

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed khi der –Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie civil et d'Hydraulique
Référence /2022



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم والتكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية والري
المرجع 2022/....

Mémoire de Master

2^{ème} Année

Structure

Thème

**Etude d'un bâtiment(R+9) à usage d'habitation à
contreventement en béton arme (portique+voile)**

Implanté à Biskra

Nom et Prénom de L'étudiante :

TAYAR MOSTAFA

Encadreur :

Dr. ABDELHAK MABROUKI

Promotion : Juin 2022

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



Résume :

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'Habitation (R+09), implanté à la wilaya de BISKRA. Cette région est classée en zone de faible sismicité (Zone I) selon le RPA99 version 2003. En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et CBA99, B.A.E.L91 modifié 99 , RNV99). Dans ce travail on a étudié la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure, la descente des charges, et le calcul des éléments principaux et secondaires (poutrelles, escaliers, balcon, et plancher, ...) et enfin une étude dynamique de la structure en utilisant un logiciel en élément finis. On terminera le travail avec une conclusion générale.

المخلص :

هذا المشروع يتمثل في دراسة موجهة للاستعمال السكني مكونة من (تسعة طوابق + طابق الأرضي) والتي تم إنشاؤها في مدينة بسكرة المصنفة ضمن المناطق ضعيفة الزلازل حسب النظام الجزائري RPA99 V 2003 في هذه المذكرة استعملنا القوانين التالية : (RNV 99 , BAEL 91 ,RPA 99 V 2003).

في هذا العمل قمنا بدراسة عامة للمشروع مع التعريف بخصائص المواد المستعملة , بعدها قمنا بحساب أبعاد عناصر البناية ثم قمنا بعملية تحديد الحملات المطبقة على البناية بالإضافة إلى الحساب العناصر الأساسية والثانوية للبناية.

كما تطرقنا إلى دراسة زلزالية باستعمال برنامج اوتوداسك روبوت , وستنهي العمل بخاتمة عامة .

Remerciement

D'abord je tiens à remercier ALLAH de nous avoir gardés en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude. Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études.

*Au terme de notre travail, nous tenons à remercier très sincèrement notre encadreur **ABDELHAK MABROUKI** pour tous les conseils, supports et l'aide qu'il nous ont apporté, afin de mener à bien ce travail dans les délais impartis.*

Nous remercions aussi tous les enseignants du département (génie civil) et particulièrement CHEF du département **ABED SALAM**

Je tenais à exprimer particulièrement mes vifs remerciements à tous ceux qui ont apporté leur aide et soutien notamment

Nous remercions également le Président et les membres du Jury qui nous ont fait l'honneur d'accepter de juger notre mémoire.

Enfin, nos remerciements à tous nos amis, nos collègues qui nous ont soutenu et encouragé pour la réalisation de cet humble mémoire.

Dédicaces

AU NOM D'ALLAH, LE TOUT MISÉRICORDIEUX, LE Très
MISÉRICORDIEUX

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

Je dédie ce mémoire :

A mes très chers parents

A ma mère et mon père que Dieu le Tout Puissant le garde en bonne santé.

A mes chers frères

*Mohamed, Zouhir,
et Mohamed lamin (ha moud).*

A mes très chères soeurs

Fatima, Zahra

A ma grande

famille *Oncles, tantes,
cousins, cousines. A tous
mes chers amis (es)*

En particulier El Hacene, Rachid , Nesrine

Et à tous ceux qui me sont chère.

A toute la promotion Génie Civil 2022/2021

MoStafa.

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et choix des matériaux structuraux

1. Introduction.....	1
2. Présentation de l'ouvrage.....	2
3. caractéristiques géométriques du bâtiment.....	2
4. règlement de référence	5
Choix des matériaux.....	10

Chapitre II: Pré-dimensionnement et descente des charges verticales

II.1 Pré-dimensionnement

1. Introduction.....	13
2. Pré dimensionnement des éléments principaux :	
2.1 pré-dimensionnement des poutres.....	13
- Poutre transversale (principale).....	13
- Poutre longitudinales (secondaire).....	13
2.2 Pré dimensionnement des poteaux.....	14
2.3 Pré dimensionnement des voiles.....	14
3. Pré dimensionnement des éléments secondaires :	
3.1 Pré dimensionnement des planches et dalle plan.....	15
3.2 Les escaliers.....	18
3.3 Balcon.....	17
3.4 L'acrotère.....	19

II.2 Descente des charges verticales

1. introduction.....	20
2. Rôle de descente de charge.....	20
3. Loi De Dégression.....	20
4. évaluation des charges et surcharges.....	20
4.1 Plancher terrasse.....	20
4.2 Plancher étage courant.....	21
4.3 Balcon.....	22
4.4 Murs extérieurs en maçonnerie.....	23
4.5 L'escalier.....	26
5.1. Descente de charge sur le poteau (poteau centrale).....	29

Chapitre III: Éléments secondaires

IV.1. INTRODUCTION.....	36
-------------------------	----

III.2 ACROTERE

1. Introduction.....	36
2. Mode de travaille.....	36
3. Vérification de l'effort due au séisme.....	34
4. Les sollicitations.....	39
5. Calcul de ferrailage.....	39
6. vérification.....	41

III.3 balcon

1. introduction.....	61
2. Détermination les sollicitations.....	62
2.1 Détermination les combinaisons d'action.....	63
3. calcul du ferrailage.....	63
4. Vérification de la flèche.....	64

III.4 L'ESCALIER

1. Introduction.....	43
2. Composition d'un escalier	43
3. Combinaisons des charges.....	44
4. Détermination des sollicitations	45
5. Calcul des armatures	47
5.1 Armatures longitudinales.....	47
5.2 Vérification de l'effort tranchant.....	48
5.3 Espacement entre les armatures.....	49
6. Vérification de la flèche.....	49
6.1. Calcul de la flèche.....	50
7. Calcul de la poutre palière.....	53
7.1 Dimensionnement.....	53
7.2 Méthode de calcul.....	53
7.3 Évaluation des charges.....	53
7.4 Calcul de la poutre à la flexion.....	54
7.5 Calcul de la poutre à la torsion.....	56
7.6 Section minimal des armatures.....	57
7.7 Les armatures totales.....	58

III.5 Etudes des planchers

I. Planchers à corps creux

1. Introduction.....	66
2. Fonctions nécessaires de plancher.....	66

3. Conception des planchers.....	66
4. Calcul des planchers.....	67
5. Les type des planchers.....	69
6. Calcul des sollicitation.....	70
7. Calcul du ferrailage.....	88

Chapitre IV: étude sismique

IV.1. Etude sismique

1. INTRODUCTION.....	91
2. Méthode de calcul RPA99.....	91
3. Présentation du logiciel.....	92
4. Évaluation des efforts sismiques.....	93
5. Nombre de modes à considérer.....	94
6. Analyse de la structure.....	95
7. Distribution des Forces Sismiques.....	102
9. Vérification des déplacements.....	105
10. Vérification VIS-A-VIS De L'EFFET P- Δ	107
11. Vérification au Renversement.....	108
12. Caractéristiques Géométriques et Massique de la Structure.....	110
13. conclusion.....	112

V. Ferrailage des éléments porteurs principaux

1. Introduction.....	118
2. Les combinaisons d'actions.....	118
3. Ferrailage des éléments porteurs.....	120
3.1. Ferrailage des poteaux.....	130
3.2. Ferrailage des poutres.....	135
4. Ferrailage Des Voiles.....	140

VI. Etude l'infrastructure

1. Introduction.....	150
2. Etude des fondations.....	150
3. Calcul le Radier.....	152
4. Vérifications de radier.....	160
5. Ferrailage du radier.....	167

Conclusion générale.....	172
--------------------------	-----

Biographique.....	173
-------------------	-----

Annexe- Analyse statique de la structure principale avec Robot

Liste des symboles

La signification des notations est la suivante :

E : Séisme

G : Charges permanentes

Q : Action variables quelconque.

S : Action dues à la neige.

W : Action dues au vent.

As : Aire d'un acier.

B : Aire d'une section de béton.

E : Module d'élasticité longitudinal.

E_b : Module de déformation longitudinale du béton.

E_i : Module de déformation instantanée.

E_n : Module de déformation sous fluage.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_v : Module de déformation différée (E_{vj} pour un chargement appliqué à l'âge de j jours).

F : Force ou action en général.

I : Moment d'inertie.

L : Longueur ou portée.

M : Moment en général.

M_g : Moment fléchissant développé par les charges permanente.

M_q : Moment fléchissant développé par les charges ou actions variable.

N : force de compression en général.

a : Une dimension (en générale longitudinal).

b : Une dimension (largeur d'une section).

b₀ : Epaisseur brute de l'âme de la poutre.

d : Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.

d : Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée.

e : Excentricité d'une résultante ou effort par rapport au centre de gravité de la section comptée positivement vers les compressions.

f : Flèche.

f_e : Limite d'élasticité.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton a l'âge j jours.

F_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton a l'âge j jours.

F_{c28} et f_{t28} : Grandeurs précédentes avec $j=28j$.

g : Densité des charges permanentes.

h_0 : Epaisseur d'une membrure de béton.

h : Hauteur totale d'une section.

i : Rayon de giration d'une section de B A.

j : Nombre de jours.

l_f : Longueur de flambement.

n : Coefficient d'équivalence acier-béton ;

p : Action unitaire de la pesanteur.

q : Charge variable.

S_t : Espacement des armatures transversales.

x : Coordonnée en général, abscisse en particulier.

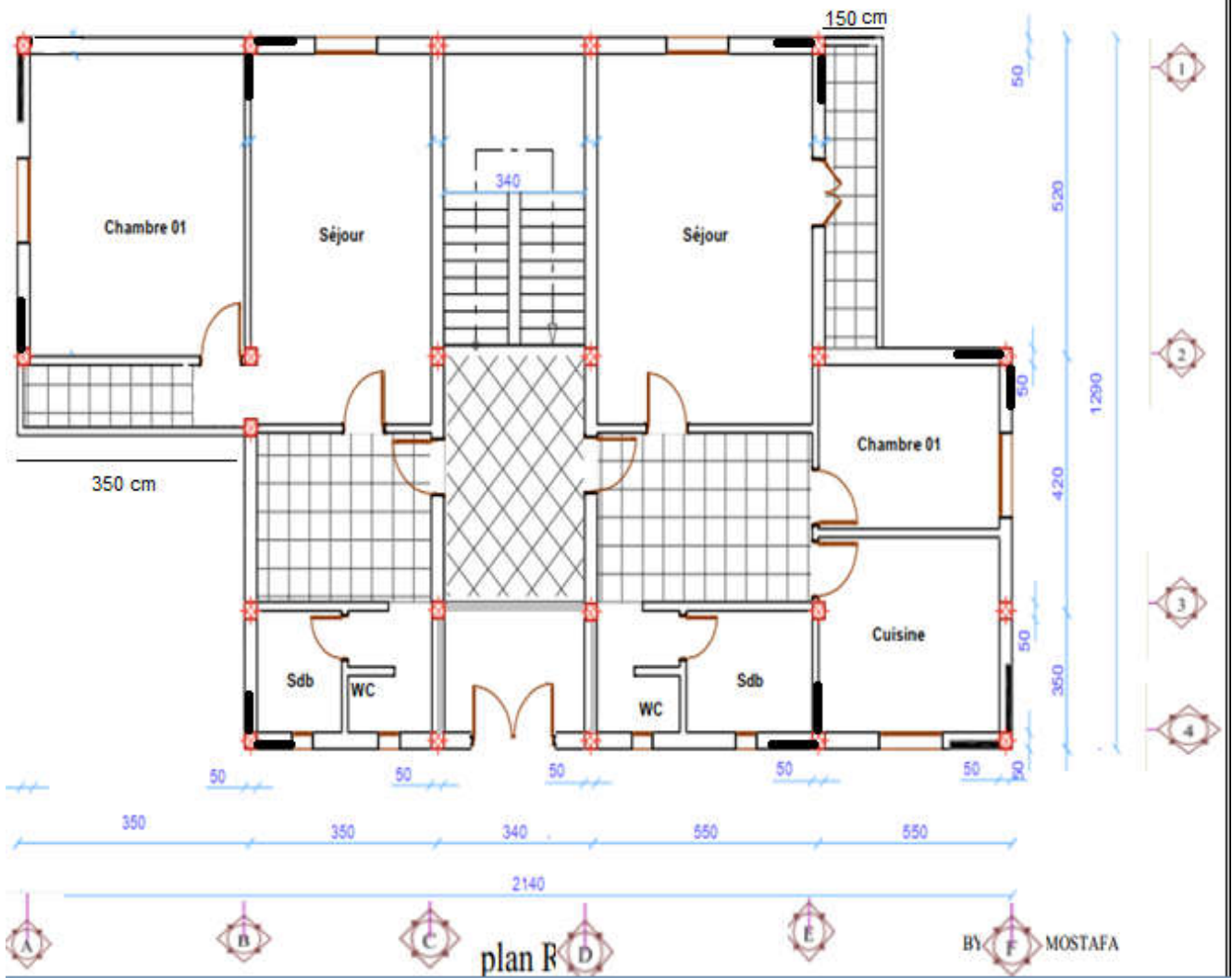
D : profondeur d'encastrement de la fondation.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

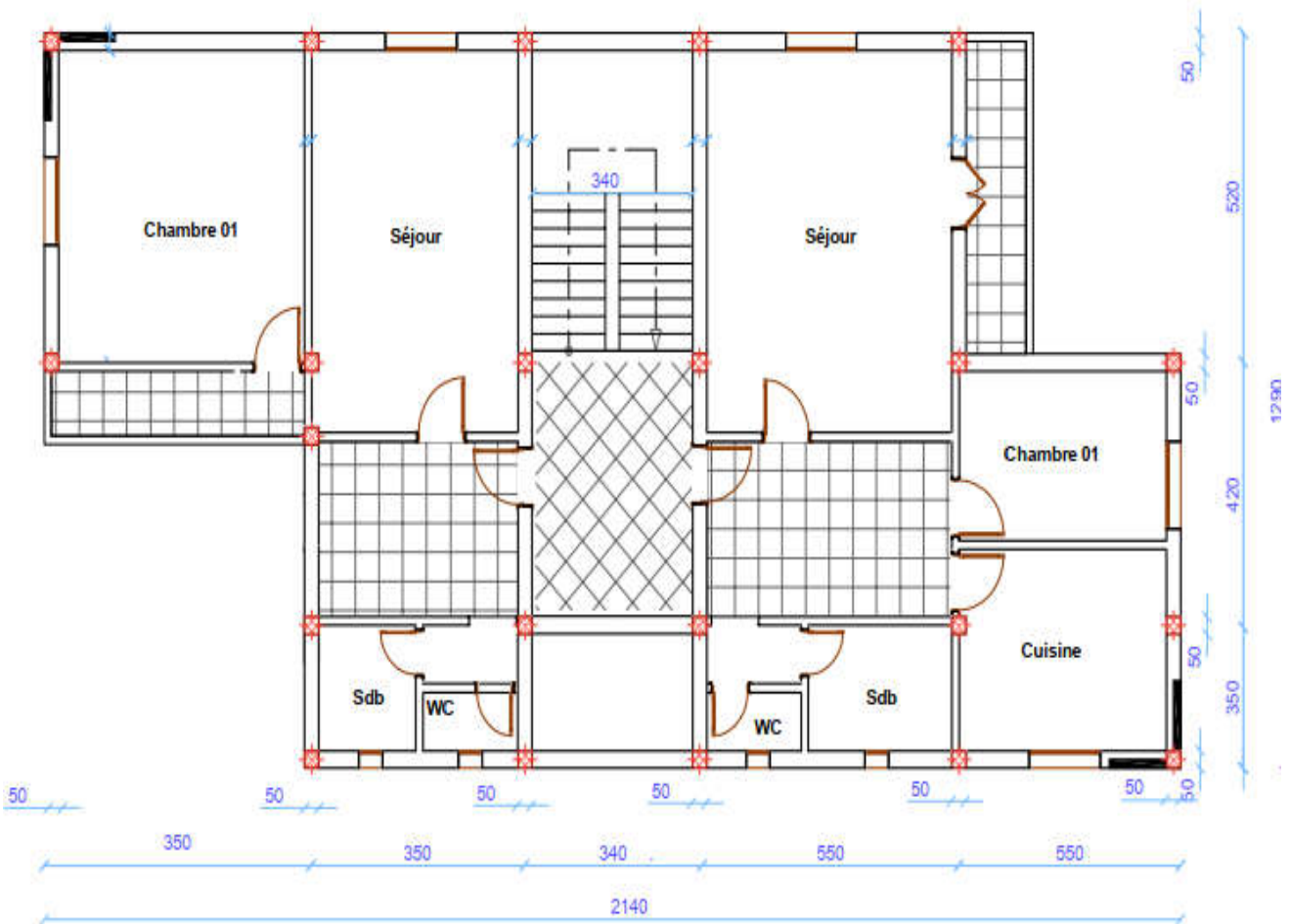
C : Cohésion du sol.

γ : poids volumique.

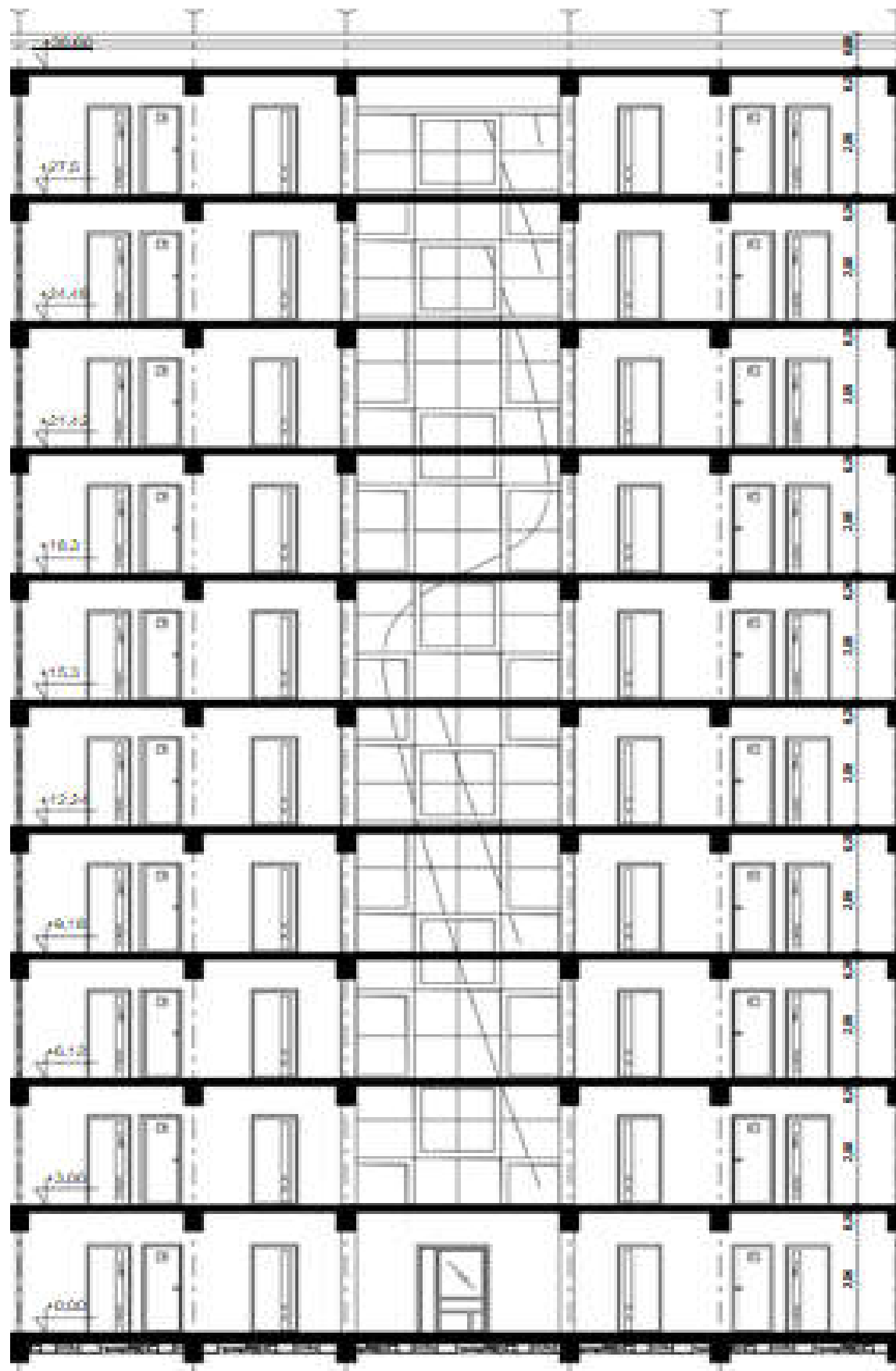
Comb (com) : combinaisons.



