Zone IIa.

$$\Rightarrow A=0.15 \quad C_p=0.8 \quad F_p=4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.69 = 0.8221 \text{ KN/ml}$$

$$Q = \max (1 ; 0.822) \quad Q = 1 \text{ KN /ml}$$

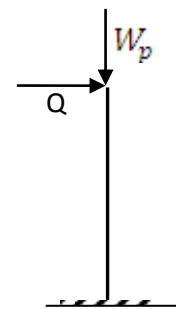


Figure III-4-Schéma statistique de l’acrotère.

III-3-2-1-Evaluation des sollicitations :

Tableau III-2-Sollicitations d’acrotère à l’ELU.

ELU		
La charge permanente ultime	$N_u = 1,35W_p$	2.28 KN/ml
La surcharge d’exploitation ultime	$Q_u = 1,5F_p$	1,5KN/ml
Moment d’encastrement	$M_u = hQ_u$	0.9 KN.m

Tableau III-3-Sollicitations d'acrotère à l'ELS.

ELS		
La charge permanente ultime	$N_s = W_p$	1.69 KN
La surcharge d'exploitation ultime	$Q_s = F_p$	1 KN
Moment d'encastrement	$M_s = hQ_s$	0,6 KN.m

En utilisant le logiciel Robot expert pour calculer le ferrailage, on a trouvé :

$A_s = 1.2\text{cm}^2$ on adopte : 4HA8 = 2cm²

Armature de répartition :

$A_{rep} = \frac{A_s}{4} = 0.6$ On prend : $A_{rep} = 4\text{HA}8 = 2\text{cm}^2$

• L'espacement :

$S_t \leq \text{Min} (3h, 33\text{cm})$ (IV.2)

$\Rightarrow S_t \leq \text{min} (30,33) \text{ cm} \Rightarrow$ On prend : $S_t = 20\text{cm}$

Dans le sens le moins sollicité :

$S_t \leq \text{Min} (4h, 45\text{cm})$ (IV.3)

$\Rightarrow S_t \leq \text{min} (40,45) \text{ cm} \Rightarrow$ On prend : $S_t = 20\text{cm}$

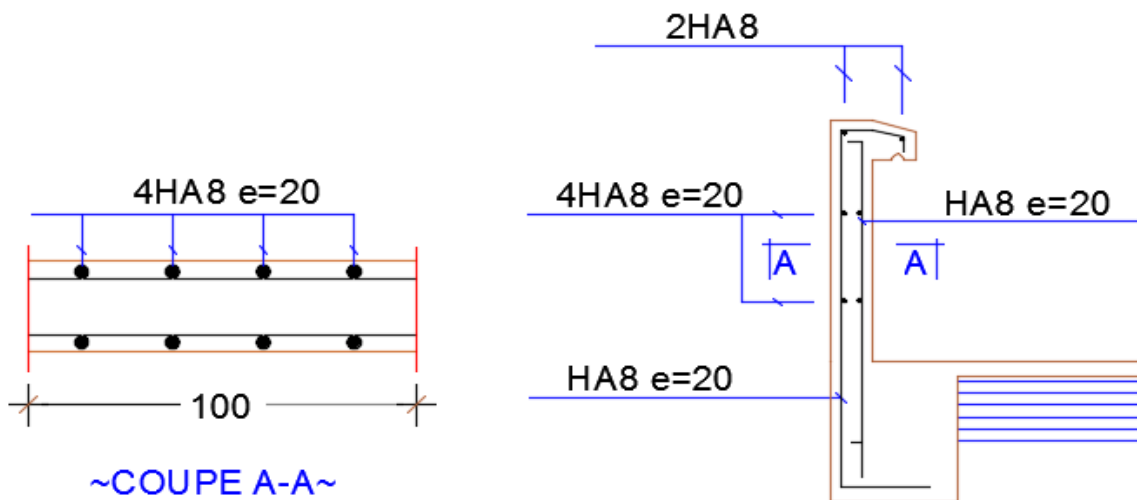


Figure III-5-Coupe de ferrailage de l'acrotère.

III-4-1-Etude des escaliers :

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations auxquelles ils sont soumis pour pouvoir ensuite déterminer le ferrailage qui leur convient.

III-4-2-Calcul d'escalier :

On a trouvé dans le chapitre précédent :

$$g=30\text{cm} \quad h=17\text{cm}$$

$$n=6 \quad \Rightarrow 102\text{cm} (6 \times 17)$$

$$n-1=5 \quad \Rightarrow 150\text{cm} (5 \times 30)$$

$$e=15\text{cm} \quad \alpha=34.21^\circ \quad L=\sqrt{102^2 + 150^2} = 181.4\text{cm}$$

III-4-3-Evaluation des charges :

Selon le chapitre II on a :

$$\text{Paillasse : } G = 7.76 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Palier : } G = 5.16 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

- **Pondération des charges :**

Tableau III-4- Sollicitations d'escalier.

Cas	Paillasse	Palier
G (KN/m ²)	7.76	5.16
Q (KN/m ²)	2.5	2.5
ELU (KN/m ²)	14.7	10.716
ELS (KN/m ²)	10.605	7.66

III-4-4-Ferraillage d'escalier :

On utilise le logiciel Robot Structural pour calculer les sollicitations et le Robot Expert pour calculer le ferraillage

- Résultats de logiciel:

Tableau III-5-Récapitulatifs de ferraillage d'escalier.

Zone	M_{ELU} (KN.m)	M_{ELS} (KN.m)	A_S (cm ²)	A_{adp} (cm ²)	Armatures
Travée	4.43	3.19	1.6	2.37	3HA10
Appui	-9.20	6.63	2.6	3.16	4HA10

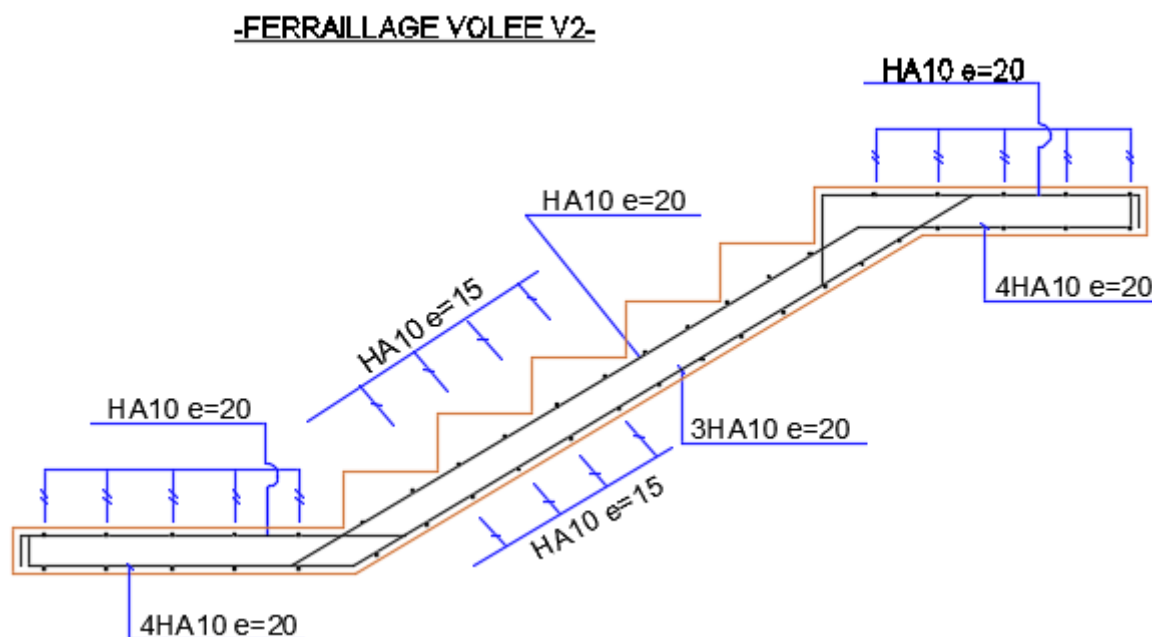


Figure III-6-Coupe de ferraillage d'un escalier.

III-5-1-Etude de la poutre brisée :

Notre poutre palière est une poutre brisée. Elle est soumise à son poids propre, aux charges transmises par les escaliers sous forme de réaction d'appui ainsi qu'aux moments de torsions.

Son calcul se fait comme suit :

III-5-2-Prédimensionnement de poutre brisée :

$$\frac{L}{15} \leq h_p \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{390}{15} \leq h_p \leq \frac{390}{10}$$

$$\Rightarrow 30 \leq h_p \leq 39 \text{ cm}$$

Soit : $h_p = 35 \text{ cm}$ On adopte $b=30\text{cm}$

• Vérification des conditions du RPA :

$h > 30 \text{ cm}$ ok

$b > 20 \text{ cm}$ok

$$\frac{h}{b} > \frac{1}{4} \text{ok}$$

Nous prenons : $h = 35\text{cm}$; $b = 30\text{cm}$

La poutre brisée est soumise à la flexion simple, en outre elle est soumise à la torsion.

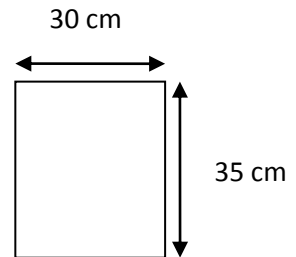


Figure III-7-Dimensions de la poutre brisée.

III-5-3-Calcul des sollicitations :

Poids propre : $G = 0.35 \times 0.3 \times 25 = 2.62 \text{ KN/ml}$

Charge du mur : $G_m = 2.85 \times 1.35 = 3.86 \text{ KN/ml}$

• Réaction des escaliers :

$R_{au} = 16.49 \text{ KN/ml}$.

$R_{as} = 11.82 \text{ KN/ml}$.

• Pondérations des charges :

$q_U = 1.35G + R_U$

$q_U = 1,35 \times (2,62+3.86) + 16.49 \Rightarrow q_U=25.24 \text{ KN/ml}$

$q_S = G + R_S$

$q_S = 2.62+3.86 + 11.82 \Rightarrow q_S=18.30 \text{ KN/ml}$

III-5-4-Ferraillage de la poutre brisé :

• A) Ferraillage a la flexion :

Résultats de logiciel :

Tableau III-6-Sollicitations de la poutre brisée.