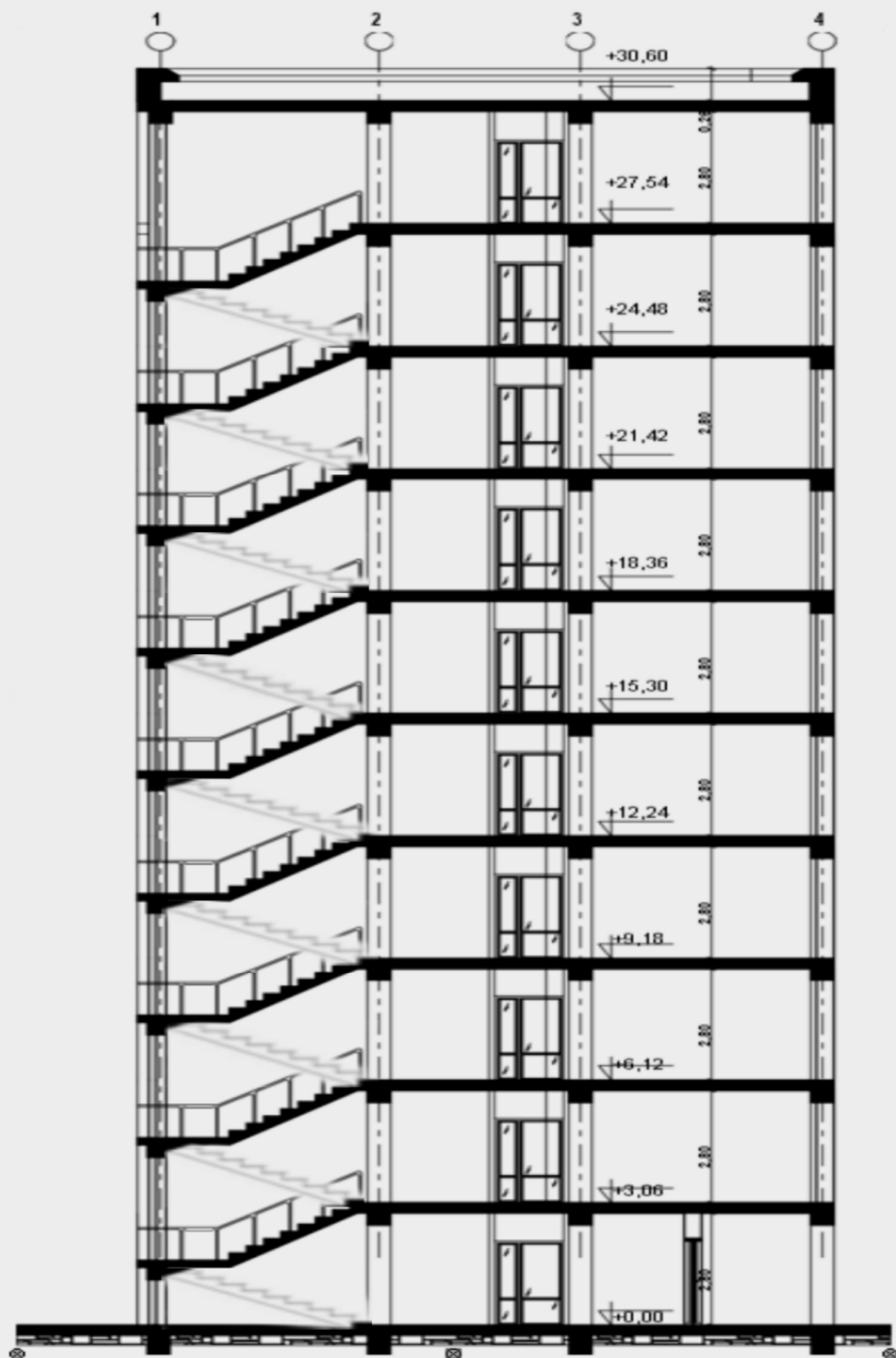
Plan RDC



Plan Etage



Coupe A-A Ech 1/100



Coupe B-B Ech 1/100

Introduction générale

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.

La concentration des populations dans les villes est l'un des facteurs majeurs, qui obligent l'homme à opter pour ce genre de construction.

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.

CHAPITRE I



GÉNÉRALITÉ

1. Introduction :

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) 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 se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99 modifié en 2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

2. Implantation de l'ouvrage :

Nous sommes chargés d'étudier un bloc R+9 en béton, ce projet se situe à l' Est de la ville de BISKRA.

3. Présentation du bâtiment :

Nous sommes chargés d'étudier un bloc R+9 en béton armé composé :

- Les neuf étages à usage d'habitation avec un logement par niveau de type F2.
La configuration du bâtiment présente une régularité en plan et en élévation.

D'après la classification des RPA99 version 2003 :

- Le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (groupe d'usage 2) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.
- Le bâtiment est implanté dans une zone de faible sismicité (zone I).
- Le site est considéré comme ferme.

Description architecturale :

Longueur en plan..... $L_x = 21.4$ m.

Largeur en plan..... $L_y = 12.9$ m.

Hauteur totale du bâtiment. $H = 30,60$ m.

Hauteur totale du bâtiment + l'acrotère..... Ht =31.2 m.

Hauteur du RDC..... $h_{rdc}=03,06m$.

Hauteur des étages courants. $h = 03,06m$

4. Caractéristiques géotechniques du sol :

Le rapport de sol relatif au terrain, indique que les sols en place sont de composition alluvionnaire, présentés par des marnes sableuse, des sables, des grés et des calcaire rencontrés dans un contexte très hétérogène.

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 1.5 bars.

La profondeur d'ancrage de 1m dans le sol naturelle, en tenant compte en plus de entre sol projeté.

Le sol est classé en catégorie (ferme) selon sa nature géotechnique ;

L'angle de frottement φ est de 28.96° , une cohésion C_{cd} de 0.01 bars, une densité humide γ_h de 22.12KN/m³

5. Conception de la structure

- **Ossature de l'ouvrage :**

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques-voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

- **Plancher :**

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

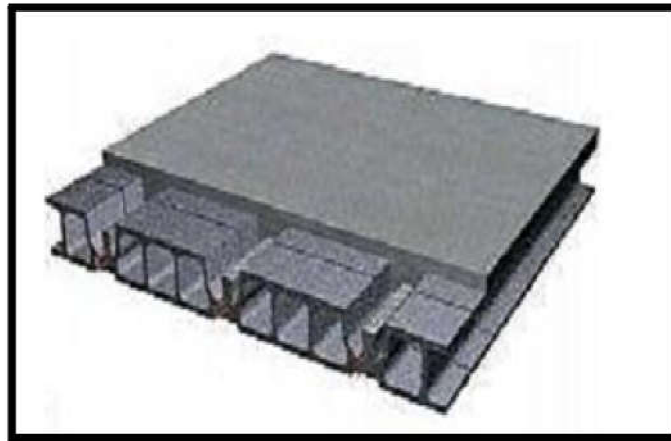


Figure 1: Plancher à corps creux.

a. Planchers dalle pleine :

Pour certaines zones, on opte pour des dalles pleines à cause de leurs formes irrégulières et ceci dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.

b. Escalier :

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers inter étage.

Dans notre structure, on a un seul type d'escalier :

- Escalier à palier et paillasse.

c. Maçonnerie :

On distingue :

- Mur extérieur (double paroi).

- Mur intérieur (simple paroi).

La maçonnerie la plus utilisée en Algérie est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs

d. Murs extérieurs :

Le remplissage des façades est en maçonnerie elles sont composées d'une double cloison en briques creuses a 8 trous de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

Cloison de séparation de 10 cm.

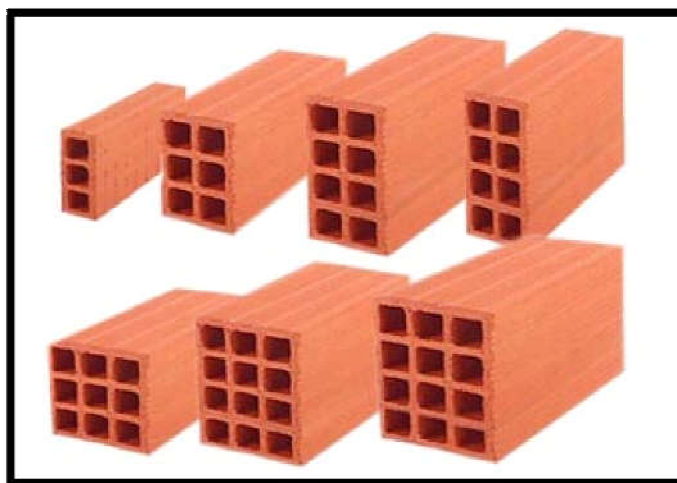


Figure 2: Brique creuse

e. Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

f. Acrotères :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60cm et 100cm et de 10cm d'épaisseur.

g. Gaine d'ascenseurs :

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages.

6. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

- Règlements utilisés :

On utilise pour le calcul de ce projet les règlements suivants :

1. Caractères des matériaux (NF EN 197-1/2000) et (NF EN 196-1) ;
2. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL91 révisées 99) ;
3. Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93) ;
4. Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/V2003) ;
5. Charges permanentes et charges d'exploitations (DTR-BC.2.2) .

Le Béton :

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression.

On appelle béton un matériau constitué par un mélange de :

Les matériaux composant le béton :

a. Ciment :

Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

b. Granulats :

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles :

• Sables :

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre, mais doit avoir d'avantage de gros grains que de petits.

• Gravier :

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30 mm.

Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

Résistances mécaniques du béton :

a. Résistance à la compression :

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

Pour un dosage courant de 350 Kg/m^3 de ciment CPA325, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$).

❖ Pour des résistances $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$ ($28 \text{ jours} < j < 60 \text{ jours}$) :

$$F_{cj} = \frac{J}{4.76+0.83} F_{c28}$$

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

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4+0,95j} f_{c28}$$

$$f_{cj} = 1,10 f_{c28} \dots\dots\dots \text{si } j > 28 \text{ jours.}$$

b. Résistance à la traction :

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

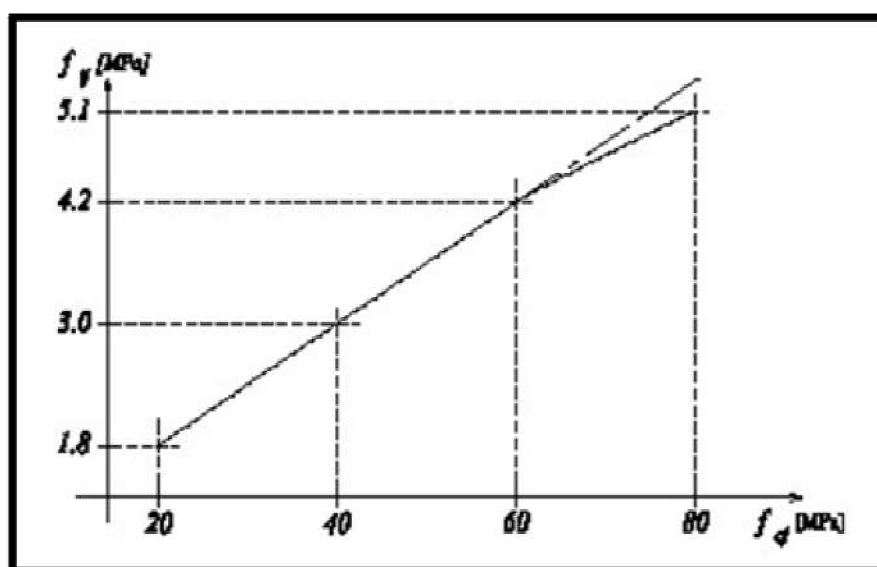


Figure 3 : Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}

Contrainte limite :

a. État limite ultime (ELU) :

• **Contrainte ultime du béton :**

En compression avec flexion (ou induite par la flexion), le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit parabole rectangle.

✓ Les déformations du béton sont :

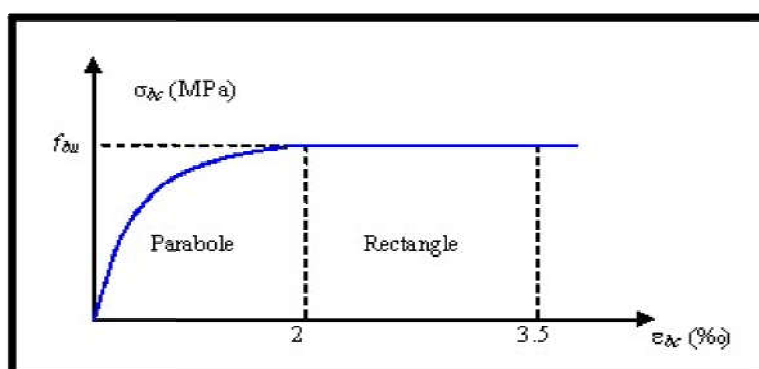


Figure 4 : Diagramme parabole rectangle des Contraintes déformations du béton.

Figure 4 : Diagramme parabole rectangle des Contraintes déformations du béton.

f_{bc} : Contrainte ultime du béton en compression $f_{bc} = \frac{0.85f_{cj}}{\theta \gamma_b}$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton, il vaut 1.5 pour les combinaisons normales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.

θ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à :

- ✓ 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h.
- ✓ 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

b. Etat limite de service (ELS):

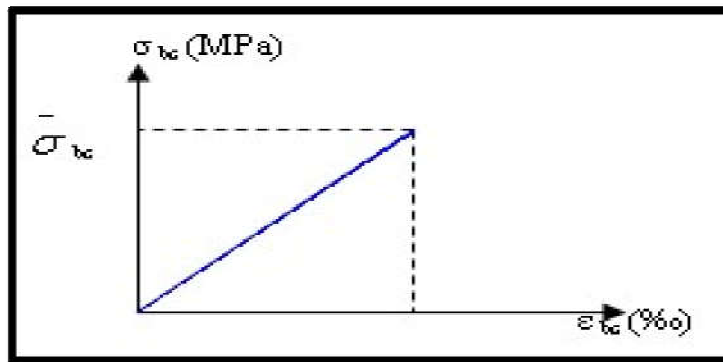


Figure 5: Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS.

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

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma} \quad \text{avec : } \bar{\sigma} = 0.6 f_{c28}, \text{ donc } \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

✓ Module de déformation longitudinal :

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

$$E_{vj} = 3\,700 (f_{cj}^{1/3}) \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.}$$

$$E_{vj} = 4\,400 (f_{cj}^{1/3}) \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa, sans fumée de silice.}$$

$$E_{vj} = 6\,100 (f_{cj}) \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa, avec fumée de silice.}$$

✓ Coefficients de poisson :

Le coefficient de poisson sera pris égal à :

- $\gamma = 0$ pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU).
- $\gamma = 0,2$ pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS).

L'acier :

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, leur rôle est de résister les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

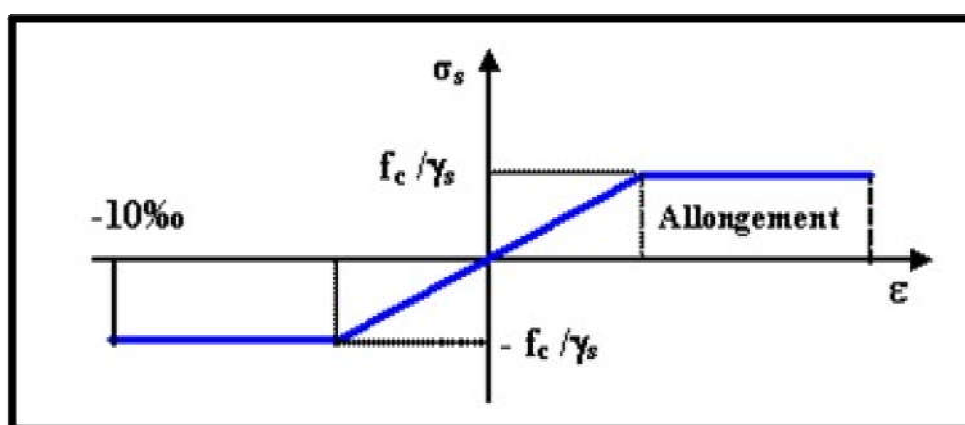


Figure 6: diagramme contrainte-déformation d'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1$ cas de situations accidentelles

$\gamma_s = 1.15$ cas de situations durable ou transitoire.

7. Les hypothèses de calcul :

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- ✓ La résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28} = 25$ Mpa.
- ✓ La résistance du béton à la traction est : $f_{t28} = 2.1$ Mpa.
- ✓ Le module d'élasticité différée de béton est : $E_{vj} = 10818.865$ Mpa.
- ✓ Le module d'élasticité instantané de béton est : $E_{ij} = 32456.595$ Mpa.
- ✓ Pour les armatures de l'acier :
 - Longitudinales : on a choisi le : « fe.E.400 » H.A $f_e = 400$ MPa
 - Transversales : on a choisi le : « fe.E.235 » R.L
 - Treillis soudés (de la dalle de compression) :
 - « fe.E.500 » H.A $f_e = 500$ MPa

CHAPITRE II



*PRÉ-DIMENSIONNEMENT
ET DESCENTE DES
CHARGES*

II. PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

1. INTRODUCTION:

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du **RPA99V2003** et du **BAEL**. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

2. PRE-DIMENSIONNEMENT DES POUTRES

• Les poutres principales (sens longitudinal):

➤ Condition de portée (BAEL)

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

Avec L_{max} : La longueur maximal de portée

$$L_{max} = 550 \text{ cm}$$

$$h = (36.66 \div 55) \text{ cm}$$

On prend : $h = 50 \text{ cm}$

$$b = (0,3 ; 0,5) h = (15 ; 25).$$

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

➤ Vérification aux conditions du RPA 99

$$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{c.v})$$

$$h = 50 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{c.v})$$

$$\frac{h}{b} = \frac{50}{30} = 1.5 < 4 \dots\dots\dots (\text{c.v})$$

$$b_{Max} \leq 1,5 h + b_1 \Rightarrow b_{Max} = 30 \text{ cm}.$$

$$1,5 h + b_1 = 1.5 \times 30 + 50 = 95 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} < 95 \text{ cm} \text{ ----- C.V}$$

Donc les conditions de RPA sont vérifiées, on prend une section de la poutre principale égale à $(30 \times 50) \text{ cm}^2$.

Les poutres secondaires (sens transversal)➤ **Condition de portée (BAEL)**

$$L_{\max} = 520 \text{ cm}$$

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

$$L_{\max} = 520 \text{ cm}$$

$$h = (1/15 ; 1/10) 520 = (34.66 ; 52) \text{ cm.}$$

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

$$b = (0,3 ; 0,5) h = (0,3 ; 0,5) 45 = (13.5 ; 22.5)$$

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

➤ **Vérification aux conditions du RPA 99V2003**

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} \text{----- C.V.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 45 \text{ cm} \text{----- C.V.}$$

$$\frac{h}{b} < 4 \Rightarrow 45/30 = 1.5 < 4,0 \text{----- C.V.}$$

$$b_{\max} \leq 1,5 h + b_1 \Rightarrow b_{\max} = 50 \text{ cm.}$$

$1,5 h + b_1 = 1.5 \times 50 + 50 = 97.5 \text{ cm} \Rightarrow 50 \text{ cm} < 97.5 \text{ cm}$ ----- Les conditions de RPA sont vérifiées, on prend une poutre secondaire de section $(30 \times 45) \text{ cm}^2$

3. PRE-DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX

Les poteaux sont des éléments, leurs fonctions principales et de reprendre les efforts dus aux charges et surcharges ramenées par les poutres est ensuite les transmettre aux fondations.

Selon les règles (BAEL) on a :

$$L_f = 0.7 l_0$$

$$\lambda = 3.46 l_x / b$$

$$L_f = 0.7(306) = 214.2$$

$$\lambda_x = 3.46 l_f / b \leq 70$$

$$\lambda_y = 3.46 l_f / h \leq 70$$

$$\text{Alors } b = h \geq 15.88 \text{ cm}$$

On prend ($b_1 = 50 \text{ cm}$; $h_1 = 50 \text{ cm}$).

vérification Selon le R.P.A.99 version 2003 : Pour zone I.

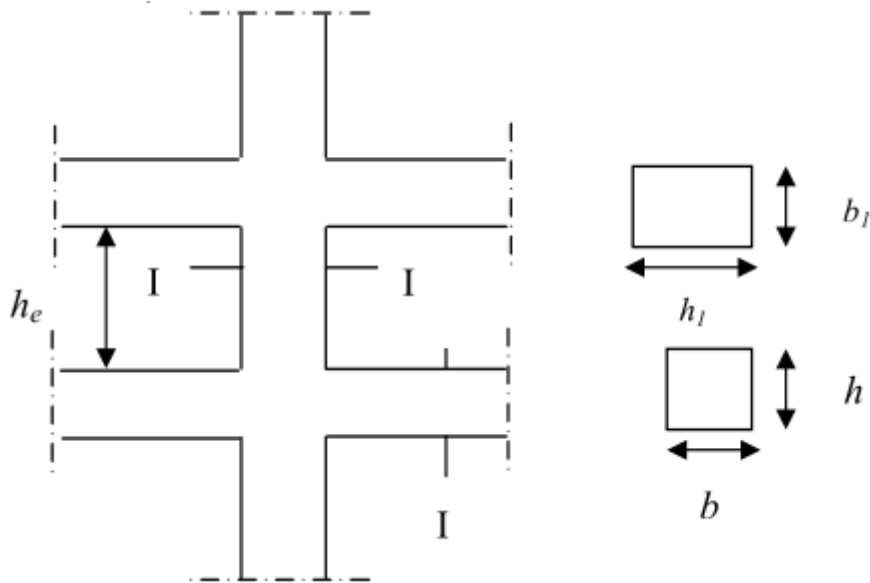


Fig-II-1-Coffrage des poteaux.

$$\text{Min}(b_i, h_i) \geq 30 \text{ cm}$$

condition vérifiée

$$\text{Min}(b_i, h_i) \geq h_e/20 = 306/20 = 15.3 < 40$$

condition vérifiée

$$\frac{1}{2} < \frac{h_i}{b_i} = 50/50 = 1 < 4$$

condition vérifiée.