Zone	M_{ELU} (KN.m)	M_{ELS} (KN.m)	A_S (cm ²)	A_{adp} (cm ²)	Armatures
Travée	16	11.60	1.9	3.39	3HA12
Appui	-31.99	23.20	3.9	3.39	3HA12

- **Exigence de l'RPA :**

$$A_{min} = 0.5\% \times b \times h = 5.25cm^2$$

$$A = A_t + A_a = 1.9 + 3.9 = 5.8cm^2 > A_{min} = 5.25cm^2$$

- **B) Ferrailage a la torsion :**

Le moment de torsion est engendré par les charges ramenées par le palier et la volée, c'est le moment en appui à l'ELU.

$$\text{Dont : } M_{tor} = M_a(\text{escalier}) = -9.20 \text{ KN.m}$$

On a obtenu les résultats de logiciel Robot Expert :

$$A_s = 1.9 \text{ cm}^2 \text{ On adopte } 2HA12=2.26 \text{ cm}^2$$

III-6-1-Ferrailage de balcon :

Le balcon est une dalle pleine considérée encastree dans les poutres, il est calculé comme une console et ferrailée en flexion simple.

Le balcon se calcul comme une console soumise à son poids propre et à une surcharge d'exploitation.

Le calcul se fait pour une bande de 1m à la flexion simple.

On utilise le logiciel Robot Structural pour calculer les sollicitations et le Robot Expert pour calculer le ferrailage.

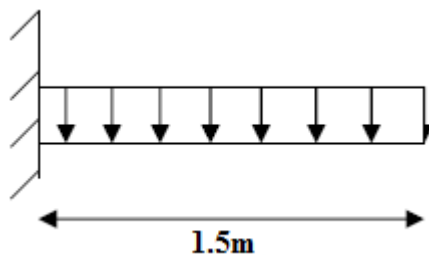


Figure III-8-Shéma statique d'un balcon

- Résultats de logiciel:

Tableau III-7-Récapitulatifs de ferrailage de balcon.

Zone	M_{ELS} (KN.m)	A_S (cm ²)	A_{adp} (cm ²)	Armatures
Travée	2.0	1.7	2.0	4HA8
Appui	6.5	2.8	3.0	6HA8

Espacement : On prend : $S_t = 20cm$

- Armature de répartition :

On adopte pour les armatures de répartition $\varnothing 8$ chaque 20 cm.

FERRAILLAGE DALLE (EP=15)

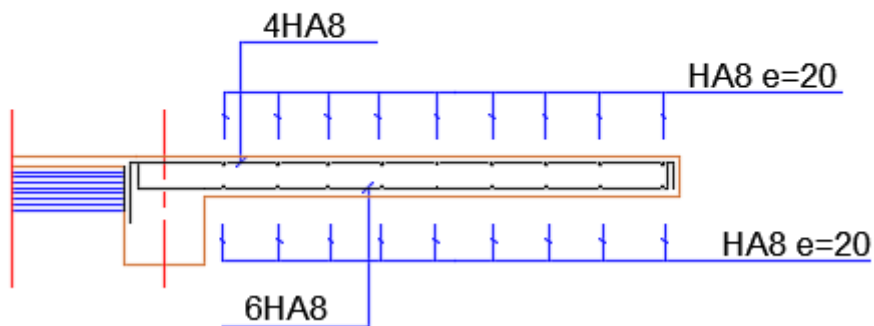


Figure III-9-Coupe de ferrailage d'un balcon

CHAPITRE IV

Etude Sismique

IV-1-Introduction :

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

La résolution ne peut pas être faite manuellement à cause du volume de calcul. Donc l'utilisation d'un logiciel préétablie en se basant sur la méthode des éléments finis est nécessaire par exemple « ETABS, ROBOT... » Avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

Dans cette étude nous allons utiliser le logiciel ETABS version 17.

IV-2-1- Présentation du programme ETABS :

ETABS est un logiciel de calcul des structures de génie civil (bâtiments, châteaux d'eau...) et des travaux publics (ponts, tunnels...), Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception. Il permet aussi la vérification des structures en béton armé ou en charpente métallique, L'interface graphique disponible facilite, considérablement, la modélisation et l'exploitation des résultats.

IV-2-2-Modélisation de la structure :

Dans l'analyse de la structure, la modélisation est une phase importante, Les résultats obtenus de l'étude d'un modèle choisi ne peuvent être assimilés à ceux de la structure réelle que si le comportement du modèle choisi reflète d'une manière appréciable le comportement réel de la structure, c'est dans cette option que nous devons choisir le modèle le plus approprié.

IV-3-Notre projet vis-à-vis au l'RPA :

Spécifications sur notre projet :

Notre projet est dans la wilaya de Annaba classée selon l'RPA comme étant une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

Le bâtiment est un bâtiment à usage d'habitation classé selon l'RPA dans le groupe d'usage 2. D'après le rapport du sol notre sol est classé comme étant un sol meuble S3 (selon RPA).

L'RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa.

Le système de contreventement est système mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.

IV-4-Spectre de réponse de calcul :

Le RPA99/version 2003 impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante :

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

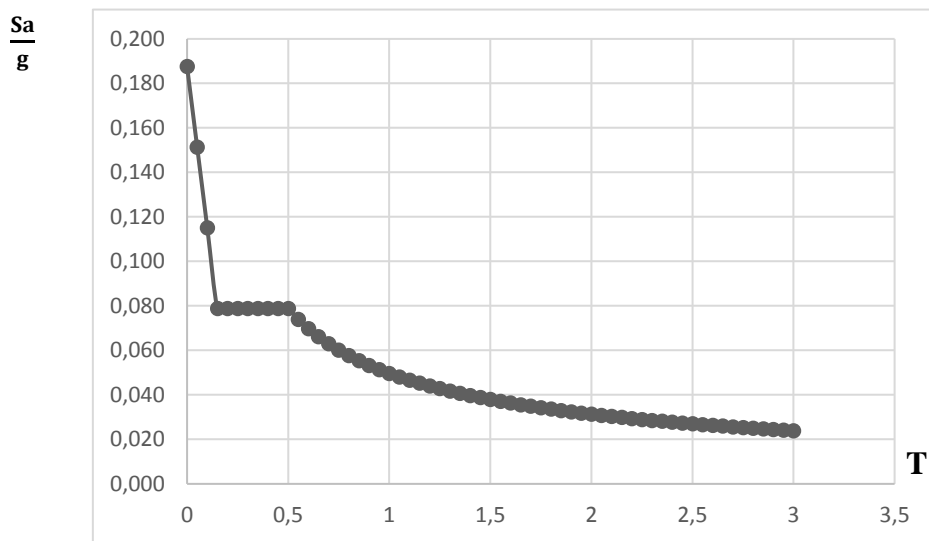


Figure VI-1-Courbe du spectre de réponse.

Avec :

$g=10m/s^2$: accélération de la pesanteur.

$A=0.15$: coefficient d'accélération de zone (zone IIa, et un Groupe d'usage 2)

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \epsilon)} \geq 0.7 \quad (IV.2)$$

$R=5$: coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

T_1, T_2 : Période caractéristique associées à la catégorie de site

$Q=1.1$: est le facteur de qualité.

IV-5-Les vérifications les plus importantes :**IV-5-1-Participation modale :**

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

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

Tableau IV-1-Les modes, les périodes et la participation modale

Case	Mode	Period (sec)	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
Modal	1	1,038	0,1463	0,5426	0,0001
Modal	2	0,905	0,5575	0,6313	0,0439
Modal	3	0,854	0,8143	0,6899	0,1067
Modal	4	0,317	0,8436	0,852	0,1068
Modal	5	0,277	0,87	0,8629	0,1128
Modal	6	0,236	0,9293	0,8723	0,1141
Modal	7	0,164	0,9415	0,88	0,1213
Modal	8	0,146	0,949	0,9317	0,1214
Modal	9	0,123	0,9654	0,9349	0,1221
Modal	10	0,107	0,9681	0,9361	0,124
Modal	11	0,095	0,9827	0,9364	0,1241
Modal	12	0,087	0,9833	0,9631	0,1241

IV-5-2-Vérification d'ensemble :**a) Résultantes des forces sismiques de calcul :**

L'une des vérifications préconisées 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_{dyn} 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_{st} .

b) Calcul V_{st} par la méthode statique équivalente :

D'après l'art 4.2.3 de RPA99/version 2003, la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales par la relation :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W \quad (\text{IV.3})$$

Après calcul voici les résultats trouvés :

$$V_{x_{st}} = 505,28 \text{KN}$$

$$V_{y_{st}} = 505,28 \text{KN}$$

c) L'effort sismique a la base :

D'après le fichier des résultats d'ETABS on a :

$$V_{x_{dyn}} = 1186,78 \text{KN}$$

$$V_{y_{dyn}} = 1017,99 \text{KN}$$

$$0,80 V_{x_{st}} = 404,224 \text{KN} \text{ donc : } V_{x_{dyn}} > 0,80 V_{x_{st}} \dots\dots\dots \text{OK}$$

$$0,80 V_{y_{st}} = 404,224 \text{KN} \text{ donc : } V_{y_{dyn}} > 0,80 V_{y_{st}} \dots\dots\dots \text{OK}$$

La condition de l'art 4.3.6 de RPA 99 version 2003 est donc vérifiée. On peut donc utiliser directement les résultats obtenus par le calcul automatique.

IV-5-3-Vérification de l'excentricité :

A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

Tableau IV-2-Les centres des masses et de rigidité.

Story	Diaphragme	XCM	YCM	XCR	YCR	Dx	Dy	Ex	Ey
		m	m	m	m	m	m		
1	D1	11,8196	6,6195	13,271	8,1001	25,45	13,9	5,70%	10,65%
2	D2	11,7844	6,5789	13,5213	8,0293	25,45	13,9	6,82%	10,43%
3	D3	11,7416	6,5581	13,5258	7,8925	25,45	13,9	7,01%	9,60%
5	D5	11,7416	6,5581	13,4719	7,765	25,45	13,9	6,80%	8,68%
4	D5	11,7416	6,5581	13,4002	7,6614	25,45	13,9	6,52%	7,94%
6	D6	11,8266	6,6251	13,2374	7,5108	25,45	13,9	5,54%	6,37%
7	D7	11,7199	6,5363	13,3204	7,5781	25,45	13,9	6,29%	7,49%
8	D8	12,0378	6,9071	13,1546	7,4491	25,45	13,9	4,39%	3,90%
9	D9	12,019	7,1729	13,0116	7,4089	25,45	13,9	3,90%	1,70%
Terrasse	Terrasse	10,7219	8,8605	12,7542	7,5684	25,45	13,9	7,99%	9,30%

IV-5-4-Vérifications des déformations :

a) Vérification des déplacements inter-étages :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

SENS X-X' :

Tableau IV-3-Déplacements inter-étages sens XX

Story	Drift	R	Drift kx	Vérification
Terrasse	0,000313	5	0,16%	Ok
9	0,000403	5	0,20%	Ok
8	0,000501	5	0,25%	Ok
7	0,000567	5	0,28%	Ok
6	0,000625	5	0,31%	Ok
5	0,000671	5	0,34%	Ok
4	0,000692	5	0,35%	Ok
3	0,000675	5	0,34%	Ok
2	0,000593	5	0,30%	Ok
1	0,000322	5	0,16%	Ok

SENS Y-Y' :

Tableau IV-3-Déplacements inter-étages sens YY

Story	Drift	R	Drift kx	Vérification
Terrasse	0,0005	5	0,25%	Ok
9	0,000656	5	0,33%	Ok
8	0,000707	5	0,35%	Ok
7	0,000765	5	0,38%	Ok
6	0,000812	5	0,41%	Ok
5	0,000841	5	0,42%	Ok
4	0,00086	5	0,43%	Ok
3	0,00083	5	0,42%	Ok
2	0,000718	5	0,36%	Ok
1	0,00038	5	0,19%	Ok

b) Vérification du déplacement au sommet :

La valeur du déplacement max au sommet de la structure dans les 2 sens ne doit pas dépassée 1% de la hauteur de la structure.

$$1\% \text{ ht} = 314.8 \text{ mm}$$

ht : hauteur totale de la structure.

Déplacement maximum sens XX = 15.827mm

Déplacement maximum sens YY = 21,043mm

La condition est vérifiée dans les 2 sens.

IV-5-5-Vérification de l'effet P-Δ

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

- **SENS XX :**

Tableau IV-4-l'effet P-Δ sens XX

Stor y	Het	VX	Dead	Live	β	Pk	Δ	Δkx	R	Δk	θ _x < 0,1
	mm	KN	P (KN)	P (KN)		(KN)	mm	mm		mm	
Ter	3060	141,34	1301,54	140,11	0,2	1329,57	14,60	0,91	5	4,57	0,014
9	3060	329,11	3941,75	442,34	0,2	4030,23	13,68	0,69	5	3,47	0,014
8	3060	502,80	6939,06	828,97	0,2	7104,86	12,99	1,28	5	6,41	0,030
7	3060	663,59	10216,37	1275,74	0,2	10471,5	11,71	1,48	5	7,41	0,038
6	3060	799,69	13520,92	1766,36	0,2	13874,2	10,22	1,66	5	8,33	0,047
5	3060	918,80	16865,37	2256,99	0,2	17316,7	8,56	1,82	5	9,11	0,056
4	3060	1021,04	20209,82	2747,62	0,2	20759,3	6,73	1,90	5	9,53	0,063
3	3060	1100,72	23554,27	3238,25	0,2	24201,9	4,83	1,88	5	9,42	0,068
2	3400	1159,20	26903,79	3728,88	0,2	27649,5	2,94	1,86	5	9,32	0,065
1	3600	1186,78	30290,03	4219,56	0,2	31133,9	1,083	1,08	5	5,41	0,039

- **SENS YY :**

Tableau IV-4-l'effet P-Δ sens YY

Stor y	Het	Vy	Dead	Live	β	Pk	Δ	Δky	R	Δk	θ _y < 0,1
	mm	KN	P (KN)	P (KN)		(KN)	mm	mm		mm	
Ter	3060	141,34	1301,54	140,11	0,2	1329,57	17,106	1,18	5	5,9	0,019
9	3060	329,11	3941,75	442,34	0,2	4030,23	15,926	1,50	5	7,51	0,032
8	3060	502,80	6939,06	828,97	0,2	7104,86	14,424	1,65	5	8,25	0,042
7	3060	663,59	10216,37	1275,74	0,2	10471,5	12,773	1,82	5	9,11	0,053
6	3060	799,69	13520,92	1766,36	0,2	13874,2	10,951	1,96	5	9,82	0,064
5	3060	918,80	16865,37	2256,99	0,2	17316,7	8,987	2,06	5	10,3	0,073
4	3060	1021,04	20209,82	2747,62	0,2	20759,3	6,923	2,09	5	10,4	0,081
3	3060	1100,72	23554,27	3238,25	0,2	24201,9	4,833	1,97	5	9,89	0,083
2	3400	1159,20	26903,79	3728,88	0,2	27649,5	2,855	1,84	5	9,24	0,076
1	3600	1186,78	30290,03	4219,56	0,2	31133,9	1,006	1,00	5	5,03	0,043

La condition est satisfaite dans les 2 sens.

IV-5-6-Vérification au renversement :

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

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

Méthode de calcul :**Tableau IV-5-Vérification au renversement.**

Load Case/Combo	MX kN-m	MY kN-m	MRX	MSTABX	MRENY	MSTABY	CS
EDX Max		24020,992			24020,992		0,12174553
EDY Max	20635,1048		20635,1048				0,08217547
0.8G	169493,734	-292313,4		169493,734		292313,4	

La structure est stable vis-à-vis au renversement.

IV-6-Conclusion :

Selon les résultats du modélisation et l'analyse sismique qui a été fait par ETABS on a pu vérifier toutes les exigences nécessaires recommandées par notre règlement parasismique Algérien (RPA99/2003). Dans ce contexte, le ferrailage des différents éléments pourrait être établie ce qui est consacré pour le prochain chapitre.

CHAPITRE V

Ferrailage des éléments structuraux

V-1-Introduction :

Les éléments principaux sont les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

On distingue les poteaux, les poutres et les voiles.

V-2-Ferraillage des poutres :

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel ETABS combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99 version 2003 parmi les combinaisons suivantes :

- 1). $1.35G+1.5Q$
- 2). $G+Q$
- 3). $G+Q+E$
- 4). $G+Q-E$
- 5). $0.8G+E$
- 6). $0.8G-E$

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

V-2-1-Poutres principales :

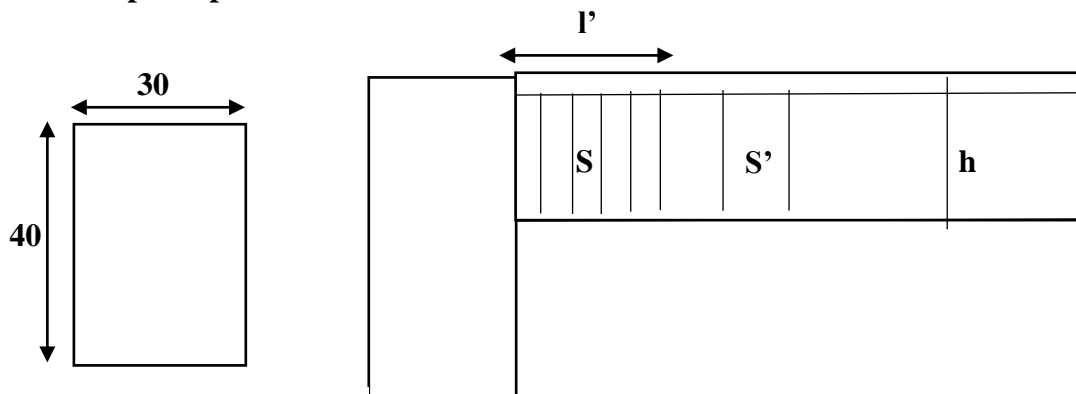


Figure V-1-Section de la poutre principale.

Figure V-2-Disposition constructive des poutres

a) Armatures Longitudinales :

Le calcul des armatures longitudinales a été fait suivant les règles **BAEL91modif99** en prenant les résultats des moments à partir du logiciel (ETABS ou ROBOT STRUCTURAL) et en utilisant le programme ROBOT EXPERT pour le ferraillage.

Les résultats sont comme suit :

Tableau -V-1-Ferraillage des poutres principales

Fils		M_{ELU} (KN. m)	M_{ELS} (KN. m)	A_S (cm ²)	A_{adp} (cm ²)	Armatures _{adp}
1 (A-B)	Appuis	-23.5	-17.5	2.5	3.39	3HA12
	Travées	26.5	17.5	2.5	3.39	3HA12
2 (A-B)	Appuis	-63	-46	5.5	5.65	5HA12
	Travées	59	40	4.7	4.97	3HA12+2HA10
2 (B⇒E)	Appuis	-37	-24	2.8	3.39	3HA12
	Travées	27	19	2.2	3.39	3HA12
2 (E⇒H)	Appuis	-83	-61	7.4	7.45	3HA12+2HA16
	Travées	32	24	2.8	3.39	3HA12
3 (G-H)	Appuis	-19	-14	1.6	3.39	3HA12
	Travées	17	12	1.4	3.39	3HA12
3 (C-D) Etage 8	Appuis	-15	-11	1.2	3.39	3HA12
	Travées	27	20	2.3	3.39	3HA12
3 (E-F) Etage 9	Appuis	-59	-43	5.1	5.65	5HA12
	Travées	8	11	1.1	3.39	3HA12
4 (A⇒H)	Appuis	-74	-54	6.5	6.78	6HA12
	Travées	56	41	4.9	4.97	3HA12+2HA10
5 (A⇒H)	Appuis	-91	-67	8.2	9.42	3HA12+2HA16
	Travées	46	34	4	4.97	3HA12+2HA10
6 (A⇒H)	Appuis	-14	-10	1.1	3.39	3HA12
	Travées	20	14	1.6	3.39	3HA12
6 (F-G)	Appuis	-26	-19	2.2	3.39	3HA12
	Travées	17	13	1.5	3.39	3HA12
7 (A⇒E)	Appuis	-42	-31	3.6	4.97	3HA12+2HA10
	Travées	33	24	2.8	3.39	3HA12
8 (A-B)	Appuis	-27	-20	3	3.39	3HA12
	Travées	31	23	3.3	3.39	3HA12

b) Armatures Transversales :

Zone nodale :

Suivant le RPA la zone nodale est calculée comme suit :

$$l' = 2h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$$

Espacement

$$S = \min (h/4 ; 12 \varnothing l) = (40/4 ; 12 \times 1.2) = 10 \text{ cm}$$

Zone courante :

Espacement :

$$S' = h/2 = 40 / 2 = 20 \text{ cm} \quad \text{on prend } S' = 15 \text{ cm}$$

Les armatures longitudinales sont des HA8

Recouvrement :

Selon l'RPA la longueur min de recouvrement en zone IIa est de : 40 Ø

Donc $L = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$

V-2-2-Poutres secondaires :

a) Armatures Longitudinales :

Même méthode de calcul que pour les poutres principales.