*Remarque : la section sera adoptée après la vérification par la descente des charges

4.PRE-DIMENSIONNEMENT DES VOILES

Le pré dimensionnement des voiles se fera selon les prescriptions du RPA 99V2003.

Le pré dimensionnement des murs en béton armé se fera à la lumière de l'article 7.7.1 du RPA99V2003, les voiles doivent satisfaire la condition :

$$L \geq 4a$$

Où « a » est l'épaisseur du voile. Le cas échéant, le voile est plus considéré comme étant un élément linéaire.

L'épaisseur du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étagée et des conditions de rigidité. Dans notre cas :

$$h_e = 3.06 - 0.40 = 2.66 \text{ m (Cas le plus défavorable : voile R.D.C)}$$

$$a \geq h_e / 20 = 306 / 20 = 15.3 \text{ cm ; On prend : } a = 16 \text{ cm}$$

En parallèle, l'épaisseur minimale que doit avoir le voile, et qui est exigée par le RPA 99, est de 16 cm.

$$L_{\max} = 350 \text{ cm}$$

$$4a = 4 \times 16 = 64 \text{ cm} \Rightarrow L \geq 4a \dots\dots\dots \text{C.V}$$

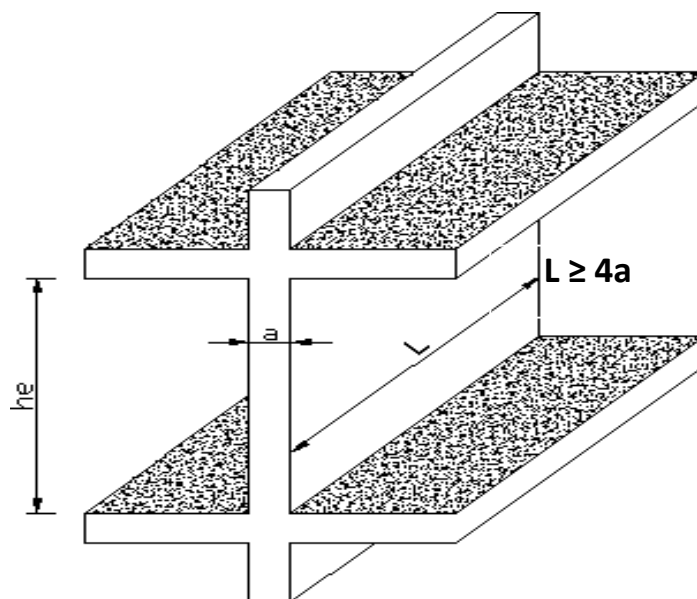


Figure II.3. Coupe de voile en élévation.

5. PRE-DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :

5-1- Planchers à Corps Creux :

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

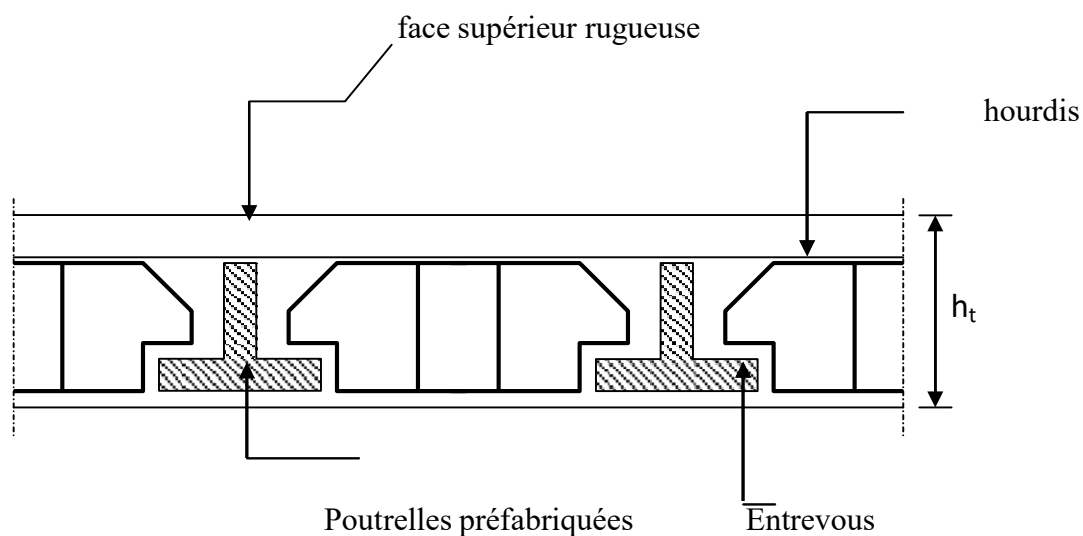


Figure II.4.1

➤ **Condition de flèche : BAEL91 (art. B.6.8.423).**

La rigidité n'est valable que pour des poutrelles pour les quelles : $\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{1}{22,5}$

h_t : hauteur total (corps creux + dalle de compression)

l_x : est la plus grande portée parallèle au poutrelles ($L = 550$ cm).

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow h_t \geq \frac{l_x}{22,5}$$

$$L_x/22,5 = 550/22,5 = 24,44 \text{ cm} \rightarrow h > 61 \text{ cm}$$

On prend : $h_t = 25$ cm $\left\{ \begin{array}{l} 5 \text{ cm hauteur de la table de compression} \\ 20 \text{ cm hauteur du corps creux} \end{array} \right.$

Les caractéristiques géométriques des poutrelles :

-Soit $b_0 = 10$ cm.

-Le hourdis choisit est normalisé de hauteur 16 cm et de

Longueur 55 cm.

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

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

$$b_1 = \min \quad L_n / 2 = 55 / 2 = 27.5$$

$$L / 10 = 480 / 10 = 48$$

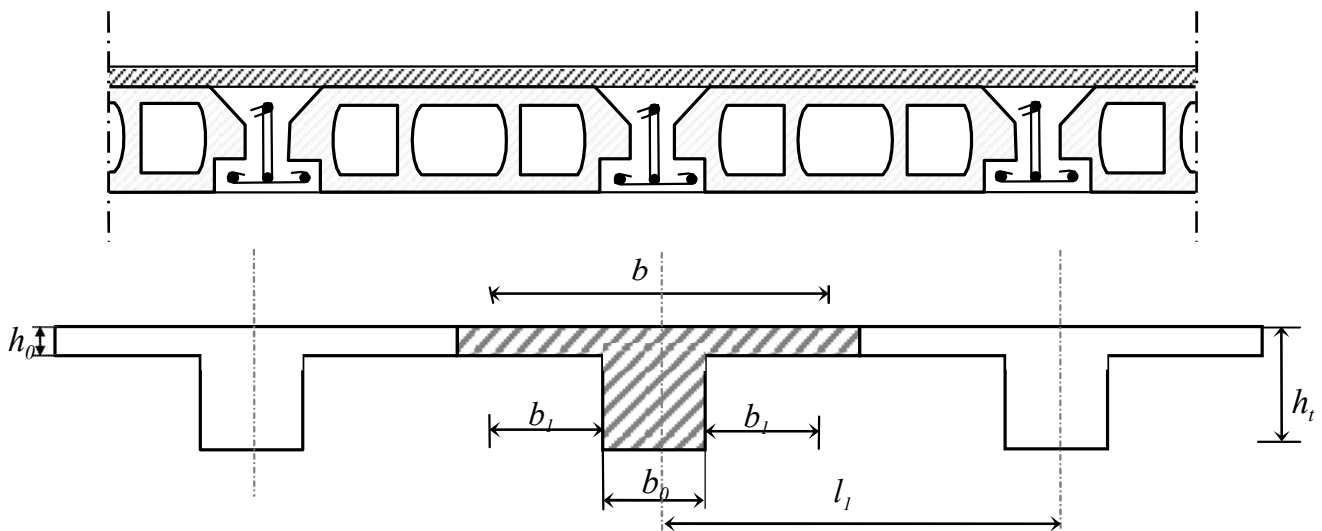
L_n : la distance entre nus de deux nervures consécutives.

L : la longueur de la nervure.

Donc on prend $b_1 = 27.5$ cm

$$b = 2 \cdot b_1 + b_0 = 2 \cdot 27.5 + 10 = 65 \text{ cm}$$

Soit $b = 65$ cm



II.2.4.2- Les dalles pleines (Balcon) :

La dalle pleine se dimensionne comme une dalle pleine sur un seul appui.

Le dimensionnement de l'épaisseur « e » de ce type de plancher dépend des conditions suivantes :

- La condition de la résistance à la flexion :

$$e \geq \frac{L}{20} \quad L : \text{la longueur de la console}, L=1,50\text{m} \longrightarrow e \geq \frac{150}{20} = 7,5\text{cm}$$

- La condition de la résistance au feu :

$$e \geq 7\text{ cm} \quad \text{Pour une heure de coupe feu}$$

$$e \geq 11\text{ cm} \quad \text{Pour deux heures de coupe feu}$$

- La condition de l'isolation phonique : $e \geq 13\text{ cm}$

On prend : $e = 15\text{ cm}$.

Les escaliers :

3.2.1-Introduction :

L'escalier est la partie d'ouvrage qui sert à assurer la liaison entre les différents niveaux d'une construction.

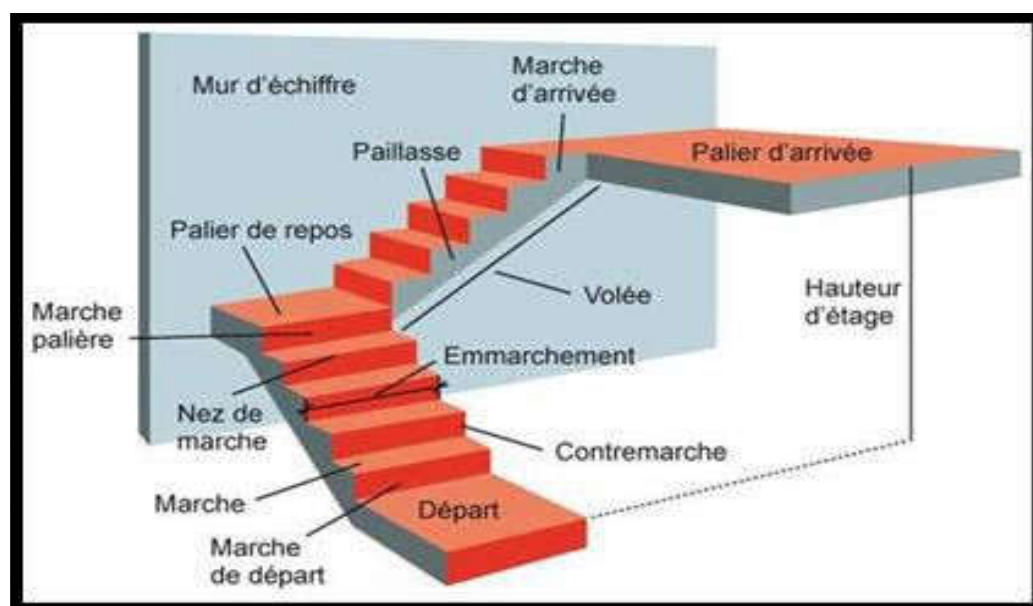


Figure : schéma escaliers.

Méthode de calcul :

L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple, car il s'agit d'un escalier à paillasse.

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

Dimensionnement :

Pour le dimensionnement des marches (g) et des contre marche (H) on utilise généralement la formule de BLONDEL : $60 \leq g+2h \leq 66$

Avec : h : hauteur de la contre marche varie entre 14 à 20 cm

g : largeur de marche (giron) de 24 à 32cm

***Pratiquement:** la hauteur h : $14\text{cm} \leq h \leq 20\text{ cm}$

Le largeur g : $24\text{ cm} \leq g \leq 32\text{ cm}$

Au prend : h = 17cm ; g = 30cm

Donc : $2h+g=64\text{ cm}$ avec : $60 \leq g+2h \leq 66$

***Le nombre de contre marche:**

- Hauteur d'étage : **H = 3.06 m**
- hauteur de la contre marche : **$16 < h < 19.5 \Rightarrow$ Pour h=17cm**
- Dimension du giron : $24\text{ cm} \leq g \leq 32\text{ cm} \iff g=30\text{cm}$
- Nombre de contre marches :

$N=H/h = 306/17=18$ Marche (9 marche pour chaque palliasse)

*** Nombre des marches :**

- $N_m = N_c - 1 = 9 - 1 = 8$ **marche**
- longueur de la ligne de volée : $L = g (n - 1) = 30 (9 - 1) \quad L = 340\text{ cm} \quad L=3.4\text{m}$
- L'inclinaison de la paillasse : $Tg(\alpha) = H'/L$

$H' = N * h = 9 * 17 = 1.53\text{ m}$

$Tg(\alpha) = 1.53/2.4 \quad \alpha \Rightarrow \alpha = 32.51^\circ$

***calcul de (e):**

$$e = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{20} \right) l$$

$$l = 520 \text{ cm} \implies e = \left(\frac{520}{30} \div \frac{520}{20} \right) \implies e = (17.33 \div 26)$$

$$e = 20 \text{ cm.}$$

3.3 L'acrotère :

Pour la terrasse inaccessible on prend $H=60\text{cm}$

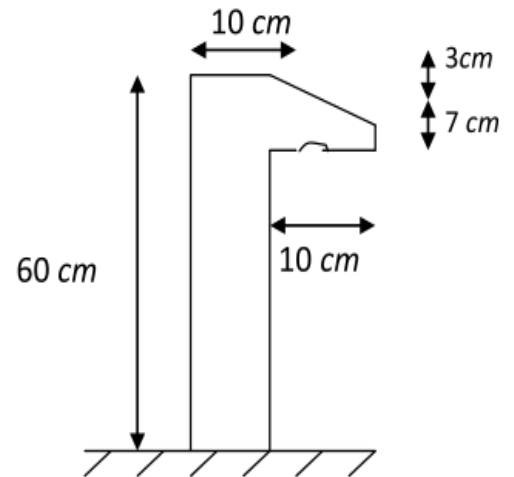
Surface:

$$S = (0.1 * 0.6) + (0.03 * 0.1/2) + (0.07 * 0.1) S = 0.0685 \text{ m}^2$$

Charge:

G : poids de L'acrotère par mètre linéaire $G=0.0685*2500$

$$*1=171.25 \text{ daN}$$



I. La descente des charges

1. Introduction :

La descente de charges a pour but de calculer toutes les charges qui reviennent à un élément porteur depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation.

Les charges considérées concernent :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitations.

2. Rôle de descente de charge :

-Evaluation des charges (G et Q) revenant aux fondations.

-Vérification de la section des éléments porteurs (poteaux, voiles).

Loi de Dégression : DTR B.C.2.2 (art 6.3)

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

- Pour la toiture ou terrasse : Q_0

- Pour le dernier étage : Q

- Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,9Q$

- Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,8Q$

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

Par simplification, il est permis de prendre pour les surfaces inférieures à 15 m^2 la charge de référence majorée forfaitairement de 30 %.

3. Evaluation des charges :

• Plancher terrasse :

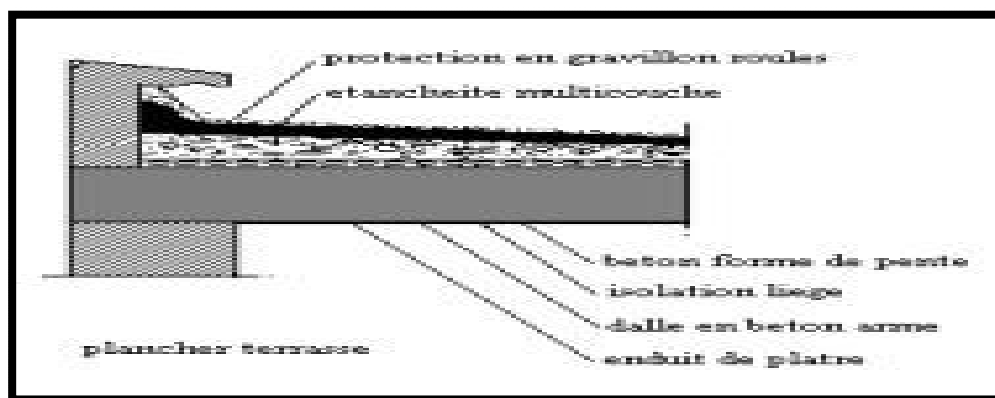


Figure7: Les charges de terrasse

- Charge permanentent : d'après le DTR BC 2.2page 33 ; 34 ; 35;38

N°	Désignation	e (m)	$\gamma (KN / m^3)$	poids(KN / m^2)
1	Gravillon de protection	0.05	17	0.85
2	Forme en pente	0.10	22	2.2
3	Isolant thermique	0.04	4	0.16
4	Etanchéité multicouches	0.02	/	0.12
5	Dalle à corps creux (20+5)	0.20	/	3.2
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente			G	6.73 (KN/m²)
Surcharge d'exploitation			Q	1 (KN/m²)

Tableau 3: Charge permanente de plancher terrasse.

Plancher étage courant :

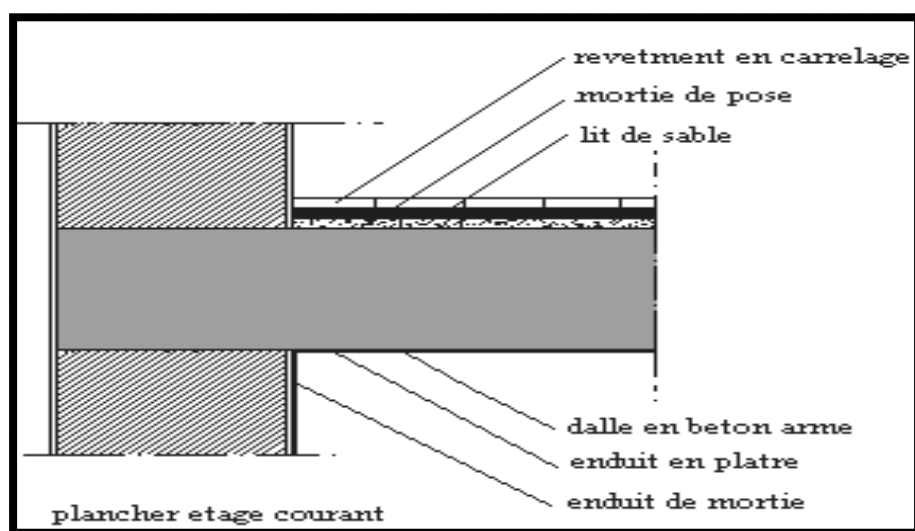


Figure 8 : Les charges d'étage courant

Charge permanente : D'après le DTR BC 2.2page 33 ; 34 ; 35;38

N°	Désignations	e (m)	γ (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Dalle à corps creux (20+5)	0.20	/	3.2
4	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
5	Lit de sable	0.02	18	0.36
6	Cloisons en briques creuses	0.1	/	0.9
7	Enduit en plâtre (cloisons)	0.04	/	0.4
Charge permanente			G	5.9 (KN/m²)
Surcharge d'exploitation			Q	1.5 (KN/m²)

Tableau 4: Charge permanente du plancher courant en corps creux.

Murs extérieurs en maçonnerie :

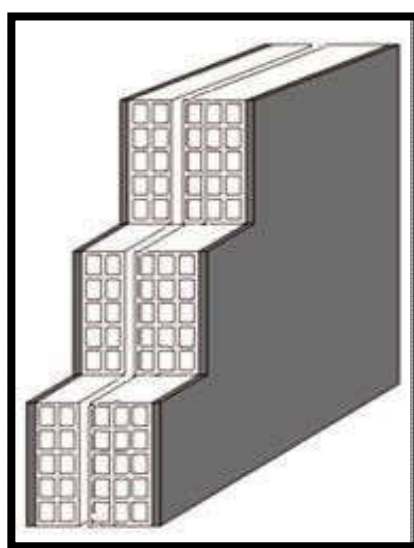


Figure 9: Mur double cloison.

N°	Composants	Épaisseur	γ (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.1	9	0.9
3	Brique creuse	0.15	9	1.35
Charge permanente			G	2.61 (KN/m ²)

Tableau 5: Charge permanente du mur double cloison.

V. CHARGES PERMANENTES ET SURCHARGE

1. L'ACROTÈRE

- Charge permanente

Surface de l'acrotère = $(0.1 \times 0.6 + 0.07 \times 0.1 + 0.1 \times 0.03 \times 0.5) \rightarrow S_T = 0.0685 \text{ m}^2$

G1 : poids de l'acrotère par mètre linéaire

G2 : poids de mortier de crépissage par mètre linéaire

$$G_1 = 0.0685 \times 25000 \times 1 = 1712.5 \text{ N/ml}$$

$$G_2 = 1 \times 0.6 \times 180 = 108 \text{ N/ml}$$

Le poids propre $G = G_1 + G_2 = 1712.5 + 108 = 1820.5 \text{ N/ml}$

- Surcharge

D'après D.T.R.BC.2.2

Q : force horizontale sollicite l'acrotère due à la main courante est égale à 1000 N/m^2

$$\begin{cases} G = 1820.5 \text{ N/ml} \\ Q = 1000 \text{ N/ml} \end{cases} \quad \text{Dans une bonde d'un mètre de largeur}$$

D'après RPA 99/ V2003 (art 6.2.3)

Les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

A : coefficient d'accélération de

zone. C_p : facteur de force

horizontale.

Groupe 2, zone (I) donc :

$A = 0.12$ selon le tableau 4.1

$C_p = 0.80$ élément en console tableau 6.1,

donc : $F_p = 4 \times 0.1 \times 0.80 \times 1820.5 \Rightarrow F_p =$

582.56 N/ml . $582.56 \text{ N/ml} < 1000 \text{ N/ml}$.

$F = \max(Q, F_p) \Rightarrow F = Q =$

1000 N/ml . $G = 1820.5 \text{ N/ml}$

$Q = 1000 \text{ N/ml}$

1. L'ESCALIER

Palier :

*Charge Permanente:

Désignation de l'élément	γ (Kg/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)
1-Carrelage	2200	0.02	0.44
2-Mortier de pose	2000	0.02	0.4
3-Poids propre de palier	2500	0.15	3.75
Enduit en plâtre	1000	0.02	0.2
ΣG	/	/	4.79

Tab.07. Charge permanente du palier de repos de l'escalier.

*Charge d'exploitation : Q= 250 kg/m²

° Paillasse :

*Charge permanente :

Désignation de l'élément	γ (KN/m ³)	e (cm)	G (KN/m ²)
1-Poids propre de paillasse	25	$\frac{15}{\cos 32.5}$	4.44
2-Poids de la marche	25	0.17/2	22*0.17/2=1.87
3-Carrelage	22	2	0.44
4-Mortier de pose	20	2	0.4
5- Carde Corps métallique	/	/	0.1
ΣG	/	/	7.25

Tab.07. Charge permanente du paillasse de l'escalier

*Charge d'exploitation : $Q = 250 \text{ kg/m}$

II-3-5- Les Balcons :

a. Balcon d'étage courant (accessible) :

Revêtement en carrelage	(2 cm)	$0,02 \times 2200 = 44 \text{ Kg/m}^2$
Mortier de pose	(2 cm)	$0,02 \times 2000 = 40 \text{ Kg/m}^2$
Lit de sable	(2 cm)	$0,02 \times 1800 = 36 \text{ Kg/m}^2$
Dalle en béton armé	(15 cm)	$0,15 \times 2500 = 375 \text{ Kg/m}^2$
Enduit en ciment	(1,5 cm)	$0,015 \times 2000 = 30 \text{ Kg/m}^2$
Σ		$= 525 \text{ kg/m}^2$

Tableau II-9- Balcon accessible

$$G = 525 \text{ Kg/m}^2$$

$$Q = 350 \text{ Kg/m}^2$$

b. Balcon terrasse (non accessible) :

1 -	Protection en gravillon roulé (5 cm)	$0,05 \times 2000 = 100 \text{ Kg/m}^2$
2 -	Étanchéité multicouches (2 cm)	$0,02 \times 600 = 12 \text{ Kg/m}^2$
3 -	Forme de pente 1 % (8cm)	$0,08 \times 2000 = 160 \text{ Kg/m}^2$
4 -	Isolation thermique en liège (4 cm)	$0,04 \times 400 = 16 \text{ Kg/m}^2$
5 -	Dalle (15 cm)	$0,15 \times 2500 = 375 \text{ Kg/m}^2$
6 -	Enduit de ciment (1,5 cm)	$0,015 \times 2000 = 30 \text{ Kg/m}^2$
Σ		$= 693 \text{ Kg/m}^2$

Tableau II-10-Balcon non accessible

$$G = 693 \text{ Kg/m}^2$$

$$Q = 100 \text{ Kg/m}^2$$

LA DESCENTE DES CHARGES

Principe :

La descente de charge est l'opération qui consiste à calculer toutes les charges qui viennent à un élément porteur depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation. Les charges considérées concernent les charges permanentes (le poids propre de l'élément, le poids des planchers, des murs de façades Etc.) et les charges d'exploitations.

Rôle de descente des charges :

- Evaluation des charges (G et Q) revenant aux fondations
- Vérification de la section des éléments porteurs (poteaux, voiles).

Loi de dégression :

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

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

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

Calcul de la descente de charge :**Descente des charges sur le poteau****intermédiaire :Poteau B6:**

Surface afférentes :

$$S_G=(2.75+2.75)*(2.6+2.1)=25.85 \text{ m}^2$$

$$S_{Q_{terase}}=((2.75+2.75)+0.5)*((2.6+2.1)+0.5)=31.2\text{m}^2$$

$$S_{Q_{etage}}=312-(0.5*0.5)=30.95 \text{ m}^2$$

H poteaux : 3.06m pour chaque

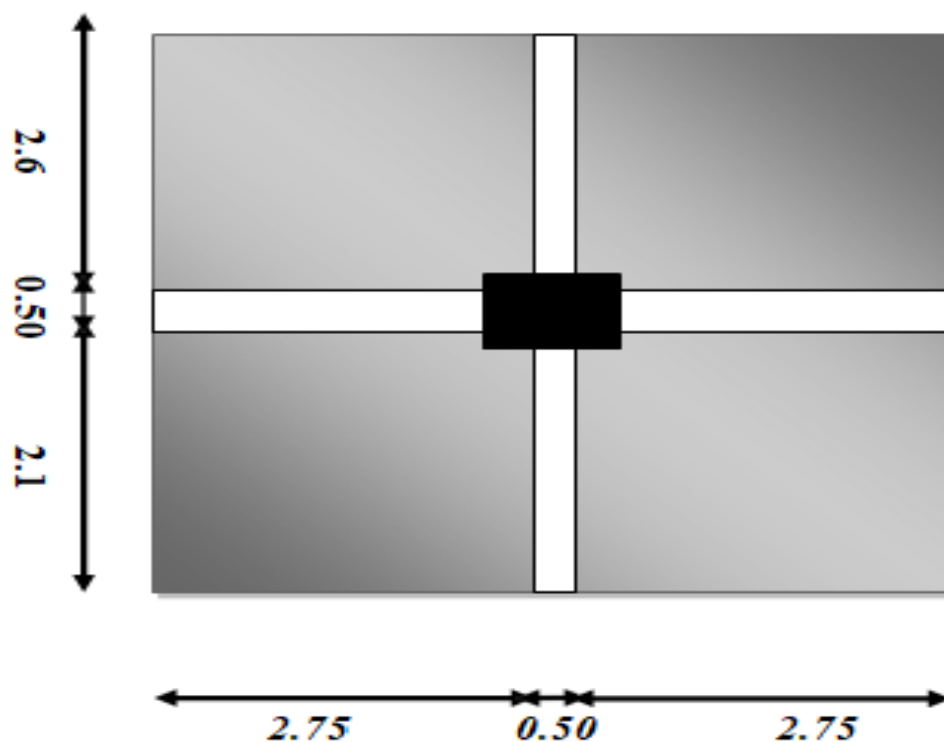


Fig.II.2.6 : Poteaux le plus sollicité

Niveau	Elément	G(KN)	Q(KN)
1-1	Plancher terrasse : (6.73×25.85)	173.97	31.2
	Pouters (Pp) : (0,3× 0.50×5.50)×25	20.62	
	Pouters (Ps) : (0,3×0,45×5.20)×25	17.55	
	Poteaux : (0,5×0.5) ×3.06×25	19.12	
	Surcharge : (1×31.2)		
	Totale	231.265	31.2
2-2	Venant 1-1	231.265	31.2
	Plancher étage courant (corps. creux) 5.90×25.85	152.515	46.8
	Pp : (0,3× 0.5×25×4.87)	20.62	
	Ps : (0,3×0,45×25×4.72)	17.55	
	Poteaux : (0,5×0.5) ×3.06×25	19.12	
	Surcharge : (1.5×31.2)		
	Totale	441.07	78
3-3	Venant 2-2	441.07	78
	Plé c, Pp, Ps, Poteaux	209.805	42.12
	Surcharge : (1.5×0.9×31.2)		
	Totale	650.875	120.12
4-4	Venant 3-3	650.785	120.12
	Plé c, Pp, Ps, Poteaux	209.805	37.44
	Surcharge : (1.5×0.8×31.2)		
	Totale	860.68	157.56
5-5	Venant 4-4	860.68	157.56
	Plé c, Pp, Ps, Poteaux	209.805	32.76
	Surcharge : (1.5×0.7×31.2)		
	Totale	1070.485	190.32
6-6	Venant 5-5	1070.485	190.32
	Plé c, Pp, Ps, Poteaux	209.805	28.08
	Surcharge : (1.5×0.6×31.2)		
	Totale	1280.29	218.4

7-7	Venant 6-6 Pl é c,Pp, Ps, Poteaux Surcharge :(1.5×0.5×31.2)	1280.29 209.805	218.4 23.4
	Totale	1490.095	241.8
8-8	Venant 7-7 (Pl é c,Pp, Ps, Poteaux) de les 2niveaux Surcharge :(1.5×0.5×31.2) de les2 niveaux	1490.095 209.805	241.8 23.4
	Totale	1699.9	265.2
9-9	Venant8-8 (Pl é c;Pp;Ps;Poteaux) Surcharge: :(1.5×0.5×31.2)	1699.9 209.805	265.2 23.4
	Totale	1909.705	288.7
10-10	Venant 9-9 (Pl é c;Pp;Ps;Poteaux) Surcharge: :(1.5×0.5×31.2)	1909.705 209.805	288.7 23.4
	Totale	2119.51	312.1
$N_U=1.35G+1.5Q=1.35 (2119.51) +1.5 (312.1)=3329.4885 \text{ KN}$ $N_{ser}=G+Q =2119.51+312.1= 2431.61 \text{ KN}$			

Tableau II.9. Descente des charges sur Poteau
--

Dimensionnement des poteaux : RPA 99 (ART 7.4.3.1)

Pour le but d'éviter ou limité le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivant :

$$v = \frac{N_d}{B \times F_{c28}}$$

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton à l'ELS.

C : est l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton. (25MPa)

$$N_{ser} = G + Q = 2431.61 \text{ kN} = 2.43161 \text{ MN}$$

Alors :

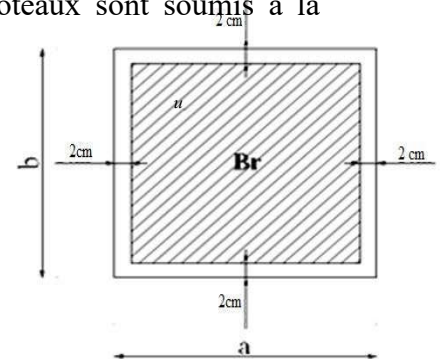
- Donc on calcule la section qu'est assurée la stabilité du poteau selon la condition de l'RPA99 :

$$V = 2.43161 / 0.50 * 0.50 * 25 = 0.38 \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

Vérification de stabilité de forme Art BAL 91

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

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



Avec :

* N_u : Effort normal ultime (compression) = 1,35G + 1,5Q.

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

B_r : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie ($B_r = (a - 0,02)(b - 0,02)$) [m^2]

.Poteau (50×50) :

$$B_r = (h - 2)(b - 2) = (50 - 2)(50 - 2) = 2304 \text{ cm}^2$$

- A : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$$A = \max(A_{min}^{BAEL}, A_{min}^{RPA})$$

$$A_{min}^{BAEL} = \max(4 \text{ cm}^2 \text{ de périmètre}, 0,2\%B)$$

$$A_{min}^{BAEL} = \max(0,2bh/100; 4 \text{ cm}^2) = (0,2 * 50 * 50 / 100, 4 \text{ cm}^2) = 5 \text{ cm}^2$$

$$(0,2((b + h)100)) = 2 \text{ mm}^2$$

$$A_{min}^{RPA} = 0,8 \%B \text{ (zone I)}$$

$$A_{min}^{RPA} = (0,8/100) * (50 * 50) = 20 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(5, 20) = 20 \text{ cm}^2$$

$$\lambda = \frac{2\sqrt{3}l_f}{a}$$

Avec :

l_f : La longueur de flambement = 0,7

l_0 : La longueur libre du poteau égale à 3,07 m.

$$\lambda = \frac{(0,7 * 306) * 2\sqrt{3}}{50} = 14.84 < 50$$

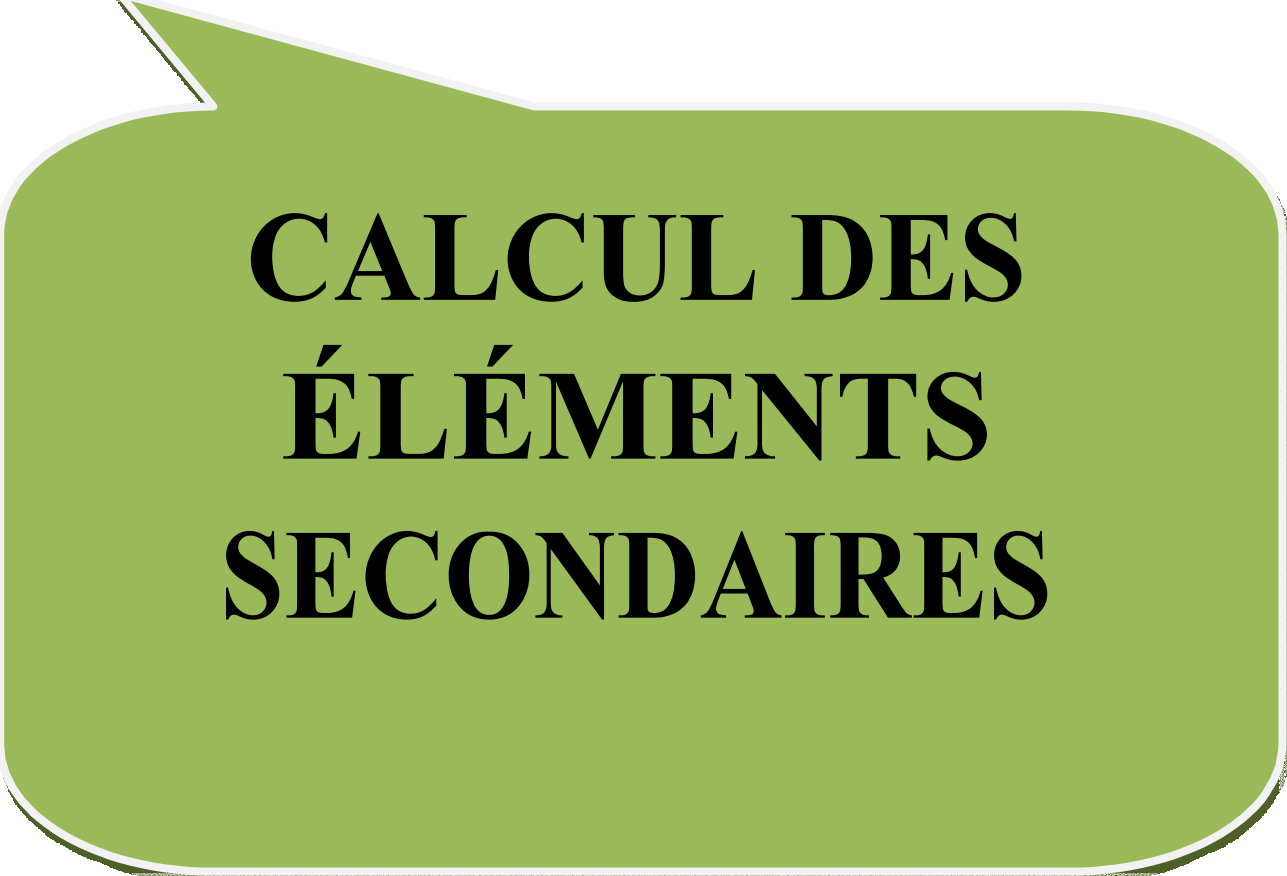
$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{14.84}{35}\right)^2} = 0.82$$

$$N_u = 0.82 \left[\frac{2304 * 10^{-4} * 25 * 10^3}{0.9 * 1.5} + 20 * 10^{-4} * \frac{400 * 10^3}{1.15} \right]$$

$$N_u = 8442.43KN > N_{ucal} = 3329.4885KN$$

On remarque que $N_u > N_{ucal}$ donc les poteaux ne risquent pas de flamber.

CHAPITRE III



CALCUL DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

L'ACROTÈRE

1. Introduction :

L'acrotère est une construction complémentaire sur la plancher terrasse ayant pour objectif d'étanchéité et destinée essentiellement à protéger les personnes contre la chute.

L'acrotère est un système isostatique assimilable à une console encastrée au plancher terrasse, la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. Elle est sollicitée par son poids propre (G) et une poussée horizontale.

Le calcul est effectué sur une bande de 1m de largeur, la console sera calculée en flexion composée.

2. Mode de travail

L'acrotère se compte comme une console encastrée à sa base au niveau du plancher terrasse, elle est soumise à l'action de :

1. L'effet normal dû à son poids propre G.
2. La surface horizontale due à la main courant.

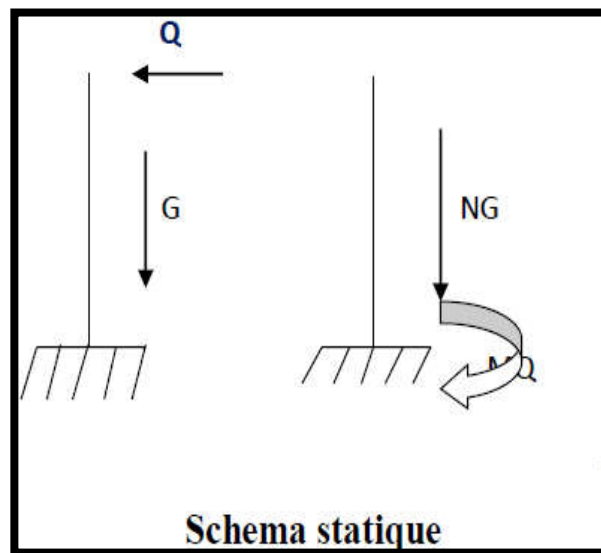


Figure 1: schéma statique

• **Charge permanente :**

Le calcul se fait pour 1m de largeur le poids propre de l'acrotère $G = \rho \times s$

p: Le poids volumique du béton = 25kN/m³

S : la surface transversale totale de l'acrotère

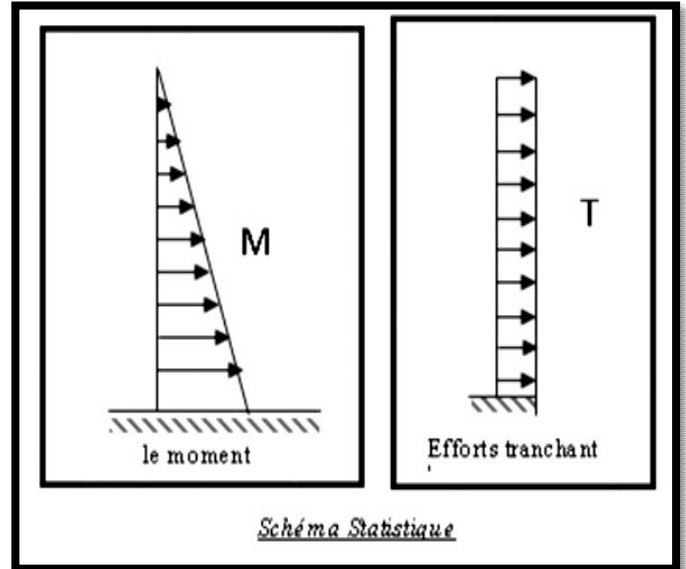
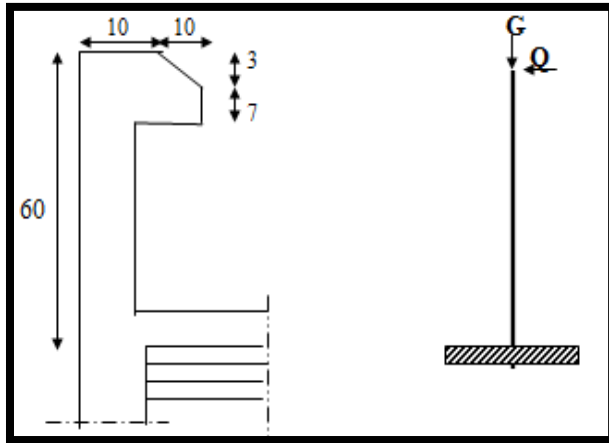


Figure 2: Vue en plan d'un acrotère l'acrotère

Figure 3: Schéma statique

$$S = (0.03 \times 0.1) / 2 + (0.07 \times 0.1) + (0.1 \times 0.6) \Rightarrow S = 0.0685 \text{ m}^2/\text{l}$$

$$G = S \times 2500 \Rightarrow G = 171.25 \text{ kg/ml}$$

Poids d'enduit extérieur (ciment) $G_2 = (0.02 \times 0.6 \times 1) \times 18 = 0.216 \text{ KN}$

Poids d'enduit intérieur (ciment) $G_3 = (0.01 \times 0.6 \times 1) \times 18 = 0.108 \text{ KN}$

$$G = W_P = G_1 + G_2 + G_3 = 2.04 \text{ KN}$$

$$F = \max (F_p, F_q)$$

$F_p = 4 \times A \times c_p \times w_p$ (RPA 99 version 2003 page 43).