Les résultats trouvés sont dans le tableau ci-dessous :

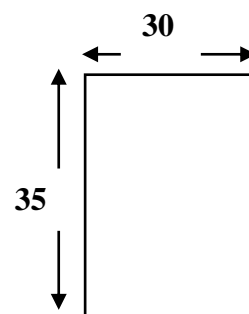


Figure V-3-Section de la poutre secondaire.

Tableau -V-2-Ferrailage des poutres secondaires

Fils		$M_{ELU}(\text{KN. m})$	$M_{ELS}(\text{KN. m})$	$A_S(\text{cm}^2)$	$A_{adp}(\text{cm}^2)$	Armatures _{adp}
A (1⇒8)	Appuis	-33	-24	4.1	3.39	3HA12+2HA10
	Travées	28	20	3.4	3.39	3HA12
B (1⇒8)	Appuis	-36	-26	4.4	5.65	3HA12+2HA10
	Travées	30	22	3.7	4.97	3HA12+2HA10
C (1⇒8)	Appuis	-25	-18	3	3.39	3HA12
	Travées	29	21	3.5	3.39	3HA12+2HA10
D (1⇒7)	Appuis	-37	-27	4.6	7.45	3HA12+2HA10
	Travées	28	21	3.5	3.39	3HA12+2HA10
E (1⇒7)	Appuis	-27	-20	3.4	3.39	3HA12
	Travées	23	17	2.8	3.39	3HA12
F (1⇒7)	Appuis	-30	-22	3.7	3.39	3HA12+2HA10
	Travées	21	15	2.5	3.39	3HA12
G (2⇒6)	Appuis	-18	-13	2.1	5.65	3HA12
	Travées	24	18	3	3.39	3HA12
H (2⇒5)	Appuis	-16	-12	2	6.78	3HA12
	Travées	11	8	1.3	4.97	3HA12

b) Armatures Transversales :

Zone nodale :

Suivant le RPA la zone nodale est calculée comme suit :

$$l' = 2h = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$$

Espacement :

$$S = \min (h/4 ; 12 \varnothing l) = (35/4 ; 12 \times 1.2) = 8.75 \text{ cm}$$

L'espace minimum à prendre selon l'RPA est de 10 cm pour des raisons de vibration du béton lors de mis en œuvre.

Zone courante :

Espacement :

$$S' = h/2 = 35 / 2 = 17.5 \text{ cm} \quad \text{on prend } S' = 15 \text{ cm}$$

Les armatures longitudinales sont des HA8

Recouvrement :

Selon l'RPA la longueur min de recouvrement en zone IIa est de : $40 \varnothing$

Donc $L = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$

Remarque :

Le nombre des cadres est calculé conformément à la longueur de la poutre.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appuis ou de l'encastrement (RPA).

Vérification de la flèche :

Un exemple d'une poutre principale de longueur $L=4.5\text{m}$

La flèche ne doit pas dépasser la limite admissible

$$f_{\text{adm}} = \frac{L}{500} \quad (\text{V.1})$$

On utilisant le logiciel robot expert on a trouvé que :

Flèche totale : $\Delta f_t = 3.3\text{mm} < f_{\text{adm}} = 9\text{mm}$ vérifier

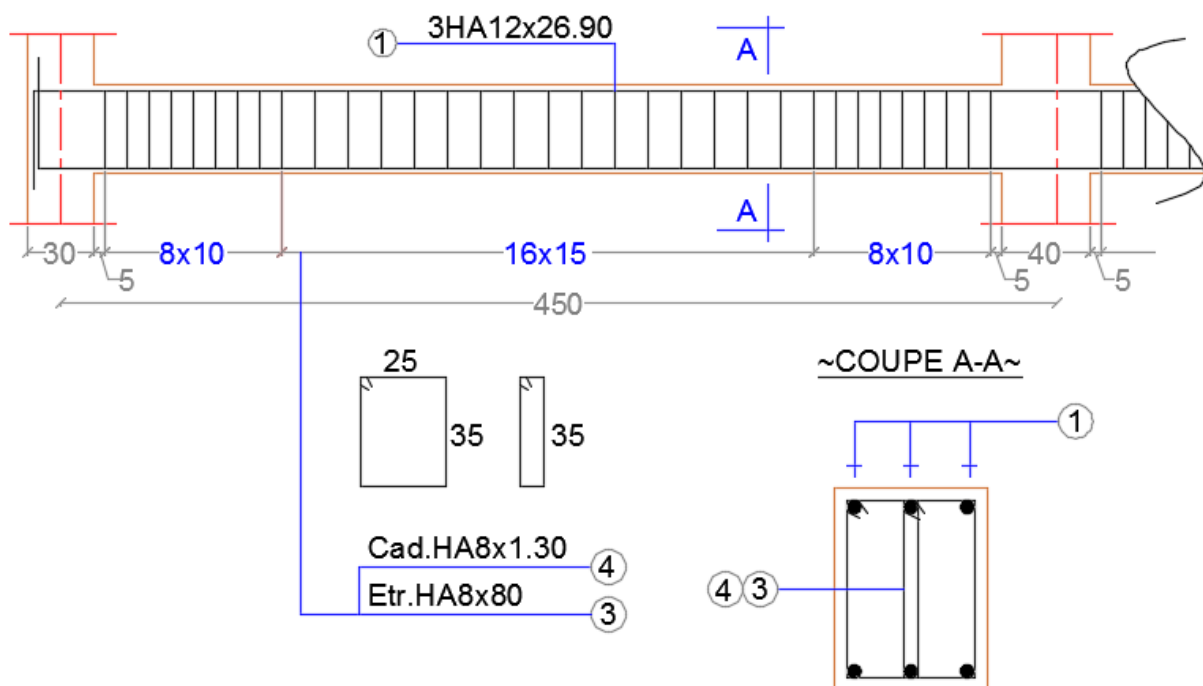


Figure V-4-Coupe de ferrailage d'une poutre.

V-3- Poteaux :

Le ferraillage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal N et du moment fléchissant M donnés par les combinaisons les plus défavorables, et si on trouve que le moment fléchissant est très faible par rapport à l'effort normal on adopte le ferraillage minimum de RPA parce que la quantité d'armatures sera plus importante comme nous allons voir dans notre cas.

V-3-1-Méthode de calcul :

Selon RPA le ferraillage de poteau dans la zone IIa de fait comme suit :

$A_{min} = 0.8\%$ du la section de poteau

$\max \left\{ \begin{array}{l} 4\% \text{ zone courante} \\ 6\% \text{ zone de recouvrement} \end{array} \right.$

$\emptyset_{min} = 12mm$

$L_{min} \text{ de recouvrement } 40 \emptyset$

Zone nodale se calcul comme suit :

$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60cm\right)$

- **Espacement :**

Espacement max : 25cm

Dans la zone nodale : $t \leq \min(10 \emptyset; 15cm)$

Dans la zone courante : $t \leq 15\emptyset_1$

- **Exemple de calcul :**

On prend poteau (30×30) cm²

$A_{min} = 0.8\% (30 \times 30) A_{min} = 7.2cm^2 \longrightarrow$

max zone courante : $0.04(30 \times 30) = 36cm^2$

max zone de recouvrement : $0.06(30 \times 30) = 54cm^2$

on adopte : 8HA12 = 9.04cm²

$\emptyset_{min} = 12mm$

$h'_{RDC} = \max\left(\frac{360}{6}; 30; 30; 60cm\right) = 60cm$

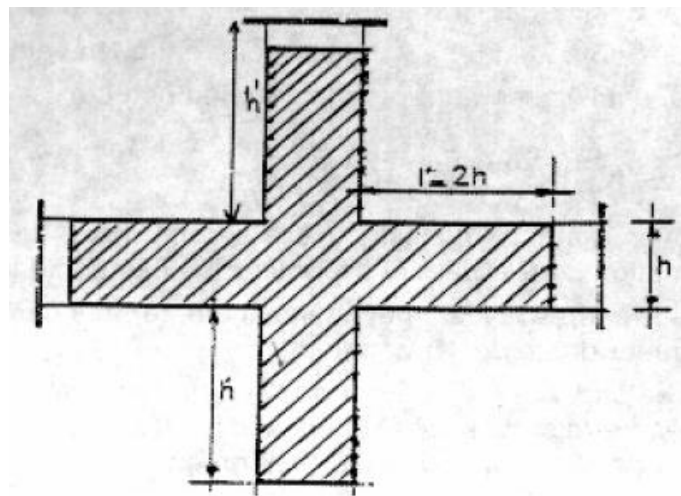


Figure V-5-Disposition constructive des poteaux

$$h'_{niv1} = \max\left(\frac{340}{6}; 30; 30; 60cm\right) = 60cm$$

$$h'_{ec} = \max\left(\frac{306}{6}; 30; 30; 60cm\right) = 60cm$$

Donc on prend : $h' = 60cm$

- **Espacement :**

Espacement max : 25cm

Dans la zone nodale : $t \leq \min(10 \times 1.2; 15cm) = 12cm$

Dans la zone courante : $t \leq 15 \times 1.2 = 18cm$

L_{min} de recouvrement = $40 \times 1.2 = 48cm$

Tableau -V-3-Ferrailage des poteaux

Section	H _{et}	As _{min}	Ar _{adopté}	As _{adop}	L _{rec}	h'	T	t'	A _t ZN	A _t ZC
30x30	360	7.2	8HA12	9.04	48	60	12	18	5HA8	14HA8
30x30	340	7.2	8HA12	9.04	48	60	12	18	5HA8	13HA8
30x30	306	7.2	8HA12	9.04	48	60	12	18	5HA8	11HA8
35x35	360	9.8	4HA12+4HA14	10.68	48	60	12	18	5HA8	14HA8
35x35	340	9.8	4HA12+4HA14	10.68	48	60	12	18	5HA8	13HA8
35x35	306	9.8	4HA12+4HA14	10.68	48	60	12	18	5HA8	11HA8
40x40	360	12.8	4HA14+4HA16	14.20	56	60	14	21	5HA8	12HA8
40x40	340	12.8	4HA14+4HA16	14.20	56	60	14	21	5HA8	11HA8
40x40	306	12.8	4HA14+4HA16	14.20	56	60	14	21	5HA8	9HA8

V-3-2-Vérification de compression du béton :

Dans une section du béton comprimée il faut vérifier que l'effort normal de compression qui engendre une contrainte ne dépasse pas la contrainte admissible du béton.