Wp=204 kg/ml poids de l'acrotère

A=coefficient d'accélération de la zone

Groupe 2, zone I donc : tableau **RPA(4.1) p26**

A= 0.10

Cp= facteur de la force horizontale.

Donc : tableau **RPA (6.1) p43**

$C_p = 0.8$

$$F_p = 4 \times 0.10 \times 0.8 \times 204 = 97.9 \text{ kg/ml}$$

$$F_q = 100 \text{ kg/ml}$$

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

3. Sollicitation

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

$$M = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.M}$$

$$N_u = g = 2.04 \text{ KN.}$$

$$T = q = 1 \text{ KN.}$$

4-Composition d'une action :

E.L.U : 1G+1.5Q

- Effort normal de compression : $N_u = 1 \times N_g = 2.04 \text{ KN/ml}$; L'effort n'est pas pondéré puisque le poids du béton travaille dans le sens favorable.
- Moment fléchissant : $M_u = 1.5 M = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN/ml}$
- Effort tranchant: $T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ K N/m}$

E.L.S : G+Q

- Effort normal de compression : $N_{ser} = N_g = 2.04 \text{ KN/m}$
- Moment fléchissant : $M_{ser} = M = 0.6 \text{ KN.m}$
- Effort tranchant: $T_u = T = 1 \text{ KN}$

5. Calcule de ferrailage :

La section de calcule est rectangulaire de largeur **$b = 100 \text{ cm}$** et de hauteur **$h = 10 \text{ cm}$**

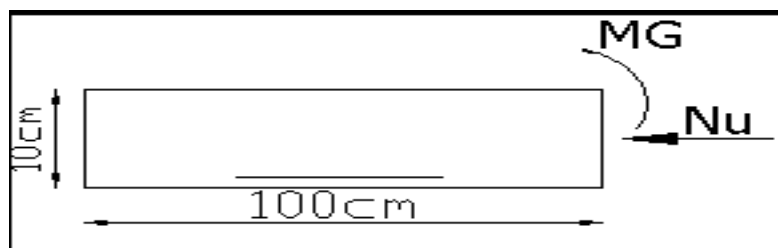


Figure 4: section de ferrailage

6- ARMATURES LONGITUDINALES :**E.L.U :**

- La section de calcul est rectangulaire de largeur $b = 100$ cm et de hauteur $h = 10$ cm.

-On adopte l'enrobage des armatures exposé aux intempéries ($c=3$ cm).

✓ **Détermination de l'excentricité du centre de pression :**

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.04} = 0.44 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0.10}{2} = 0.05 \text{ m} \quad \Rightarrow e_G = 0.44 \text{ m} > h/2 = 0.05 \text{ m}$$

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

✓ **Détermination de la section des armatures à la flexion simple :**

$$M_1 = M_u + N_u \left[\left(\frac{h}{2} \right) - c \right] = 900 + 2040 \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 940.8 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{940.8}{14.2 \times 100 \times (7)^2} = 0.0135 < \mu\lambda = 0.392$$

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

✓ **détermination de l'excentricité du centre de pression :**

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.034$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = 0.986$$

$$A_1^u = \frac{940.8}{348 \times 0.986 \times 7} = 0.391 \text{ cm}^2$$

✓ **Détermination de la section des armatures à la flexion composée :**

$$A = A_1 - \frac{N}{100\sigma_s}, \quad A' = A'_1 = 0$$

N est un effort de compression

$$A^u = 0.391$$

$M_1(\text{N.m})$	μ	α	β	$A_1^u (\text{cm}^2)$	$A (\text{cm}^2)$
934.25	0.0134	0.017	0.993	0.391	0.332

E.L.S :

✓ **Détermination de l'excentricité du centre de pression :**

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{600}{2040} = 0.29 \text{ m}$$

La section est partiellement comprimée.

La contrainte de traction d'armature :

D'après le livre (P.CHARON, exercices), p 89 formules (77) :

$$\text{Fissuration Préjudiciables : } \bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{c28}}\right)$$

η : coeff.de fissuration = 1.6 pour les barres HA.

$$\bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110 \times \sqrt{1.6 \times 2.1}\right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s \leq \min(266.66; 201.63)$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa}$$

✓ **Calcul de la section à la flexion simple :**

$$M_1^{ser} = M_{ser} + N_{ser} \left[\left(\frac{h}{2}\right) - c \right] = 600 + 2040 \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 640.8 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_s^1 \cdot b \cdot d^2} = \frac{640.8}{201.63 \times 100 \times (7)^2} = 0.0006$$

$$\mu_1 = 0.0006 \Rightarrow \beta_1 = 0.956 \quad ; \quad k = 0.0095$$

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

$$\sigma = 1.91 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_b^1 = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \Rightarrow A' = 0$$

$$A_1^{ser} = \frac{M_{ser}}{\sigma_s^1 * \beta_1 * d} = \frac{640,8}{201,63 * 0,956 * 7} = 0,74 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul de la section à la flexion composée :**

$$A^{ser} = A_1^{ser} - \frac{N_{ser}}{100\bar{\sigma}_s} = 0,47 - \frac{2040}{100 * 201,63} = 0,373 \text{ cm}^2$$

Condition De Non Fragilité : BAEL art (A.4.2.1)

$$A^{\min} \geq 0,23 * b * d * \frac{f_{t,28}}{f_e}$$

$$A^{\min} \geq 0,23 * 100 * 7 * \frac{2,1}{400} \Rightarrow A^{\min} \geq 0,84 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max (A^u ; A^{ser} ; A^{\min}) \Rightarrow A = A^{\min} = 0,84 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A^l = 5 \text{ } \emptyset 8 = 2,51 \text{ cm}^2.$$

✓ **Vérification De L'effort Tranchant : BAEL art (A.5.1, 1)**

$$\tau_u = \frac{V_U}{b * d} = \frac{1500}{1000 * 70} = 0,021 \text{ MPa}.$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,021 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

•Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

✓ **Vérification du ferrailage vis à vis du séisme :**

D'après le RPA 9 (v 2003) article 6-2-3 p 43 : -les forces horizontales de calcul (Fp) agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4 * A * C_p * W_p$$

A : coefficient d'accélération de zone varie selon la zone et le groupe d'usage.

Cp : facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8

Wp : poids de l'acrotère.

- L'acrotère est un élément en console $\Rightarrow C_p = 0.8$

On détermine le coefficient **A** selon notre zone (zone I) groupe 2

- $A = 0.10$
- $W = 1.7125 \text{ kN/ml}$
- $F_p = 4 \times 0.10 \times 0.8 \times 2.04 = 0.65 < 1.5 Q = 1.5 \text{ kN/ml}$ (vérifiée)

Armatures De Répartition :

$$A' = \left(\frac{1}{4}; \frac{1}{2}\right) A^{\lambda} \Rightarrow A' = \left(\frac{1}{4}; \frac{1}{2}\right) 2.51 = (0.63; 1.25)$$

On adopte : $A' = 4HA6 = 1.13 \text{ cm}^2$

Espacement Des Armatures :

$$A_{\lambda} = 5HA8 \rightarrow S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$A_r = 4HA6 \rightarrow S_t = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}$$

PRESENTATION DU FERRAILLAGE :

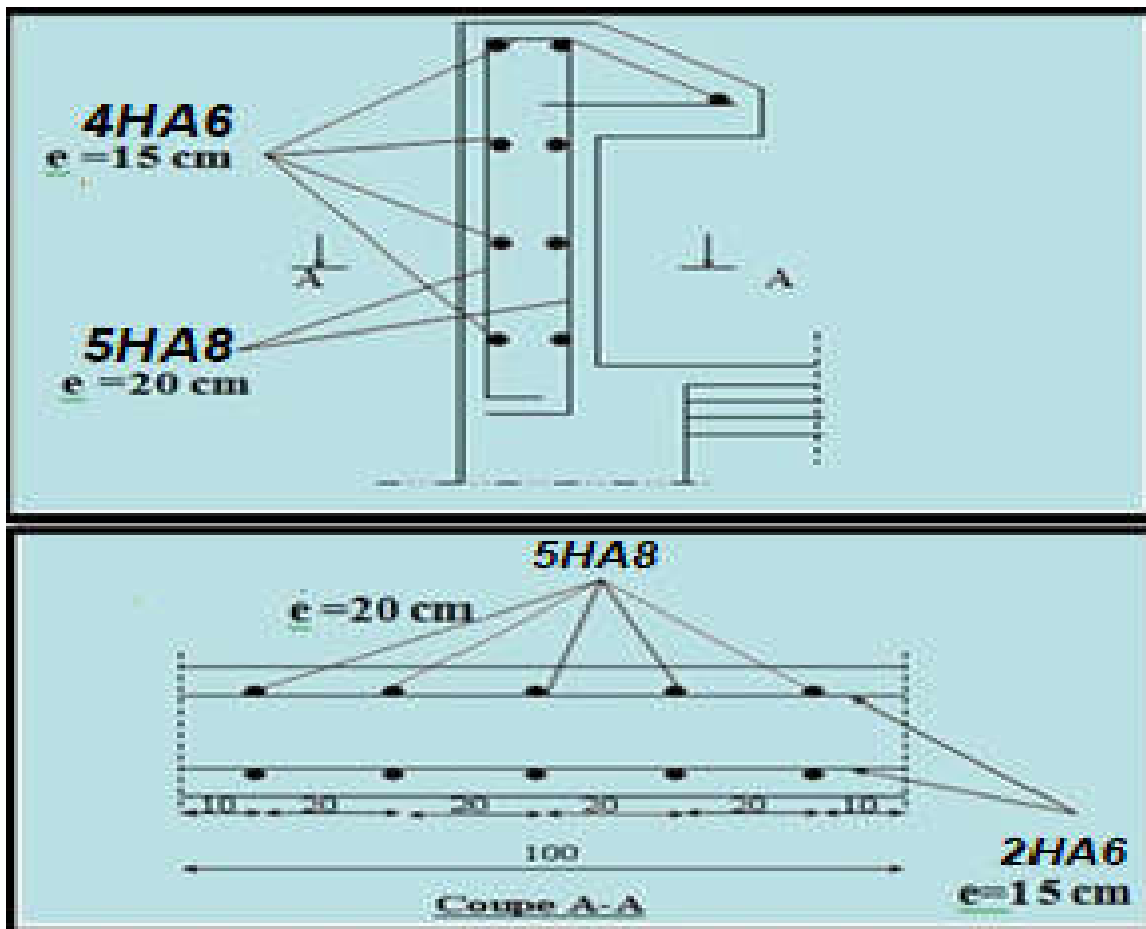


Figure 5: Ferrailage D'acrotère

L'ESCALIER

1. Introduction :

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite des plans horizontaux permettent de passer a pied d'un a un autre, c'est l'élément de la liaison entre deux étages, et par conséquent entre les espaces qui existent sur ses niveaux, l'escalier est déterminé par sa montée, son emmarchement, son giron, sa hauteur de marche.

L'escalier est la partie d'ouvrage qui sert à assurer la liaison entre les différents niveaux d'une construction.

Composition d'un escalier :

Il est caractérisé par :

- La marche : la partie horizontale des gradins constituant l'escalier (M)
- La contre marche : la partie verticale des gradins (CM)
- La montée ou la hauteur d'escalier (H).
- La hauteur d'une marche (h).
- Le giron : la largeur de la marche (g).
- L'emmarchement : la largeur de la volée (b).
- La volée : suite ininterrompue des marches.
- La paillasse : le support des marches.
- Le palier : la partie horizontale entre deux volées.

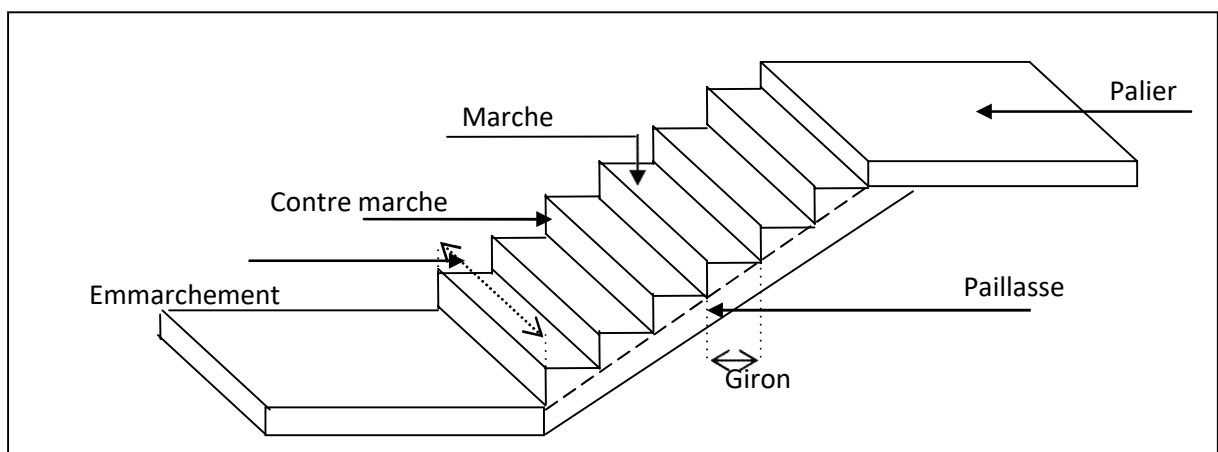


Figure 6: Schéma de l'escalier

Evaluation des charges :

- ✓ Charges permanentes et surcharge d'exploitation :

Pour la paillasse :

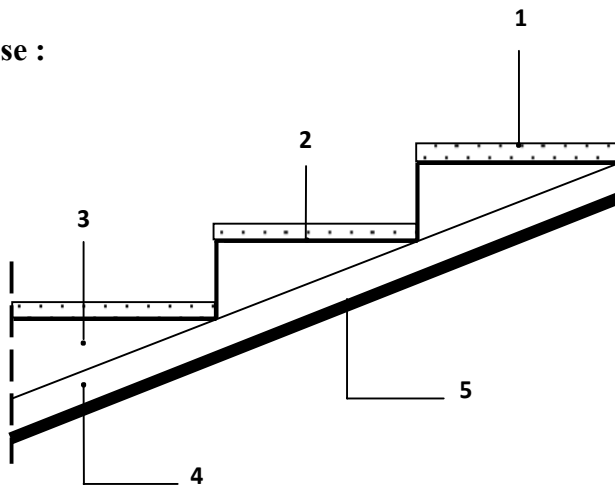


Figure 7: Charge permanente de la paillasse

N°	Designations	e (m)	γ (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	La marche	$0.15/2 = 0.075$	22	1.65
4	Paillasse	$e = 0.20 / \cos\alpha$	25	4.5
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente			G	7.19(KN/m ²)
Surcharge d'exploitation			Q	2.5 (KN/m ²)

Tableau 1: Charge permanente et Surcharge d'exploitation de la paillasse

1..2.2 Pour le palier de repos :

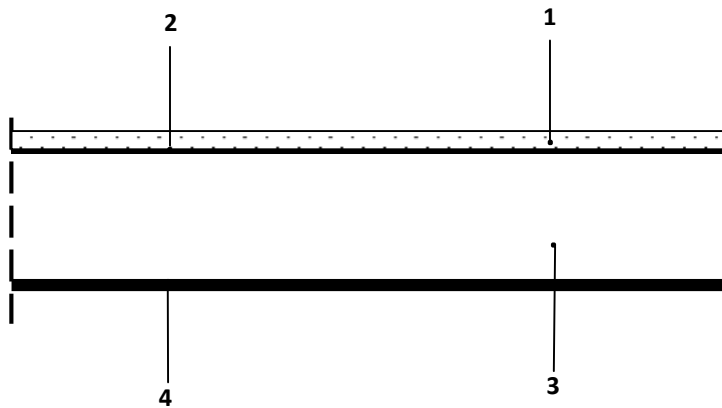


Figure 8: Charge permanente du palier de repos

N°	Désignations	e (m)	γ (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Revêtement de charge	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Palier	0.20	25	3.75
4	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente			G	4.79 (KN/m²)
Surcharge d'exploitation			Q	2.5 (KN/m²)

Tableau 2: Charge permanente et Surcharge d'exploitation de Palier

2. Les charges appliquées :

Palier :

$$G = 4.79 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$g = 4.79 \times 1 \text{ ml} = 4.79 \text{ KN/ml}$$

$$q = 2.5 \times 1 \text{ ml} = 2.5 \text{ KN/ml}$$

Paillasse :

$$G = 7.19 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$g = 7.19 \times 1 \text{ ml} = 7.19 \text{ KN/ml}$$

$$q = 2.5 \times 1 \text{ ml} = 2.5 \text{ KN/ml}$$

3. Combinaison d'action :

$$E.L.U : P_u = 1,35g + 1,5q$$

$$E.L.S : P_{ser} = g + q$$

Désignation	Paillasse KN/ml	Palier KN/ml
P_u	13.46	10.22
P_{ser}	9.69	7.29

4. Détermination des sollicitations :

- Pour la méthode des charges équivalentes :

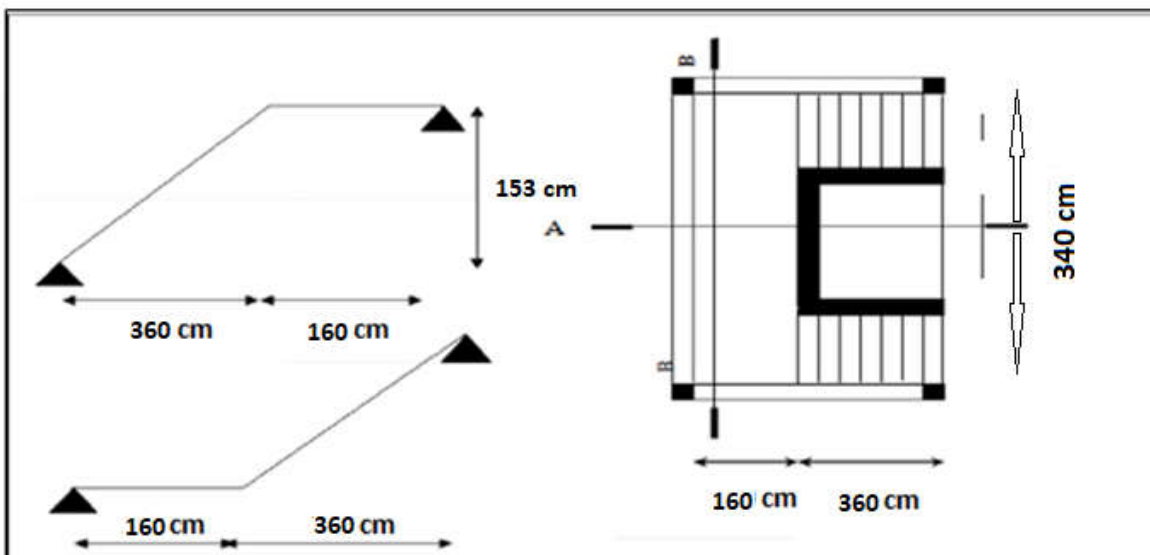


Figure 9 : vue en plan et coupes d'escaliers

La charge équivalente : $q_{\text{éq}} = \frac{P_1 \cdot L_1 + P_2 \cdot L_2}{L_1 + L_2}$

Le moment isostatique : $M_0 = P_{\text{eq}} \frac{L^2}{8}$

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

Moment en appuis : $M_{\text{app}} = 0.3M$

Moments en travée : $M_t = 0.85M_0$

	$q_{\text{éq}}$ (KN/ml)	M_0 (KN.ml)	$M^a = 0.3M_0$	$M^t = 0.85M_0$	T_U
E.L.U	12.26	22.85	6.85	19.42	23.30
E.L.S	8.8	15.88	4.76	13.5	/

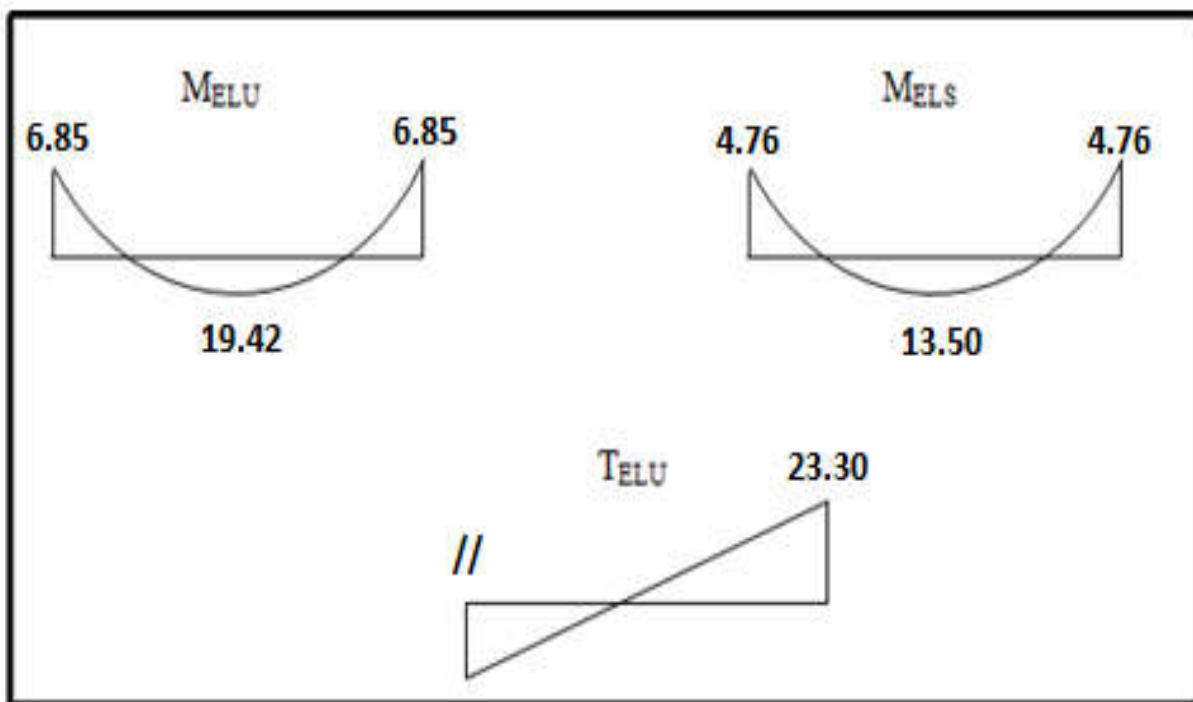


Figure 10: Diagramme de moment et l'effort tranchant.

5. CALCUL DE FERRAILLAGE :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h).

Avec :

$$C \geq C_0 + \frac{\phi}{2}; \phi \leq \frac{h}{10}; C_0 \geq 1$$

$$\phi \leq \frac{20}{10} = 2\text{cm} \Rightarrow \phi = 10\text{mm}$$

$$C \geq 1 + 1 = 2 \text{ on choisit } C = 2\text{cm}; b =$$

$$\begin{cases} 100\text{cm} \\ h = 20\text{cm} \\ d = h - c = 18\text{cm} \end{cases}$$



Figure 11: Section à ferrailer.

Armatures Longitudinales :

- E.L.U :

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d}; \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}; \beta = 1 - 0.4\alpha; A_{\text{calc}} = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}$$

$$F_e = 400 \text{ MPa}; \bar{\sigma} = 14.2 \text{ MPa}; \sigma_s = 348 \text{ MPa}; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}, f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Elément	Mu (N.m)	μ	μ_l	α	Q	Acalc (cm ²)
Travée	19420	0.042	0.392	0.0536	0.978	3.17
Appuis	6850	0.014	0.392	0.0176	0.993	1.10

- E.L.S :

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

La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

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

	α	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	y	f_{c28} (MPa)	ϵ	Condition
En travée	0.0536	19420	13500	1.44	25	0.22	Vérifiée
Sur appuis	0.0176	6850	4760	1.44	25	0.22	Vérifiée

✓ Vérification :

➤ Conditions de non fragilité :

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

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

$$A_{\min}^1 \geq 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

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

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

Elément	A_u (cm ²)	A_{\min}^1 (cm ²)	A_{\min}^2 (cm ²)	A_{\max} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Appuis	3.17	2.17	2	3.10	4HA10=3.14
Travée	1.10	2.17	2	2.17	3HA10=2.36

$$A_{\min}^2 \geq 0,001.100.20 = 2 \text{ cm}^2$$

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement :

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

$$T_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d}$$

Comme la fissuration est peu nuisible, alors la valeur admissible $\bar{\tau}_u$ est donnée par la

$$\text{Formule suivante : } \tau_u = \min\left(0.20 \frac{f_{cj}}{\gamma_s}; 5 \text{ MPa}\right).$$

$$T_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{23300}{1000 \times 180} = 0.129 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.20 \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPa}\right) = \min(3.33, 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.33; 5) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$T_u = 0,129 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa CV.}$$

Les armatures de répartitions :

$$A_t = A_L / 4$$

Elément	$A_l(\text{cm}^2)$	$A_t(\text{cm}^2)$	$A_{adp}(\text{cm}^2)$
Travée	2.36	0.59	3HA6=0.85
Appuis	3.14	0.785	3HA6=0.85

✓ L'espacement entre les armatures : B A E L 91 (art 8.2.42)

• **Armatures longitudinales :**

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

$$\text{Travée: } S_l = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Appuis: } S_l = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

• **Armatures transversals:**

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

$$\text{Travée: } S_t = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$$

$$\text{Appuis: } S_t = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$$

Vérification de la flèche: BAEL (art B.6.5.1)

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{20}{520} \geq \frac{0.85M_t}{15M_0} \Rightarrow 0.038 \leq 0.048 \dots \dots C.N.V$$

$$2) \frac{A}{b \times d} \leq \frac{3.14}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 18} \leq \frac{3.14}{400} \Rightarrow 0.0017 \leq 0.0078 \dots \dots C.V$$

$$3) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{520} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.0384 \leq 0.0625 \dots \dots C.N.V$$

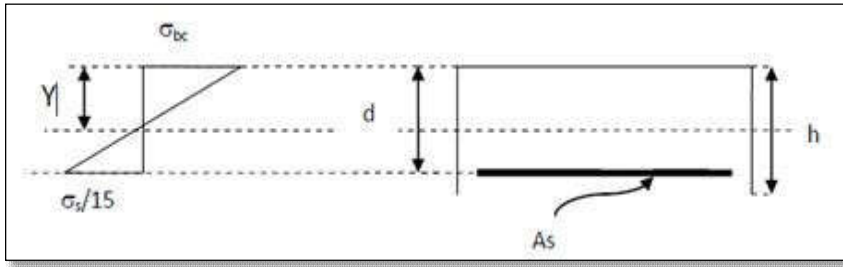
Comme les conditions (1) et (3) ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la condition:

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

Avec : $f_{adm} = 0.5 \text{ cm} + \frac{L}{1000}$, pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L supérieure à 5 m (BAEL 91(art B.6.5,3)).

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

- Position du centre de gravité de la section homogène :



$$Y_G = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = \frac{(b \cdot h) \frac{h}{2} + 15 A d}{bh + 15 A} = \frac{(100 \times 20) 10 + 15 \times 3.14 \times 18}{100 \times 20 + 15 \times 3.14} \Rightarrow Y_G = 10.18 \text{ cm}$$

=

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

Alors : $y'_G = h - Y_G = 20 - 10.18 = 9.82 \text{ cm}$.

$\delta = Y_G - 2 = 10.18 - 2 = 8.18 \text{ cm}$

- Moment d'inertie de la section homogène :

$$I_o = \frac{b}{3} (y_G^3 + y'_G{}^3) + \eta \times A \times \delta^2 = 69883.04 \text{ cm}^4$$

- Déformations instantanées :

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

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3.14}{100.18} = 0.00174$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3) \times 0.00174} = 12.06$$

- Déformations de longue durée :

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \rho} = 4.82$$

Calcul du moment fléchissant à E.L.S :

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

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

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

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

$$g = \frac{(4790 \times 1.4) + (7190 \times 2.40)}{1.4 + 2.4} = 6305.78 \text{ N/ml}$$

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

$$J = \frac{(3750 \times 1.4) + [(4500 + 1650) \times 2.4]}{1.6 + 3.6} = 3848.07 \text{ N/ml}$$

$$p = g + q = 6255.65 + 2500 = 8755.65 \text{ N/ml}$$

$$M_{\text{ser}}^g = \frac{0.85gl^2}{8} = \frac{0.85 \times 6305.78 \times 5.2^2}{8} = 18116.5 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ser}}^j = \frac{0.85jl^2}{8} = \frac{0.85 \times 3848.07 \times 5.2^2}{8} = 15128.58 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ser}}^p = \frac{0.85 \times p \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 8755.65 \times 5.2^2}{8} = 25154.98 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des contraintes de traction effective de l'armature :**

$$\rho_1 = 100 \times \rho = 100 \times 0.00174 = 0.174 \Rightarrow \beta_1 = 0,909 \text{ (Tableau BAEL 83)}$$

$$\sigma_g^s = \frac{M_g}{A \times \beta \times d} = \frac{18116.5}{3.14 \times 0.909 \times 18} = 352.62 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_j^s = \frac{M_j}{A \times \beta \times d} = \frac{15128.58}{3.14 \times 0.909 \times 18} = 294.46 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_p^s = \frac{M_p}{A \times \beta \times d} = \frac{25154.98}{3.14 \times 0.909 \times 18} = 489.61 \text{ Mpa}$$

- **Calcul du coefficient μ :**

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_g^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00174 \times 352.62 + 2.1} = 0.80$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_j^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00174 \times 294.46 + 2.1} = 0.88$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_p^s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.00174 \times 489.61 + 2.1} = 0.66$$

Donc :

$$I_{fv}^g = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_v \times \mu_g) = (1,1 \times 69883.04) / (1 + 4.82 \times 0.80) = 15830.17 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^g = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_g) = (1,1 \times 69883.04) / (1 + 12.06 \times 0.80) = 7219.32 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^j = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_j) = (1,1 \times 69883.04) / (1 + 12.06 \times 0.88) = 6619.3 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}^p = (1,1 I_0) / (1 + \lambda_i \times \mu_p) = (1,1 \times 69883.04) / (1 + 12.06 \times 0.66) = 8579.77 \text{ cm}^4$$

Calcul de la flèche :

$$E_i = 11000^3 \sqrt{f_{c28}} = 11000^3 \sqrt{25} = 32164.2 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL 91.art A.2.1.21})$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL 91.art A.2.1.22})$$

$$f_{fv}^g = \frac{M_g \times l^2}{10E_v \times I_{fv}^g} = \frac{[18116.5 \times (520^2)]}{[10 \times 10818.87 \times 15830.17]} = 2.86 \text{ cm}$$

$$f_{fi}^g = \frac{M_g \times l^2}{10E_i \times I_{fi}^g} = \frac{[18116.5 \times (520^2)]}{[10 \times 32164.2 \times 7219.32]} = 2.10 \text{ cm}$$

$$f_{fv}^j = \frac{M_j \times l^2}{10E_i \times I_{fv}^j} = \frac{[15128.58 \times (520^2)]}{[10 \times 32164.2 \times 6619.3]} = 2.25 \text{ cm}$$

$$f_{fi}^p = \frac{M_p \times l^2}{10E_i \times I_{fv}^p} = \frac{[25154.98 \times (520^2)]}{[10 \times 32164.2 \times 8579.77]} = 2.46 \text{ cm}$$

La flèche totale

$$\Delta f_t = f_{fv}^g - f_{fi}^g + f_{fv}^j - f_{fi}^p = 0.97 \text{ cm} < f_{adm} = 0.5 \text{ cm} + \frac{520}{1000} = 1.02 \text{ cm}.$$

Alors la condition de flèche est **vérifiée** .

6. Calcul de la poutre palière :

Pré dimensionnement:

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

L_{\max} : la plus grande portée entre les axes

$$h = \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L_{\max} \Rightarrow L_{\max} = 340$$

$$h \geq \left(\frac{340}{15} \div \frac{340}{10} \right) L_{\max} \Rightarrow h \geq (22.66 \div 34)$$

Alors on prend: $h = 30$ cm

$$b = (0,3 \div 0,7) h$$

La largeur de la poutre

suivant cette condition :

$$b = (0,3 \div 0,7) h.$$

$$b = (0,3 \div 0,6) 30 = (9 \div 18)$$

\Rightarrow En prend : $b = 25$ cm.

Condition R.P.A.99 (version 2003) :

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm (C.V.)}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm (C.V)}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{30}{25} = 1.2 < 4 \text{ (C.V.)}$$

Donc on fixe les dimensions de la poutre palière (25 × 30) cm².

➤ Méthode de calcul

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

- son poids propre "pp".
- poids du mur extérieur pm.
- La réaction de la volée.

Évaluation des charges :

- poids propre de la poutre :

$$g = h.b.y = 0,3 \times 0,25 \times 2500 = 1875 \text{ N/ml}$$

- la réaction d'escalier :

$$p = p_{eq} \times \frac{l}{2} = \left(\frac{(4790 \times 2.4) + (7190 \times 1.4)}{2.4 + 1.4} \right) \times \frac{3.40}{2} = 9646.16 \text{ N/ml}$$

$$q = Q \times \frac{l}{2} = 2500 \times \frac{3.40}{2} = 4250 \text{ N/ml}$$

- poids du mur :

$$g_m = h. y = 2200 \times 1.92 = 4224 \text{ N/ml}$$

6.4 .Calcul de la poutre à la flexion :

6.4.1- Combinaisons d'actions :

$$\text{-E.L.U : } P_u = 1,35 (g + P + g_m) + 1,5 q = 27630.97 \text{ N/ml}$$

$$\text{- E.L.S : } P_{ser} = g + P + g_m + q = 19995.16 \text{ N/ml}$$

6.4.2- les sollicitations :

$$\text{-E.L.U : } M_u = - P_u \times \frac{L^2}{2} = 27630.97 \times \frac{1.4^2}{2} = 27078.35 \text{ N.m}$$

$$T_u = P_u \times L = 27630.97 \times 1,4 = 38683.35 \text{ N.m}$$

$$\text{- E.L.S : } M_{ser} = - P_{ser} \times \frac{L^2}{2} = 19995.16 \times \frac{1.4^2}{2} = 19595.25 \text{ N.m}$$

6.4.3- Calcul de ferrailage :(armatures longitudinales)

-E.L.U :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b . b.d^2} = \frac{27078.35}{14.2.25.28^2} = 0,058$$

$$\mu = 0,097 < \mu \ell = 0,392 \Rightarrow \dot{A} = 0 , \beta = 0,930 , \alpha = 0,1748$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s . \beta . d} = \frac{27078.35}{348.0.930.28} = 2.98 \text{ cm}^2$$

ELS :

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

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

$$y = M_u / M_{ser} = 27078.35 / 19595.25 \Rightarrow y = 1,383$$

$$\alpha = \frac{1.383-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,442$$

$$\alpha = 0,1748 < \alpha = 0,442 \rightarrow (C.V)$$

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

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

$$A_{min} \geq 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{min} \geq 0,85 \text{ cm}^2.$$

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

$$A'_{min} \geq 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 25 \times 30 = 0,75 \text{ cm}^2$$

$$A'_{min} \geq 0,001 \times 25 \times 30 \Rightarrow A'_{min} \geq 0,75 \text{ cm}^2$$

✓ **Pourcentage minimale : RPA99**

$$A_{min}^{RPA} = 0,5\% \text{ b.h} = 0,005 \times 25 \times 30 = 3,75 \text{ cm}^2$$

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

$$A = A_u = 3,75 \text{ cm}^2$$

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d} = \frac{42275.38}{250 \times 280} = 0.60 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0.60 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \rightarrow C.V$$

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

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \dots ; \frac{b}{10} \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{30}{35} ; \dots ; \frac{25}{10} \right\} = 0,85 \text{ cm}$$

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

6.4.5- Espacement des armatures transversales :

* Dans la zone nodale : $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 10\phi ; 30 \text{ cm} \right)$

$$S_t \leq \min \left(\frac{30}{4} ; 10 \times 1,4 ; 30 \text{ cm} \right) \Rightarrow S_t \leq 7,5 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 7 \text{ cm}$

* Dans la zone courante : $S' \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} \Rightarrow S' \leq 15 \text{ cm}$

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

* La longueur de la zone nodale : $L' = 2.h = 60 \text{ cm}$

6.4.6- La quantité des armatures transversales :

* BAEL91: (art A.5.1, 2)

$$A_t \geq 0,4 \cdot b_0 \frac{S}{f_e} \Rightarrow A_t \geq 0,4 \times 25 \frac{15}{235} \Rightarrow A_t \geq 0,64 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b_0 \times S \times (\tau_u - 0,3f_{t28})}{0,8f_e} \Rightarrow A_t \geq \frac{25 \times 15 \times (0,71 - 0,3 \times 2,1)}{0,8 \times 235} = 0,16.$$

* RPA 99:

$$A_t \geq 0,003.S.b \Rightarrow A_t \geq 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max (A_{t\text{BAEL}} , A_{t\text{RPA}}) \Rightarrow A_t = A_{t\text{RPA}} = 1,12 \text{ cm}^2$$

6.5- Calcul de la poutre à la torsion :

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

$$M_t = M_a (\text{escalier}) = 7066 \text{ N.m}$$

On utilise les règles exposées dans le BAEL91 [4].

6.5.1- Contraintes tangentes de torsion :

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

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

T_u : moment de torsion ($T_u = 7066 \text{ N.m}$).

$$b_0 = b_t = \frac{a}{6} = \frac{b}{6} \Rightarrow b_0 = \frac{25}{6} = 4,167 \text{ cm}$$

Ω : Aire du contour à mi-épaisseur.

$$\Omega = (h-b_t) + (b-b_t) = 538,18 \text{ cm}^2$$

$$\tau_u = \frac{7066 \times 10^3}{(2 \times 538,18 \times 4,167) \times 10^3} = 1,57 \text{ MPa}$$

6.5.2- Résistance en torsion et flexion :

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

$$\tau_t^2 + \tau_v^2 = 0,71^2 + 1,57^2 = 2,97 \text{ MPa}$$

$$\tau_t^2 + \tau_v^2 = 2,97 \text{ MPa} < \bar{\tau}_v^2 = 10,56 \text{ MPa (C.V)}$$

6.5.3- Les armatures longitudinales :

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

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

$$\mu = 2[(h - b_t) + (b - b_t)] = 93,332 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{93,332 \times 7066 \times 10^2}{2 \times 538,18 \times \frac{400 \times 10^2}{1,15}} = 1,76 \text{ cm}^2$$

6.5.4- Les armatures transversales :

$$A_t = \frac{T_u \cdot S_t}{2 \cdot \Omega \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{7066 \times 15}{2 \times 538,18 \times \frac{400}{1,15}} = 0,28 \text{ cm}$$

6.6- Section minimale des armatures : [6] BAEL83

$$1) \frac{A_s \cdot f_e}{b_t \cdot \mu} \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{1,76 \times 400}{4,167 \times 93,332} = 1,81 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

$$2) \frac{A_t \cdot f_e}{b_t \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{0,28 \times 400}{4,167 \times 15} = 1,79 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa} \quad (\text{C.V})$$

6.7. Les armatures totales :

6.7.1- Armatures longitudinales :

$$A_s^{\text{tot}} = A_s^{\text{fl}} + A_s^{\text{tor}}$$

*Nappe supérieure :

$$A_s^{\text{tot}} = A_s^{\text{fl}} + \frac{A_s^{\text{tor}}}{2} = 5,06 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_s^{\text{tot}} = 5\text{T}12 = 5,65 \text{ cm}^2$$

*Nappe inférieure :

$$A_s^{\text{tot}} = \frac{A_s^{\text{tor}}}{2} = 0,88 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_s^{\text{tot}} = 3\text{T}10 = 2,35 \text{ cm}^2$$

6.7.2- Armatures transversales:

$$A_t^{\text{tot}} = A_t^{\text{fl}} + A_t^{\text{tor}} = 1,4 \text{ cm}^2$$

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

6.7.3- État limite de déformation :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.19 > 0.0625 \text{ C. V}$$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.19 \geq 0.10 \text{ C. V}$$

$$3) \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.0072 < 0.0105 \text{ C. V}$$

Les (3) conditions **sont vérifiées**, donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

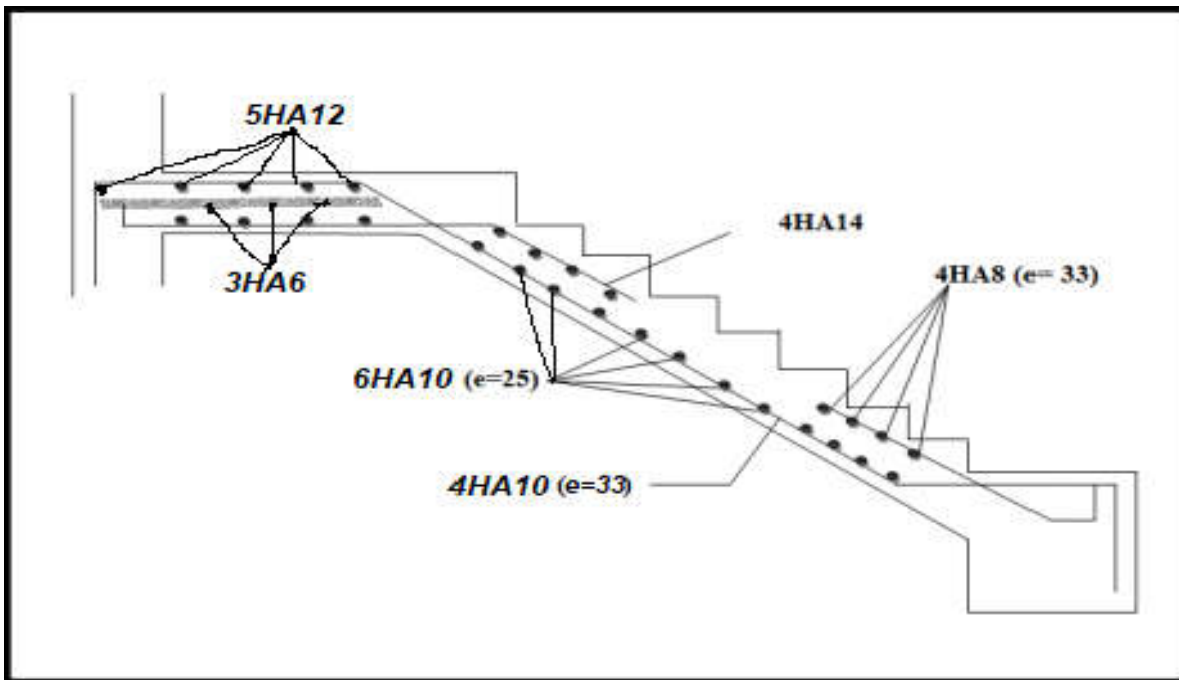
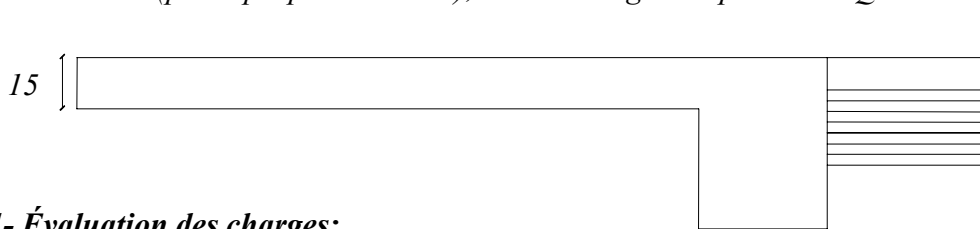


Figure 12 : FERAILLAGE ESCALIER VOLEE

III-2- Les balcons :

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

Le balcon est soumis à une charge permanente G (poids propre), charge concentrée à l'extrémité libre P (poids propre des murs), et une charge d'exploitation Q .