La contrainte admissible du béton (formule I.9)

- **Exemple :**

Poteau (40×40) : $N_u = 1600KN = 1600.10^3N$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times 27.5}{1.5} = 15.58MPa$$

$$\sigma_u = \frac{1600 \cdot 10^3}{400^2} = 10 \text{ MPa}$$

⇒ $\sigma_u < f_{bu}$ Vérifié

Remarque : La condition est vérifiée pour tous les poteaux.

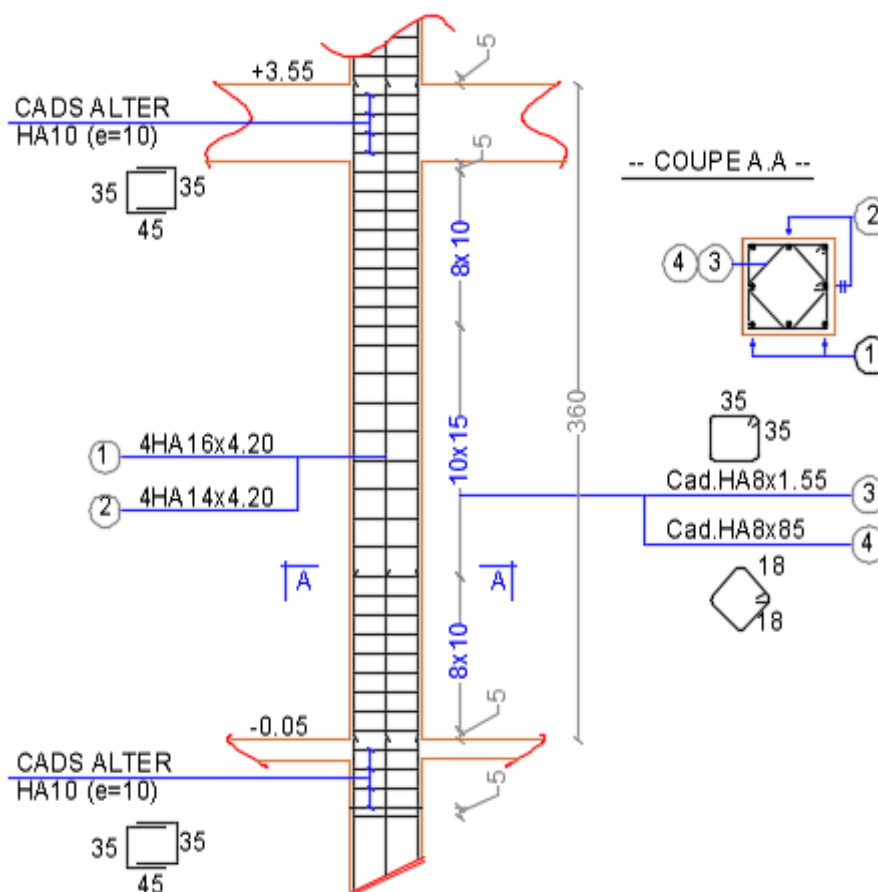


Figure V-6-Coupe de ferrailage d'un poteau.

V-4-Les voiles :

Les voiles sont considérés comme des consoles encastées à leurs bases.

D'où les voiles seront calculés avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

1). $G+Q\pm E$

2). $0.8G\pm E$

Les voiles comportent des :

a). Aciers verticaux :

Ils reprennent les efforts de flexion. Ils sont disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles.

b). Aciers horizontaux

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchants, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

V-4-1-Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ETABS, les résultats seront résumés dans le tableau.

V-4-2-Calcul du ferraillage :

a) Armatures verticales :

Le calcul de section des armatures verticales se fait par une bande de 1 m en utilisant l'effort normal et la contrainte d'acier le calcul se fait comme suite :

Le calcul de ferraillage se fait comme suite :

$$A_s = \frac{N}{\sigma_s} \quad (V.2)$$

Avec : $A_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} \sigma_s = 400MPa$ où : $\gamma_s(ELA) = 1$

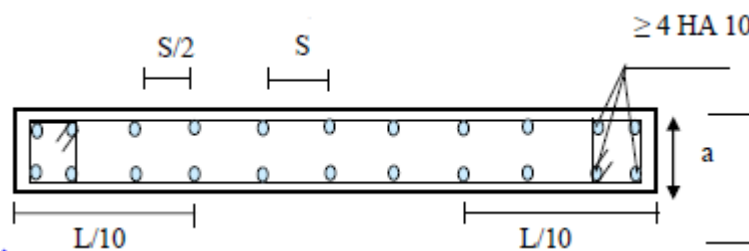


Figure V-7-Disposition des armatures verticales

- **Voile avec raidisseurs :**

On utilise les raidisseurs dans les voiles pour soulager l'espacement entre les armatures

On va exposer un seul exemple de calcul parallèle au sens X et les autres seront résumés dans un tableau.

$$W_{X1}: \quad L = 2.1m \quad Z = \frac{L}{10} = 25cm$$

$$\text{Niveau RDC} : A_s = \frac{N}{\sigma_s} = \frac{1900}{40} A_s = 47.5cm^2$$

$$\text{Ferraillage raidisseur} : 8HA20=25.13cm^2$$

$$\text{Ferraillage de 2 nappes} : A=47.5-25.13=22.37cm^2$$

$$\text{Ferraillage d'une seule nappe} : A = \frac{22.37}{2} = 11.19cm^2 \text{ On adopte: } 7HA16=14.07cm^2 /e=10cm$$

Ferraillage transversale : On adopte les cadres $\emptyset 8$

$$\text{Espacement des cadres} : S_t < e \Rightarrow S_t < 20cm \Rightarrow \text{on prend} : S_t = 15cm$$

N.B: le calcul se fait à chaque niveau et on adopte le ferraillage de l'élément à chaque bande de 1 m.

Tableau -V-4-Ferraillage des voiles

$$\text{Voile } W_{X1}: \quad L = 2.1m \quad Z_N = \frac{L}{10} = 25cm \quad S_t = 10cm$$

		1 ^{ere} bande		2 ^{eme} bande		3 ^{eme} bande		
Niv	N	A _s	A _{adp}	A _s	A _{adp}	N	A _s	A _{adp}
1 ^{er} niv	1900	47.5	8HA20+HA16 =53.27	4.02	HA16	1300	32.5	8HA16+HA14 =37.64
2 ^{eme} niv	1200	30	8HA14+HA14 =33.88	3.08	HA14	900	22.5	8HA14+HA12 =28.16
3 ^{eme} niv	900	22.5	8HA14+HA12 =28.16	2.26	HA12	800	20	8HA14+HA12 =28.16
4 ^{eme} niv- 9 ^{eme} niv	750	18.7 5	8HA12+HA12 =24.89	2.26	HA12	750	18.8	8HA12+HA12 =24.89

$$\text{Voile d'ascenseur } W_{X3}: L = 1.45m \quad Z_N = \frac{L}{10} = 15cm \quad S_t(z.c) = 15cm \quad S_t(z.n) = 8cm$$

		1 ^{ere} bande		2 ^{eme} bande	
Niv	N	A _s	A _{adp}	A _s	A _{adp}
1 ^{er} niv - 8 ^{eme} niv	750	18.75	HA14 +HA12=19.73	8.44	HA14 +HA12=10.68

$$\text{Voile } W_{X4}: \quad L = 2.55m \quad Z_N = \frac{L}{10} = 30cm \quad S_t = 10cm$$

		1 ^{ere} bande		2 ^{eme} bande		3 ^{eme} bande		
Niv	N	A _s	A _{adp}	A _s	A _{adp}	N	A _s	A _{adp}
1 ^{er} niv	1500	37.5	8HA16+HA16 =44.22	13.57	HA12	1800	45	8HA16+HA16 =44.22
2 ^{er} niv	900	22.5	8HA14+HA12 =28.16	13.75	HA12	1000	25	8HA14+HA12 =28.16
3 ^{er} niv- 9 ^{eme} niv	750	18.75	8HA12+HA12 =24.89	13.75	HA12	650	16.2	8HA12+HA12 =24.89

Voile W_{y1} : $L = 3.15m$ $Z_N = \frac{L}{10} = 35cm$ $S_t = 10cm$

		1 ^{ere} bande		2 ^{eme} bande	
Niv	N	A_s	A_{adp}	A_s	A_{adp}
1 ^{er} niv	1500	37.5	8HA16+HA16 =44.22	4.02	HA16
2 ^{eme} niv	1200	30	8HA14+HA14 =33.88	3.08	HA14
3 ^{eme} niv	800	20	8HA14+HA12 =28.16	2.26	HA12
4 ^{eme} niv- 9 ^{eme} niv	650	16.2	8HA12+HA12 =24.89	2.26	HA12

		3 ^{eme} bande		4 ^{eme} bande		
Niv	N	A_s	A_{adp}	N	A_s	A_{adp}
1 ^{er} niv	1500	37.5	HA16=40.21	1800	45	8HA16+HA16 =44.22
2 ^{eme} niv	1000	25	HA14=30.79	1200	30	8HA14+HA14 =33.88
3 ^{eme} niv	900	22.5	HA12=22.62	800	20	8HA14+HA12 =28.16
4 ^{eme} niv- 9 ^{eme} niv	900	22.5	HA12=22.62	650	16.2	8HA12+HA12 =24.89