**III-2-1- Évaluation des charges:****a-Balcon terrasse (non accessible) :**

-Poids propre : $G = 693 \text{ Kg/ml}$.

-Force concentrée due aux poids de l'acrotère: $P = 231,7\text{kg/m}$

-Surcharge d'exploitation : $Q = 100 \text{ Kg/ml}$.

- $L=1.5\text{m}$

b-Balcon d'étagecourant (accessible) :

-Poids propre : $G = 525 \text{ Kg/ml}$.

-Force concentrée due aux poids de mur: $P = 179\text{kg/m}$

-Surcharge d'exploitation : $Q = 350 \text{ Kg/ml}$.

III-2-2- Calcul des moments :**Les combinaisons des charges :**

$$1/\text{ELU} : \quad q_u = 1,35G + 1,5 Q$$

$$P_u = 1.35xP.$$

$$2/\text{ELS} : \quad q_s = G+Q$$

$$P_{ser} = P$$

Le moment ultime a l'encastrement M_u pour une bonde de 1m est de :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + P_u l$$

Le Moment Service à l'encastrement M_s est de:

$$M_s = \frac{q_s l^2}{2} + P_{ser} l$$

	P (kg)	N_u (Kg/ml)	N_s (Kg.ml)	M_u (Kg.ml)	M_s (Kg.ml)	V_u (Kg)
Terrasse	231,7	1085,55	793	1568,79	1239,67	1860,02
E courant	179	1233,75	875	1656,46	1252,87	2029,62

Tableau III-2-Évaluation des charges –balcon-

III-2-3- Ferrailage :

Le balcon étant exposée aux différentes intempéries donc la fissuration considérer comme préjudiciable.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{1656,46 \times 10}{100 \times (13,5)^2 \times 14,17} = 0.064$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.3221$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440 \cdot \gamma \theta + \frac{49 f_c}{\theta} - 3050 \Rightarrow \mu_{lu} = 0.2723$$

$$\mu_{bu} = 0.064 < \mu_{lu} \Rightarrow (\text{Pas d'armature comprimé } A' = 0).$$

$$\alpha_u = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.064}) = 0.0827$$

$$A_u = \frac{0.8 \times \alpha_u \times b \times d \times f_{bu}}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_u = \frac{0.8 \times 0,0827 \times 100 \times 13,5 \times 14,17}{\frac{400}{1,15}} = 3,64 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{ij}}{f_e} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \text{Max}(A_u, A_{min}) = 3,64 \text{ cm}^2$$

III-2-4- Vérification à l'E.L.S (C.B.A93) :

- Le calcul se fait selon les règles de C.B.A 93 et B.A.E.L 91, la fissuration est considérée comme préjudiciable.

- Position de l'axe neutre

$$b \times y^2 + 30(d \times A + d' \times A') = 0 \Rightarrow y_1 = 3.33 \text{ cm}$$

- Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit :

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15[A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2]$$

$$\Rightarrow I = 6878,08 \text{ cm}^4$$

- **Vérification des contraintes :**

- Contraintes maximale de compression de béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y_1 = 6,06 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = 6,06 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{ (Vérifié)}$$

- Contraintes maximale de traction des aciers :

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot M_{ser}}{I} \cdot (d - y_1) = 277,87 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s = 277,87 \text{ MPa} \geq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

(Non vérifiée)

Il faut calculer la section d'armature à l'état limite de service :

- Détermination de $\bar{\alpha}_1$:

$$\bar{\alpha}_1 = \frac{9 F_{c28}}{9 F_{c28} + \sigma_s} \quad \Longrightarrow \quad \bar{\alpha}_1 = 0.447$$

- Détermination de M_{rb} (moment de résistance du béton) :

$$M_{rb} = 0.3 f_{c28} b d^2 \bar{\alpha}_1 \left(1 - \frac{\bar{\alpha}_1}{3}\right)$$

$$M_{rb} = 5199,55 \text{ Kg.ml} \Rightarrow M_{rb} = 5199,55 \text{ Kg.ml} > M_s = 1252,87 \text{ Kg.ml}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \Rightarrow \text{(pas d'armature comprimée } A' = 0 \text{)}$$

$$\mu_1 = \frac{M_{ser}}{bd \bar{\sigma}_s} \Rightarrow \mu_1 = 0.0034$$

À partir du tableau $\beta_1 = 0,9041$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times \sigma_{st}} \Rightarrow A_s = 5,09 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{Max}(A_u, A_s) = 5,09 \text{ cm}^2$$

$$= 5,09 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } 5\text{HA } 12 \rightarrow A_{réelle} = 5,65 \text{ cm}^2.$$

• **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{réel}}{4} = 1,42 \text{ cm}^2 \text{ soit : } A_r = 5\text{HA}8 = 2,51 \text{ cm}^2$$

• **Espacement minimal :**

Charge concentrée ;

Fissuration préjudiciable ;

$$h_0 = 15 \text{ cm} < 40 \text{ cm} ;$$

$$\varphi = 12 \text{ mm} > 6 \text{ mm} ;$$

$$\Leftrightarrow (S_x, S_y) \leq \text{Min} \{2 h_0 = 30 \text{ cm}, 25 \text{ cm}\} \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

III-2-5- Vérification au cisaillement (C.B.A.93 Art A-5-1-2-1-1 page 39) :

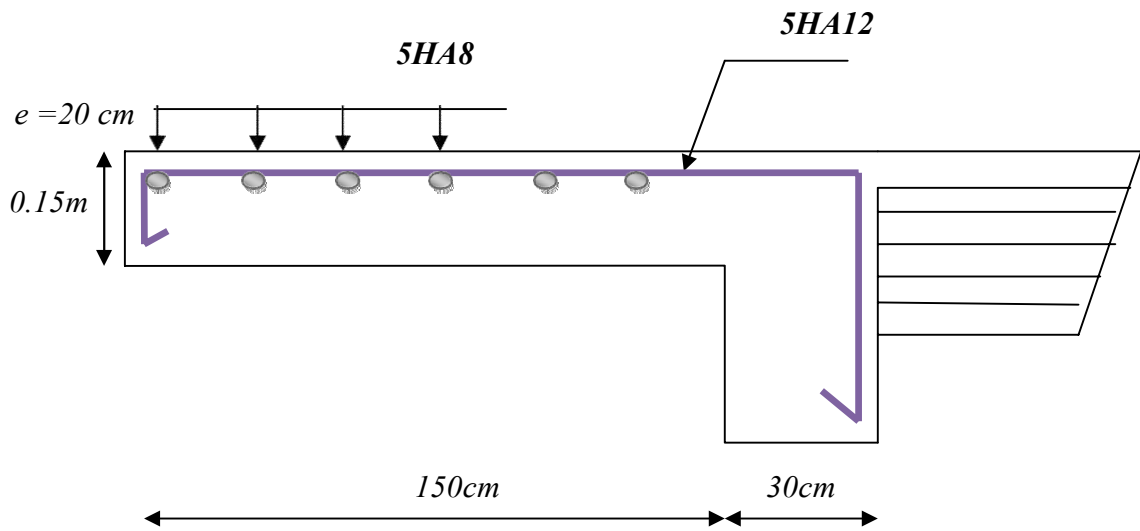
Fissuration préjudiciable τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$\bar{r} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,15 \\ \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 2,50 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \tau_u = 2,50 \text{ MPa}$$

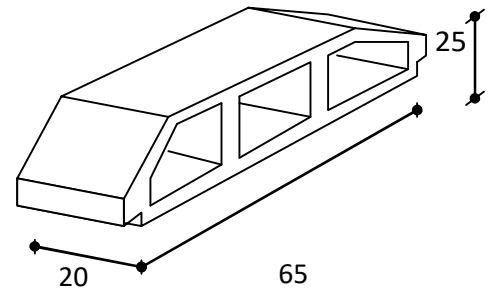
$$\tau_u = V_u / b d = 2029,62 \times 10 / 1000 \times 135 = 0,15 \text{ MPa} \quad \bar{r} > \tau_u \dots \dots \dots \text{ Vérifié}$$

III-2-6- Vérification de la flèche :

$$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{5,65}{100 \times 13.5} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.0041 \leq 0.0105 \dots \dots \dots \text{Vérifié}$$

III-2-7- Schéma de ferrailage :**Figure III-4- ferrailage de balcon**

Planchers



1. Introduction

Les planchers sont des plates formes horizontales qui divisent l'espace de construction en plusieurs niveaux aux étages.

Ce sont des ouvrages autoporteurs (de leur poids propre, de charges d'exploitation, des charges climatiques s'il s'agit d'une toiture, et les accessoires).

Pour transmettre les efforts horizontaux aux éléments verticaux le plancher doit être capable d'agir comme un diaphragme de très grande rigidité.

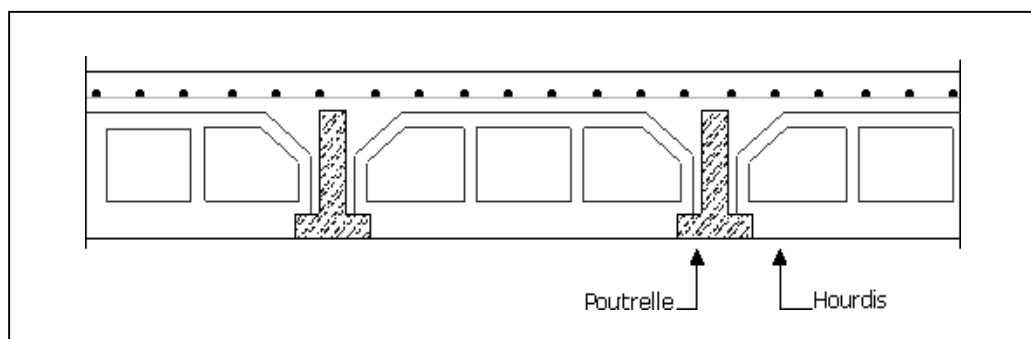
2. Conception des planchers

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique, la structure étudiée comporte des plancher à corps creux... Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux) .de dimensions (16x20x65) cm³, avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

3. Méthode de calcul

Il y a Plusieurs méthodes qui peuvent être utilisé dans le calcul des éléments secondaires d'un bâtiment, nous citerons comme exemple les suivantes : méthodes forfaitaires.

Le bon choix de la méthode de calcul permet d'aboutir aux bons résultats c'est-à-dire la détermination de la section nécessaire d'armature pour chaque élément secondaire.



4-Calcul des planchers (Charge permanente et surcharge) :

Plancher étage courant

Charge permanente et surcharge :

$$G = 5.9 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

Plancher terrasse (inaccessible)

$$G = 6.73 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

Calcul la charge "P" à L'ELU et L'ELS :

$$P_U = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65$$

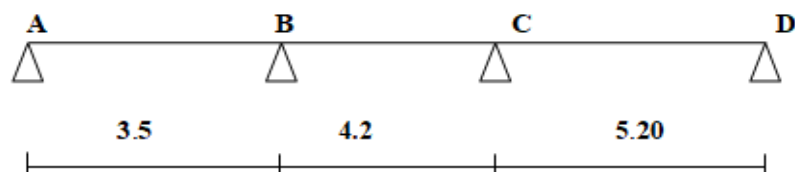
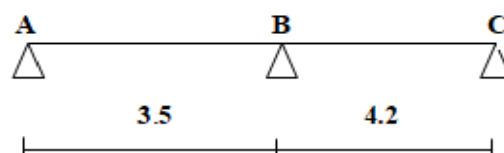
$$P_S = (G + Q) \times 0.65$$

Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	P _U (KN/ml)	P _S (KN/ml)
Etages courants	5.9	1.5	6.64	4.81
Etages terrasse	6.73	1	6.88	5.02

5. Les types des planchers :

Dans le cas de notre projet on types de poutrelles :

- Poutre repose sur 3 appui.
- Poutre repose sur 4 appui.

Type 1:**Type 2:**

6. Méthode de calcul des poutrelles : CBA (art B.6.2.1)

La méthode forfaitaire :

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

Condition d'application :

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

• Plancher étage courant :

$$G = 5.9 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq ((2 \times 5.5 = 11 \text{ KN/m}^2) ; 5 \text{ KN/m}^2) \dots\dots\dots C.V$$

• Plancher terrasse inaccessible :

$$G = 6.73 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow 1 \text{ KN/m}^2 \leq ((2 \times 6.33 = 12.66 \text{ KN/m}^2) ; 5 \text{ KN/m}^2) \dots\dots\dots C.V$$

✓ Le rapport : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

Type 1 :

✓ $0.8 \leq \frac{4.20}{5.20} = 0.80 ; \frac{3.50}{4.20} = 0.83 \leq 1.25 \dots\dots\dots C.V$

✓ Le moment d'inertie est constant sur toute la longueur de la travée C.V

✓ Fissuration peu nuisible C.V

Donc la méthode forfaitaire est applicable.

7-Calcul des moments :

Le moment isostatique :

$$M_0 = \frac{P \times L^2}{8}$$

Les moments en appui :

- $0.2M_0$ pour appui de rive
- $0.5M_0$ pour appui voisins des appuis de rive pour poutre de plus de deux travées.

Les moments en travée :

$$M_T = \max \left\{ \begin{array}{l} \max[1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 (\text{travée de rive}) \\ \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 (\text{travée intermédiaire}) \end{array} \right.$$

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G}$$

✓ **Calcul α rapport des charges :**

$$\alpha_{\text{étage}} = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1.5}{1.5 + 5.9} = 0.20$$

$$\alpha_{\text{terrasse}} = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1}{1 + 6.73} = 0.13$$

✓ **Effort tranchant :**

$$T_w = \frac{P \times L}{2} + \frac{M_e - M_w}{L}; T_e = -\frac{P \times L}{2} + \frac{M_e - M_w}{L} \text{ (Leffort tranchant a gauche et a droit de la travée).}$$

• **Plancher étage courant :**

❖ E.L.U :

✓ **Type 2 :**

Travée	L (m)	Pu (KN/ml)	M0 (KN.m)	Mw (KN.m)	Me (KN.m)	Mt (KN.m)	Tw (KN)	Te (KN)
A-B	3.5	6.64	10.16	2.032	5.08	7.2	13.14	-10.09
B-C	4.2	6.64	14.64	5.08	2.032	11.96	13.21	-14.66

❖ E.L.S :

✓ Type 2 :

Travée	L (m)	Ps (KN/ml)	M0 (KN.m)	Mw (KN.m)	Me (KN.m)	Mt (KN.m)
A-B	3.5	4.81	7.37	1.474	3.68	5.24
B-C	4.2	4.81	10.60	3.68	1.474	8.66

• Plancher terrasse inaccessible :

❖ E.L.U :

✓ Type 2 :

Travée	L (m)	Pu (KN/ml)	M0 (KN.m)	Mw (KN.m)	Me (KN.m)	Mt (KN.m)	Tw (KN)	Te (KN)
A-B	3.5	6.88	10.53	2.106	5.26	7.48	12.94	-11.14
B-C	4.2	6.88	15.17	5.26	2.106	12.38	13.7	-15.2

❖ E.L.S :

✓ Type 2 :

Travée	L (m)	Ps (KN/ml)	M0 (KN.m)	Mw (KN.m)	Me (KN.m)	Mt (KN.m)
A-B	3.5	5.02	7.68	1.53	3.84	5.45
B-C	4.2	5.02	11.06	3.84	1.53	9.04

• Plancher étage courant :

❖ E.L.U :

✓ Type 1 :

Travée	L (m)	Pu (KN/ml)	M0 (KN.m)	Mw (KN.m)	Me (KN.m)	Mt (KN.m)	Tw (KN)	Te (KN)
A-B	3.5	6.64	10.16	2.032	5.08	7.2	13.14	-10.09
B-C	4.2	6.64	14.64	5.08	7.32	9.31	14.47	-13.41
C-D	5.20	6.64	22.44	7.32	2.032	19.11	16.24	-18.27

❖ E.L.S :

✓ Type 1 :

Travée	L (m)	Ps (KN/ml)	M0 (KN.m)	Mw (KN.m)	Me (KN.m)	Mt (KN.m)
A-B	3.5	4.81	7.37	1.474	3.68	5.24
B-C	4.2	4.81	10.60	3.68	5.3	6.74
C-D	5.20	4.81	16.26	5.3	1.474	13.83

• Plancher terrasse inaccessible :

❖ E.L.U :

✓ Type 1 :

Travée	L (m)	Pu (KN/ml)	M0 (KN.m)	Mw (KN.m)	Me (KN.m)	Mt (KN.m)	Tw (KN)	Te (KN)
A-B	3.5	6.88	10.53	2.106	5.26	7.48	12.94	-11.14
B-C	4.2	6.88	15.17	5.26	7.58	9.66	15	-13.89
C-D	5.20	6.88	23.25	7.58	2.106	19.80	16.82	-18.93

❖ E.L.S :

✓ Type 1 :

Travée	L (m)	Ps (KN/ml)	M0 (KN.m)	Mw (KN.m)	Me (KN.m)	Mt (KN.m)
A-B	3.5	5.02	7.68	1.53	3.84	5.45
B-C	4.2	5.02	11.06	3.84	5.53	7.03
C-D	5.2	5.02	16.96	5.53	1.53	14.44

Les diagrammes des moments et les efforts tranchants :

- Plancher étage courant :