Remarque : W_{y2} et W_{y3} ont le même ferrailage que W_{x3}

voile W_{y4} : $L = 4.20m$ $Z_N = \frac{L}{10} = 45cm$ $S_t(z.c) = 15cm$ $S_t(z.n) = 8cm$

		1 ^{ere} bande		2 ^{eme} bande			3 ^{eme} bande	
Niv	N	A_s	A_{adp}	N	A_s	A_{adp}	A_s	A_{adp}
1 ^{er} niv	2100	52.5	8HA20+HA20 +HA16=53.78	1500	37.5	HA20 =43.98	12.57	HA20
2 ^{eme} niv	1400	35	8HA16+HA16 +HA14=36.44	1150	28.75	HA16 =28.15	8.04	HA16
3 ^{eme} niv	1100	27.5	8HA14+HA14 +HA12=27.53	850	21.25	HA14 =21.55	6.16	HA14
4 ^{eme} niv- 9 ^{eme} niv	900	22.5	8HA12+HA12 =22.62	600	15	HA12 =15.83	4.52	HA12

		3 ^{eme} bande		4 ^{eme} bande		
Niv	N	A_s	A_{adp}	N	A_s	A_{adp}
1 ^{er} niv	1100	27.5	HA16=28.15	1700	42.5	8HA20+HA16 +HA16=49.25
2 ^{eme} niv	750	18.75	HA14=21.55	1400	35	8HA16+4HA14 +HA14=34.56
3 ^{eme} niv	600	16.5	HA12=15.83	850	21.25	8HA12+HA12 =22.62
4 ^{eme} niv- 9 ^{eme} niv	550	13.75	HA12=15.83	750	18.75	8HA12+HA12 =22.62

b) Armatures horizontales :

D'après RPA99 :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit : Globalement dans la section de voile 0,15%.

En zone courante 0,10%

$$A_{\min} = 0,15\% \cdot a \cdot L \quad (V.3)$$

On calcule le ferraillage pour une bande de 1 mètre (L = 1 m)

$$A_{\min} = 0,15\% \times a \times 1 \text{ m} = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte 5HA12 /ml=5.65cm² avec un espacement de 20cm

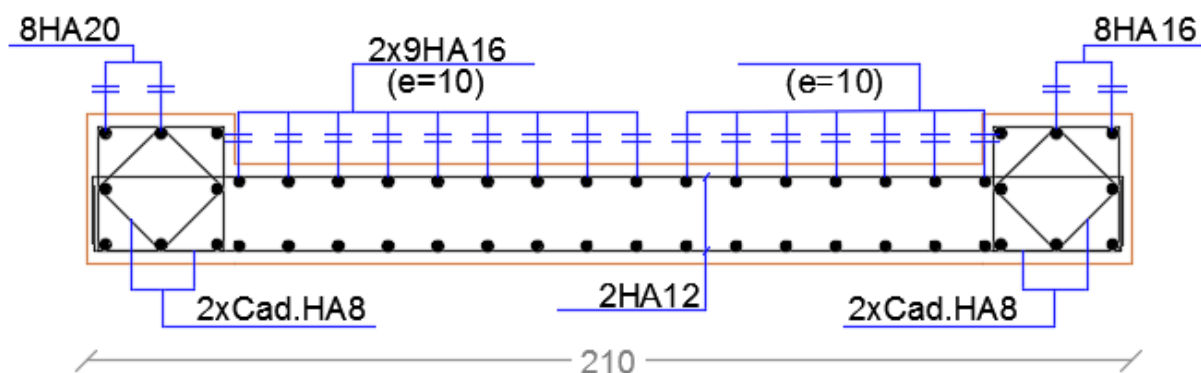


Figure V-8-Coupe de ferraillage d'un voile.

V-4-3-Vérification de compression du béton:

- Exemple:

Section du voile (100×15): $N_a = 1387.27 \text{ KN} = 1387.27 \cdot 10^3 \text{ N}$

$$f_{ba} = \frac{0.85 \times 27.5}{1.15} = 20.32 \text{ MPa}$$

$$\sigma_a = \frac{1387.27 \cdot 10^3}{1000 \times 150} = 9.24 \text{ MPa}$$

⇒ $\sigma_a < f_{ba}$ Vérifié

Remarque : La condition est vérifiée pour tous les voiles

V-5-Conclusion

Les éléments principaux (poutres, poteaux et voiles) jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés.

CHAPITRE VI

Etude de l'infrastructure

VI-Calcul des éléments de l'infrastructure :

VI-1-Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par des parties de l'ouvrage qui sont en contact directe avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas dessemelles reposant sur le sol au cas de radier général), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas de semelle sur pieux).

Le rapport de sol montre que la contrainte admissible de sol σ_{sol} est égale à 2 bars.

VI-2-Les Fondations :

VI-2-1-Choix de type de fondation :

Pour le choix du type de fondation on doit satisfaire les deux critères principaux :

- _ Assurer la stabilité de la structure.
- _ Adopter un choix économique.

VI-2-2-Semelle isolée :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal Nu qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \cdot B \geq \frac{Nu}{\bar{\sigma}} \quad (VI.1)$$

- Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = k = 1$$

$$B \geq \sqrt{\frac{Nu}{\bar{\sigma}}}$$

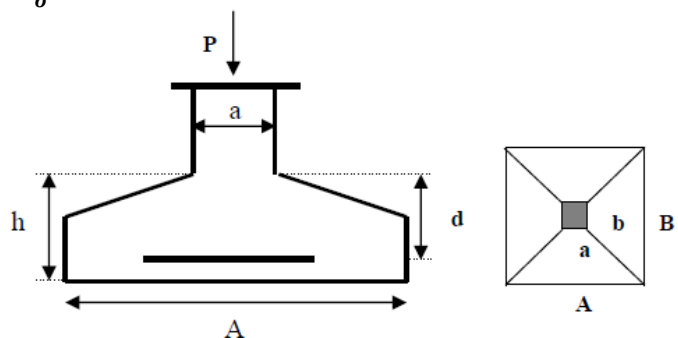


Figure VI-1-Section d'une semelle isolée.

On a:

$$Nu=1600 \text{ KN} \quad \bar{\sigma}=2 \text{ bars} = 200\text{KN/m}^2 \quad \rightarrow \quad B=2.82 \text{ m}$$

Remarque :

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable.

VI-2-3-Vérification des semelles filantes :

Nous allons faire le calcul de la semelle sous un portique formé de poteaux comme suit :

$$\overline{\sigma}_{\text{sol}} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \gg B \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{\text{sol}} \times L} \quad (\text{VI.2})$$

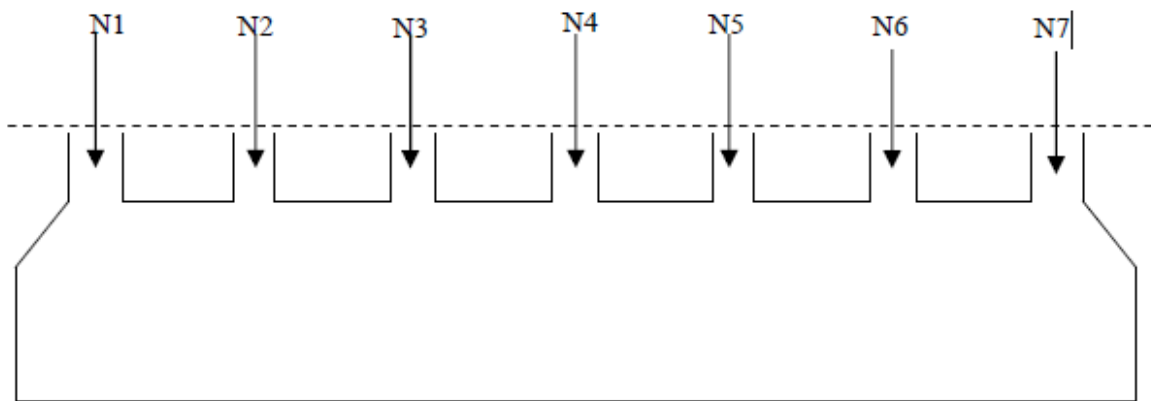


Figure VI-2-Section d'une semelle filante.

Avec :

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

$$N = N1 + N2 + N3 + N4 + N5 + N6 = 8044.4 \text{ KN}$$

Le Portique le plus sollicité

$$B \geq \frac{8044.4}{200 \times 22.5} = 1.82 \text{ m}$$

Remarque

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles, donc se choix ne convient pas.

VI-2-4-Vérification du radier général

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

-Un mauvais sol (présence d'eau dans le sol).

-Charges transmises au sol sont importantes.

-Les poteaux rapprochés (petites trames).

On opte pour un radier nervuré afin d'augmenter sa rigidité.

- **Prédimensionnement**

Détermination de l'épaisseur du radier :

$$e_r \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{450}{10} = 45cm$$

$$e_r \geq 45cm \quad \text{On opte pour } e_r = 50cm$$

- **Vérification au poinçonnement**

Il faut vérifier que :

$$N_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad (VI.3)$$

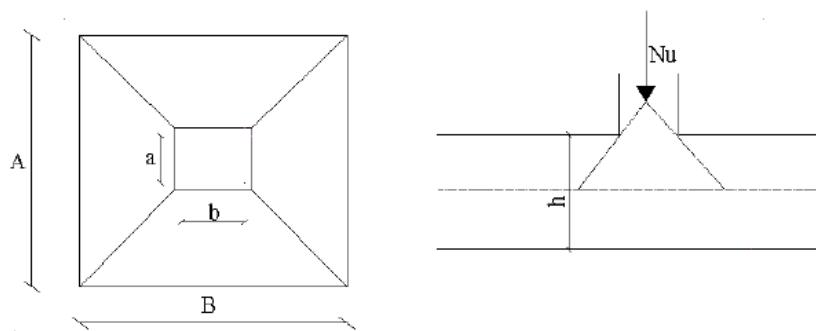


Figure VI-3-Vérification au poinçonnement.

N_u : L'effort normal sur le poteau le plus sollicité.

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2(A + B) \quad (VI.4)$$

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases} \rightarrow \begin{cases} A = 40 + 50 \\ B = 40 + 50 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} A = 90cm \\ B = 90cm \end{cases}$$

Après le calcul on trouve $U_c = 3.6m$ ce qui donne :

$$N_u = 1600KN \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow$$

$$N_u = 1600KN \leq 0.045 \times 3600 \times 500 \times \frac{25}{1.5} = 1620KN \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Méthode de calcul :

Le radier est calculé par la méthode des éléments finis, qui est programme dans le logiciel de calcul « ETABS »

Le ferrailage se fait en flexion simple, par une bande de 1m.

SENS XX

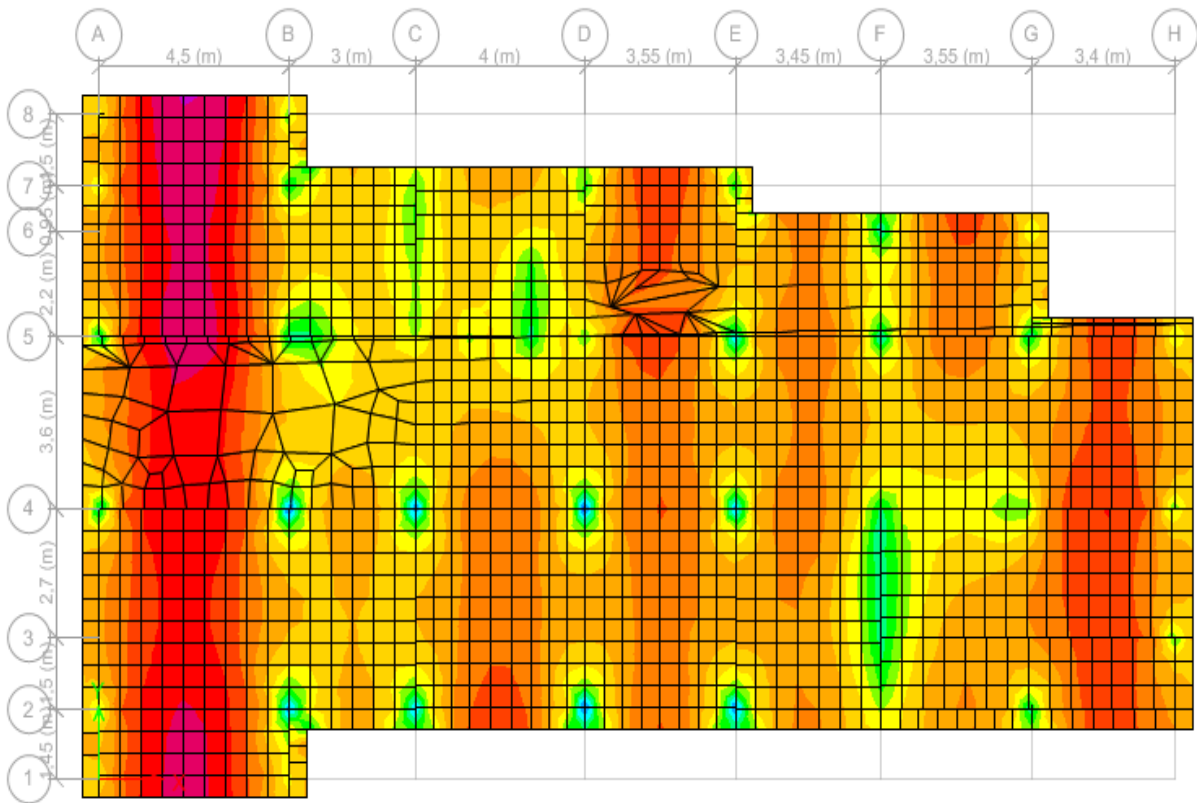


Figure VI-4-Les moments sens XX.

Tableau de ferrailage :

Tableau VI-1-Les résultats de ferrailage XX.

travée		M(KN.m)	A_s calc(cm ²)	A_s adop(cm ²)	Armatures	ts(cm)
A-B	travée	220.1	25.8	25.48	HA16+HA14	15
	appuis	181.23	21.1	21.99	HA16+HA12	15
B-G	travée	110	12.5	14.07	HA16	15
	appuis	205.13	24	25.48	HA16+HA14	15
A-B	travée	137.1	15.7	19.57	HA16+HA10	15
	appuis	298	35.6	36.06	HA16+HA20	15

SENS YY

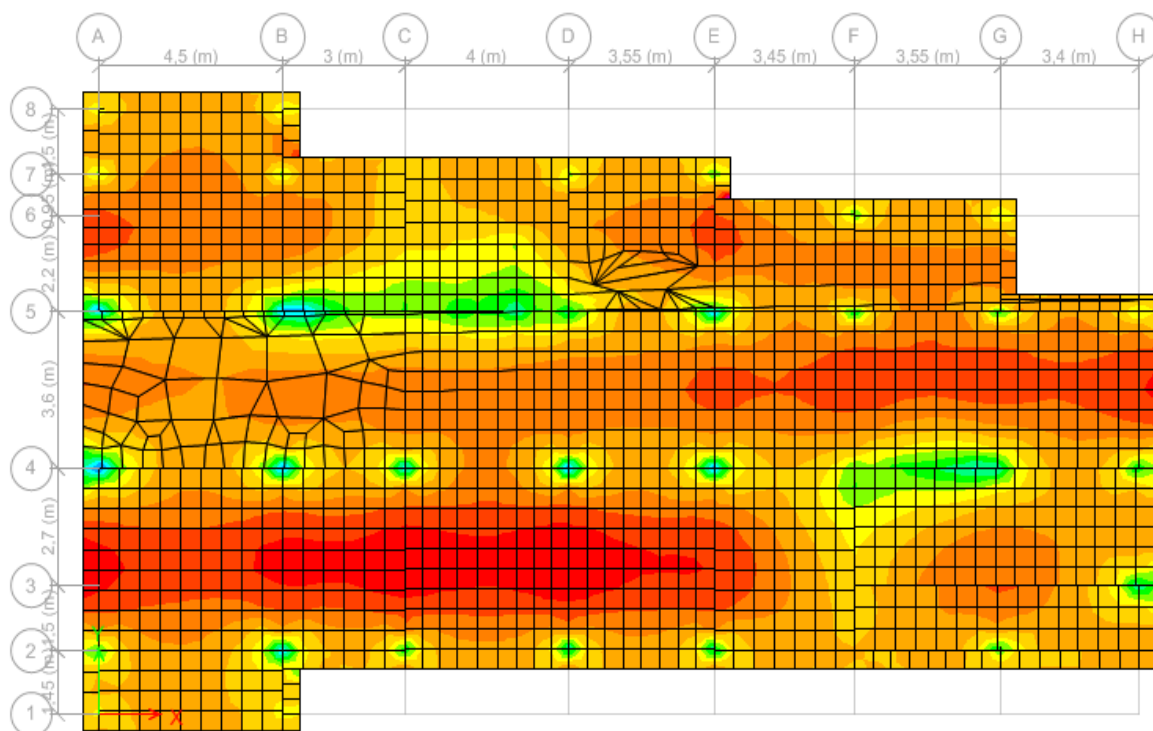


Figure VI-5-Les moments sens YY.

Tableau de ferrailage :

Tableau VI-2-Les résultats de ferrailage YY.

travée		M(KN.m)	A_s calc(cm ²)	A_s adop(cm ²)	Armatures	ts(cm)
2-4	travée	187.43	21.8	21.99	HA16+HA12	15
	appuis	292	34.8	36.06	HA16+HA20	15
autres	travée	124.4	14.2	14.07	HA16	15
	appuis	284	33.8	36.06	HA16+HA20	15

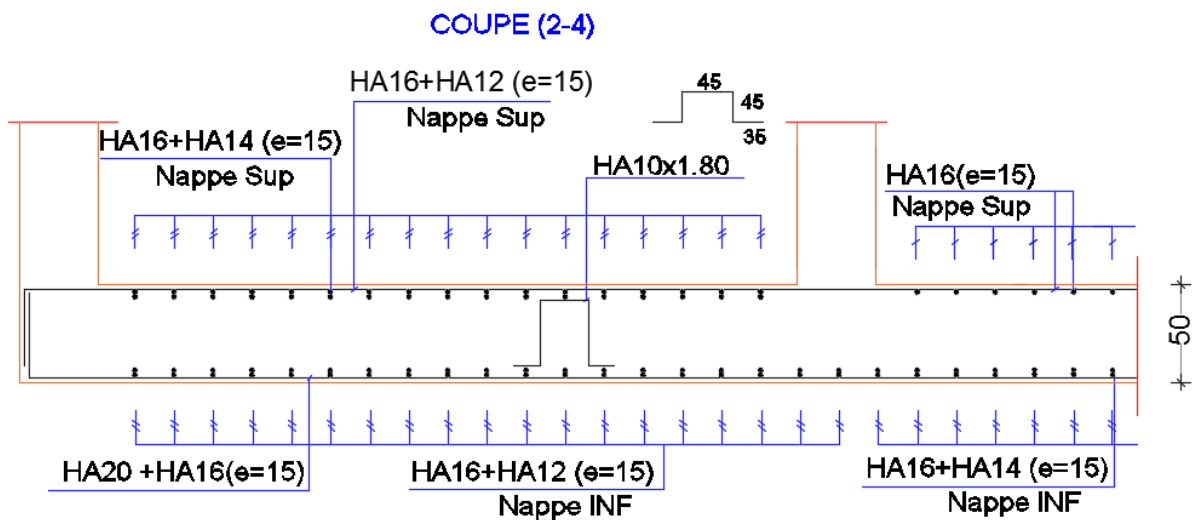


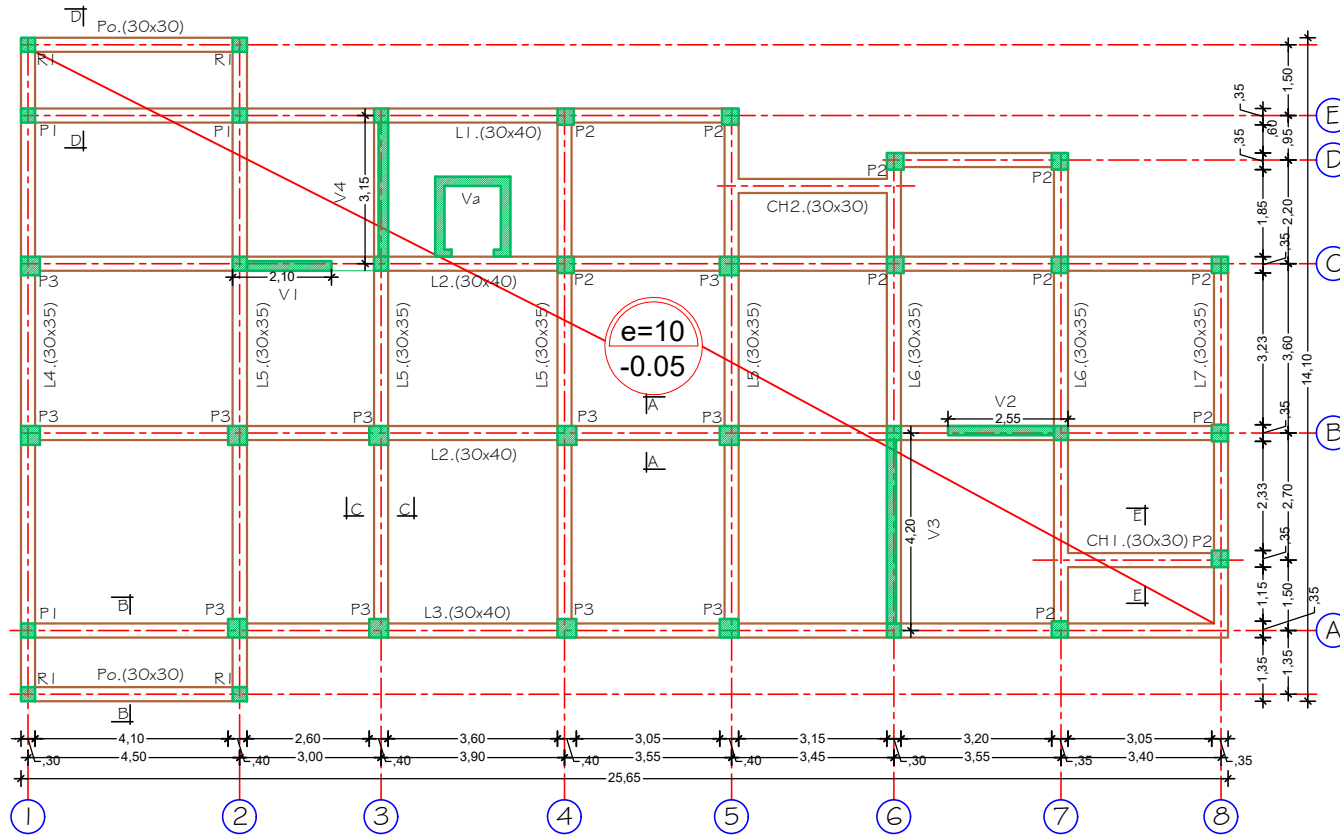
Figure VI-6-Coupe de ferrailage d'un radier.

Par suite les résultats détaillés obtenus dans cette étude génie civil qui respectent les normes, les documents techniques dotés des recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure. Et qui se marche conformément avec les buts de notre domaine (la sécurité pour assurer la stabilité et la durabilité de l'ouvrage, l'économie qui sert à diminuer les coûts du projet, le confort et l'esthétique) On peut dire que :

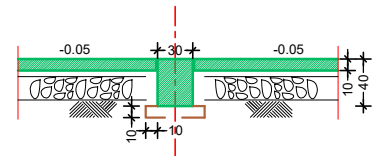
Notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différents types des sollicitations et actions notamment le séisme après un ferrailage correcte qui assure une rigidité suffisante vis-à-vis de l'effet sismique.

Plans de coffrage

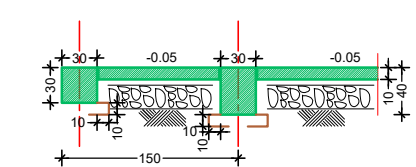
-- VUE EN PLAN RDC (NIV.-0.05) --



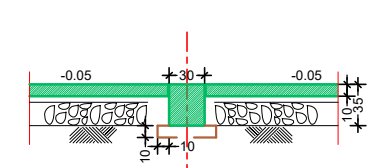
-- COUPE A.A --



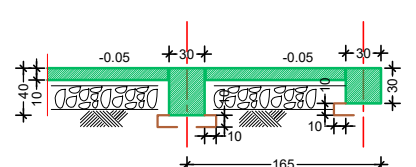
-- COUPE B.B --



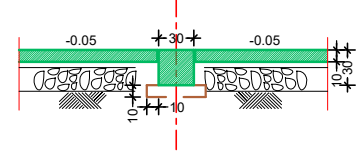
-- COUPE C.C --



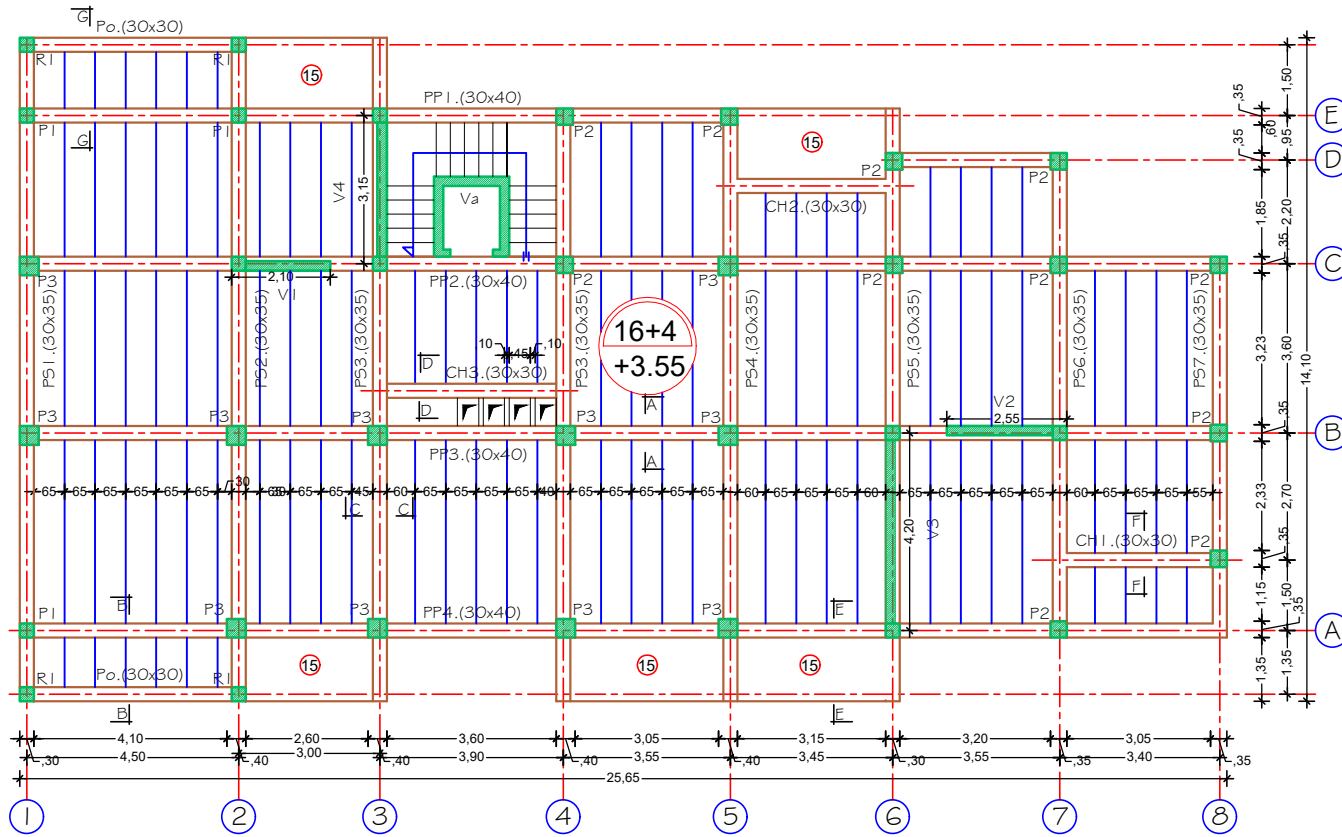
-- COUPE D.D --



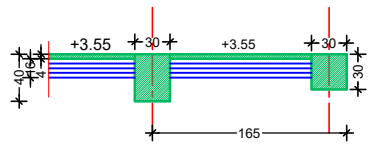
-- COUPE E.E --



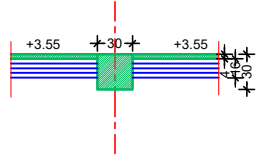
-- VUE EN PLAN (NIV.+3.55) --



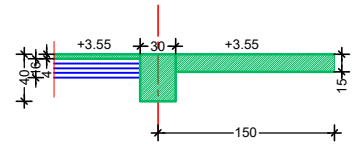
-- COUPE C.C --



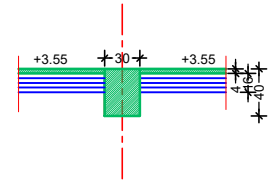
-- COUPE F.F --



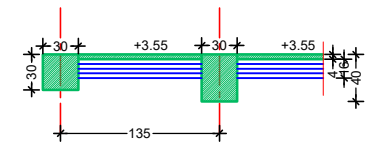
-- COUPE E.E --



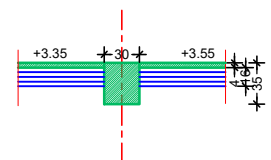
-- COUPE A.A --



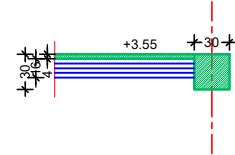
-- COUPE B.B --



-- COUPE C.C --



-- COUPE D.D --



Bibliographie

- ✓ Le RPA 99 révisée 2003(Règlement Parasismique Algérien).
- ✓ Le BAEL 91/mod99 (Béton Armé Aux Etats Limites).
- ✓ DTR-BC2.2 (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges).
- ✓ DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).
- ✓ Anciens mémoires de fin d'étude.

Outils informatiques

- Logiciel ETABS
- Logiciel ROBOT STRUCTURAL
- Logiciel ROBOT EXPERT
- Logiciel AUTOCAD
- Logiciel EXCEL