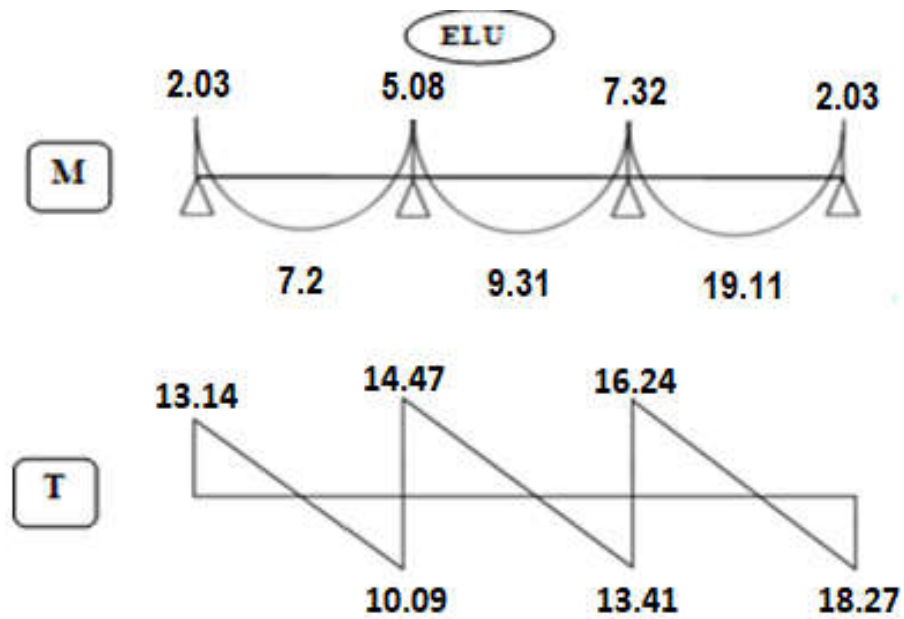


Fig. diagramme des efforts ELU

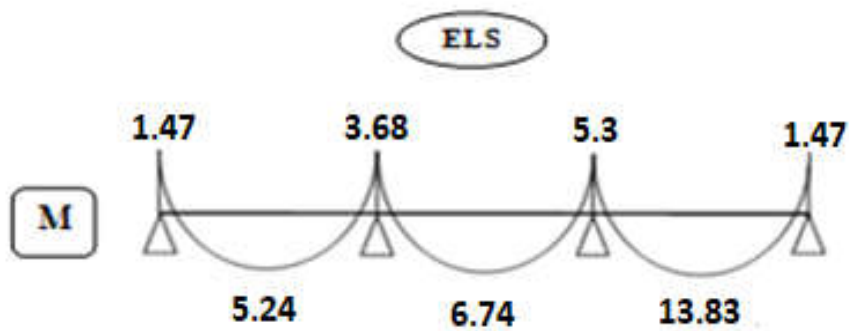


Fig. diagramme des efforts ELS

- Plancher terrasse inaccessible :

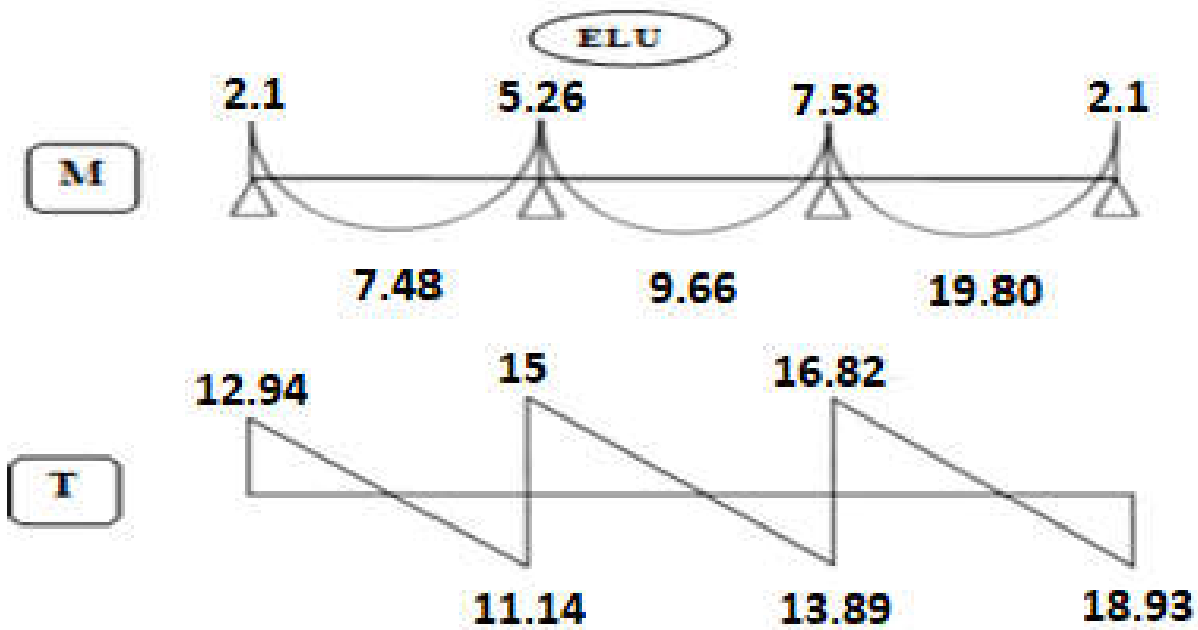


Fig. diagramme des efforts ELU

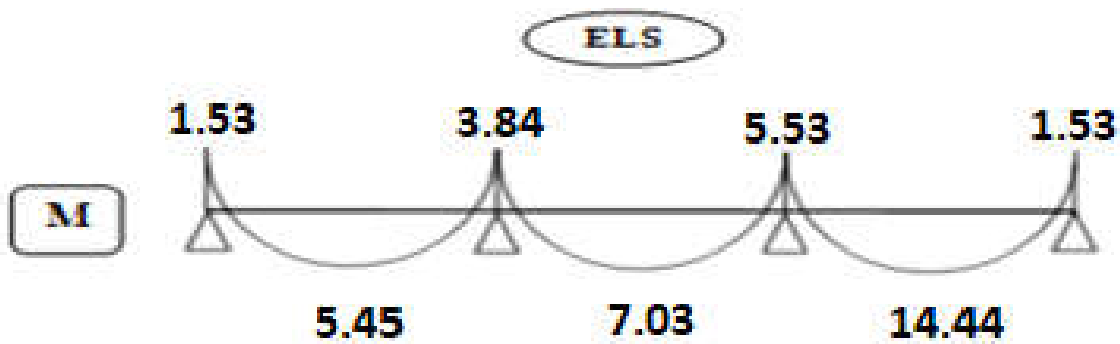


Fig. diagramme des efforts ELS

poutre repose sur 2 appuis :

- Plancher étage courant :

- ❖ E.L.U :

- ✓ Type 3 :

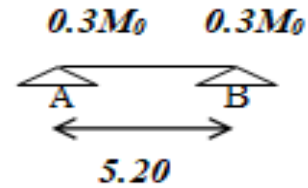


Fig.III.6.poutrelles à 2 appuis

Travée	L (m)	Pu (KN/ml)	M0 (KN.m)	Mw (KN.m)	Me (KN.m)	Mt (KN.m)	Tw (KN)	Te (KN)
A-B	5.2	6.64	22.24	6.73	6.73	16.84	17.26	-17.26

- ❖ E.L.S :

- ✓ Type 3 :

Travée	L (m)	Ps (KN/ml)	M0 (KN.m)	Mw (KN.m)	Me (KN.m)	Mt (KN.m)
A-B	5.2	4.81	16.25	4.87	4.87	12.35

- Plancher terrasse inaccessible :

- ❖ E.L.U :

- ✓ Type 3 :

Travée	L (m)	Pu (KN/ml)	M0 (KN.m)	Mw (KN.m)	Me (KN.m)	Mt (KN.m)	Tw (KN)	Te (KN)
A-B	5.2	6.88	23.25	6.97	6.97	17.67	17.88	-17.88

- ❖ E.L.S :

- ✓ Type 1 :

Travée	L (m)	Ps (KN/ml)	M0 (KN.m)	Mw (KN.m)	Me (KN.m)	Mt (KN.m)
A-B	5.2	5.02	16.96	5.08	5.08	12.90

8. Calcul du ferrailage :

Les moment max dans les types :

- **Plancher étage courant :**

$$\text{E.L.U} \quad \begin{cases} M_t = 19.11 \text{KN.m} \\ M_a = 11.22 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{E.L.S} \quad \begin{cases} M_t = 13.83 \text{KN.m} \\ M_a = 8.13 \text{KN.m} \end{cases}$$

- **Plancher terrasse :**

$$\text{E.L.U} \quad \begin{cases} M_t = 19.80 \text{KN.m} \\ M_a = 11.63 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{E.L.S} \quad \begin{cases} M_t = 14.44 \text{KN.m} \\ M_a = 8.48 \text{KN.m} \end{cases}$$

✓ On va calculer le ferrailage de la nervure la plus sollicité :

$$\text{E.L.U} \quad \begin{cases} M_t^{\max} = 19.80 \text{KN.m} \\ M_a^{\max} = 11.63 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{E.L.S} \quad \begin{cases} M_t^{\max} = 14.44 \text{KN.m} \\ M_a^{\max} = 8.48 \text{KN.m} \end{cases}$$

Les caractéristiques géométriques des poutrelles :

- **L'enrobage :**

$$c \geq c_0 + \frac{\phi}{2}$$

* $c_0 \geq 1 \text{ cm}$ (fissuration peu préjudiciable).BAEL91.A.7.1

$$* \phi \geq \frac{h}{10} \Rightarrow \frac{25}{10} = 2.5 \text{cm}$$

Alors on adopte $c = 3 \text{ cm}$.

$$b = 65 \text{cm}$$

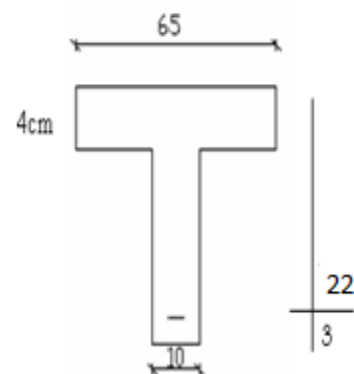
$$h = 25 \text{cm}$$

$$d = 22 \text{cm}$$

$$b_0 = 10 \text{cm}$$

$$h_0 = 22 \text{cm}$$

$$c = 3 \text{cm}$$



Calcul des armatures longitudinales :• **E.L.U**✓ **En travées :**

$$M_t^{max} = 19.80 \text{ KN.m}$$

Le moment fléchissant (M_{table}).

$$\begin{aligned} M_{Tab} &= \sigma_b \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \\ &= 14.2 \times 65 \times 5 \left(22 - \frac{5}{2} \right) = 90 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$M_t^{max} = 19.80 \text{ KN.m} < 90 \text{ KN.m}$$

Donc la section en "T" sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b=65 \text{ cm}$.

✓ **En appuis :**

$$M_{appui}^{max} = -11.63 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{appui} < 0$$

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

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

✓ **Tableau Récapitulatif Des Résultats :**

Elément	M^{max} (kN.m)	b_0 (cm)	μ	μ_1	α	B	$A_{calcu}(\text{cm}^2)$
Travée	19.8	65	0.044	0,392	0.056	0.977	2.64
Appui	11.63	10	0.026	0,392	0.033	0.987	1.54

❖ **Vérification**➤ **Condition de non fragilité : B.A.E.L (1.4.2.1)**

$$A_{min} \geq 0.23 b.d. \frac{f_{t28}}{f}$$

$$f_{ij} = f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

En travée :

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 65 \times 22 \times \frac{2.1}{400} = 1.73 \text{ cm}^2$$

En appuis :

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 10 \times 22 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

➤ **Pourcentage minimale : B.A.E.L 91 (art B.6.4)**

$$A'_{\min} \geq 0,001 \times b \times h$$

En travée :

$$A'_{\min} \geq 0,001 \times 65 \times 25 = 1.63 \text{ cm}^2$$

En appuis :

$$A'_{\min} \geq 0,001 \times 10 \times 25 = 0.25 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{calcul}}, A_{\min}, A'_{\min})$$

✓ **Tableau Récapitulatif Du Ferrailage :**

Elément	$A_{\text{cal}} (\text{cm}^2)$	$A_{\min} (\text{cm}^2)$	$A'_{\min} (\text{cm}^2)$	$A (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adp}} (\text{cm}^2)$
Travée	2.64	1,73	1,63	2.64	2T14 = 3.08
Appui	1.54	0,26	0,25	1.54	1T14 = 1.54

✓ **Vérification a l'état limite de service :**

En considère que la fissuration est peu préjudiciable la vérification ce fait comme suite :

Calcule de (y_1) par résolution d'équation suivant :

La résolution de cette équation est résumée comme suit :

$$\frac{b y_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$$

La résolution de cette équation est résumée comme suit :

$$D = 15 \frac{A}{b}$$

$$E = 2 D \cdot d$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \quad \alpha_1 = \frac{Y_1}{d}$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3} \quad K_1 = 15 \frac{(1 - \alpha_1)}{\alpha_1}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{AB_1 d} \quad \sigma_b = \frac{2M}{\alpha_1 \beta_1 d^2 b}$$

✓ **La vérification des contraintes en travée :**

En travée $M_{t \max} = 19.80 \text{ KN.m}$

Après les calculs en trouve :

$$D = 15 \times \frac{3.08}{65} = 0.71 \quad E = 2 \times 0.71 \times 22 = 31.24$$

$$Y_1 = -0.71 + \sqrt{0.71^2 + 31.24} = 4.92 \quad \alpha_1 = \frac{4.92}{22} = 0.22$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{0.22}{3} = 0.93 \quad K_1 = 15 \frac{(1-0.22)}{0.22} = 53.18$$

$$\sigma_s = \frac{19800}{3.08 \times 0.93 \times 22} = 314.20$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 19800}{0.22 \times 0.93 \times 22^2 \times 65} = 6.15$$

$$\sigma_s = 314.20 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma} = 400 \text{ MPA} \dots \dots \dots CV$$

$$\sigma_b = 6.15 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots CV$$

✓ **La vérification des contraintes en appuis :**

En appuis $M_{a \max} = 11.63 \text{ KN.m}$

Après les calculs en trouve :

$$D = 15 \frac{1.54}{65} = 0.35 \quad E = 2 \times 0.35 \times 22 = 15.4$$

$$Y_1 = -0.35 + \sqrt{0.35^2 + 15.4} = 3.6 \quad \alpha_1 = \frac{3.60}{22} = 0.16$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{0.16}{3} = 0.95 \quad K_1 = 15 \frac{(1 - 0.16)}{0.16} = 78.75$$

$$\sigma_s = \frac{11630}{1.54 \times 0.95 \times 22} = 361.3$$

$$\sigma_b = \frac{2 \times 11630}{0.16 \times 0.95 \times 22^2 \times 65} = 4.86$$

$$\sigma_s = 363.3 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma} = 400 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

$$\sigma_b = 4.86 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

➤ **Vérification de la contrainte limite de cisaillement : BAEL 91(art. A.5.1.1)**

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \cdot d}$$

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

b_0 : Désigne de largeur de l'âme.

d : La hauteur utile de la nervure.

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{18930}{100 \times 220} = 0.86 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min\left(0.20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \text{ fissuration peu nuisible (BAEL(A. 5.1,211)).}$$

$$\tau_u = \min\left(0.2 \times \frac{25}{1.5}; 5 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \tau_u = \min(3.33; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 > \tau_u = 0.86 \Rightarrow \text{Condition et vérifier.}$$

➤ **Diamètre minimale Φ :BAEL91 (A.7.2, 2)**

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

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h_t}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right) = \min\left(\frac{250}{35}; 14; \frac{100}{10}\right)$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min(7.14; 14; 10)$$

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

Donc en adopte des cadres $\phi 6$ d'où : $A_t = 2\phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$; de nuance FeE235

➤ **Espacement des cadres : BAEL91 (A.5.1, 22)**

* $S_{t1} \leq \min(0.9d, 40\text{ cm}) \Rightarrow \min(0.9 \times 22; 40\text{ cm}) = 19.8\text{ cm}.$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \cdot F_e}{0.4b_0} = \frac{0.57 \times 235}{0.4 \times 10} = 33.49\text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 \times A_t \cdot F_e}{\gamma_s b_0 (\tau_u - K \cdot 0.3 \times f_{t28})} \dots \dots \dots \text{ Avec } K = 1 (\text{en flexion simple})$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 \times 0.57 \times 235}{1.15 \times 10 (0.86 - 1 \times 0.3 \times 2.1)} = 52.42\text{ cm}$$

soit $S_t \leq \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3}) \Rightarrow S_t \leq 19.8$

On prend : $S_t = 18\text{ cm}.$

➤ **Vérification de la flèche : (BAEL91 B.6.8.424)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \rightarrow \frac{25}{520} = 0.048 \geq \frac{19800}{15 \times 23250} = 0.056 \dots \text{ CNV} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \rightarrow \frac{3.08}{65 \times 22} = 0.0021 \leq 0.009 \dots \dots \dots \text{ CV} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{25}{520} = 0.048 \geq \frac{1}{22.5} \dots \dots \dots \text{ CV} \end{array} \right.$$

- Calcul de la flèche :

$$\text{Flèche admissible : } f_{adms} = \frac{l}{500} \text{ (mm)}$$

Flèche due aux charges permanentes : f_{gv} (mm). Flèche totale : Δf_{tm} (mm).

la flèche est vérifier

- Flèche due aux charges permanentes : f_{gv} (mm).
- Flèche due aux charges totales : f_{gp} (mm).
- Flèche totale : Δf_{tm} (mm).

Calcul des caractéristiques géométriques de la section considérée :

$$\text{Calcul les flèches: } \Delta f = f_{gv} - f_{ij} + f_{pi} - f_{gi}$$

Position de l'axe neutre :

$$By^2 + 30A_s y - 30A_s d = 0 \quad \implies \quad y = 6.62 \text{ cm}$$

L'axe neutre dans la table ($Y < h_0$) ; Section rectangulaire de largeur ($b=65$)

-l'inertie de la section :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15[A(d - y)^2]$$

$$I_{AN} = 17214.23 \text{ cm}^4$$

$$V_1 = \frac{\sum x_i \Omega_i}{\sum \Omega_i} = \frac{(b \cdot h) \frac{h}{2} + 15Ad}{bh + 15A} = \frac{(65 \times 25)12.5 + 15 \times 3.08 \times 22}{65 \times 25 + 15 \times 3.08} \implies V_1 = 12.76 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 25 - 12.76 = 12.24 \text{ cm}$$

-l'inertie de la section totale homogène

$$I_{0/g} = \frac{bV_1^3}{3} + \frac{bV_2^3}{3} + 15A(d - V_1)^2 = 84745.26 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 d} = 0.014$$

$$\lambda_v = 1.24$$

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

$$\lambda_i = 3.08$$

Calcul des contraintes fictives :

g: poids propre = $6.73 \times 0.65 = 4.37 \text{ kn/m}^2$ P: Poids total:

$$p = g + q = 4.37 + 1 = 5.37 \text{ kn/m}^2$$

$$j : 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ kn/m}^2$$

$$M_g = \frac{gl^2}{8} = \frac{4.37 \times 5.2^2}{8} = 14.77 \text{ Kn.m}$$

$$M_p = \frac{pl^2}{8} = \frac{5.37 \times 5.2^2}{8} = 18.15 \text{ Kn.m}$$

$$M_j = \frac{jl^2}{8} = \frac{0.65 \times 5.2^2}{8} = 2.19 \text{ Kn.m}$$

$$\sigma_s(g) = 15 \frac{M_g(d-y)}{I_{AN}} = 15 \frac{14.77 \times 10^3 \times (22 - 6.62)}{17214.23} = 197.94 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s(p) = 15 \frac{M_p(d-y)}{I_{AN}} = 15 \frac{18.15 \times 10^3 \times (22 - 6.62)}{17214.23} = 243.24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s(j) = 15 \frac{M_j(d-y)}{I_{AN}} = 15 \frac{2.19 \times 10^3 \times (22 - 6.62)}{17214.23} = 29.35 \text{ MPa}$$

Calcul des coefficients :

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho_s + f_{t28}}$$

$$\begin{aligned} \mu_g &= 0.278 \\ \mu_j &= 0.982 \\ \mu_p &= 0.234 \end{aligned}$$

Calcul des moments fictifs :

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu}, I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu}$$

$$E_i = 11000^3 \sqrt{25} = 32164.19 \text{ Mpa}$$

$$E_v = 3700^3 \sqrt{25} = 10818.86 \text{ Mpa}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A \left(\frac{h}{2} - d'' \right) \Rightarrow I_0 = 84981.92 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}(g) = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \mu_g} = \frac{1.1 \times 84981.92}{1 + 3.08 \times 0.278} = 50359.93 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv}(g) = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \mu_g} = \frac{1.1 \times 84981.92}{1 + 1.24 \times 0.278} = 69516.41 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}(j) = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \mu_j} = \frac{1.1 \times 84981.92}{1 + 3.08 \times 0.982} = 23227.41 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}(p) = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \mu_p} = \frac{1.1 \times 84981.92}{1 + 3.08 \times 0.234} = 54326.16 \text{ cm}^4$$

$$f_{gv} = \frac{M_g l^2}{10E_v I_{fv}} = \frac{14.77 \times (5.2)^2 \times 10^7}{10 \times 10818.86 \times 69516.41} = 0.53 \text{ cm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g l^2}{10E_i I_{fi}} = \frac{14.77 \times (5.2)^2 \times 10^7}{10 \times 32164.19 \times 54326.16} = 0.23 \text{ cm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_j l^2}{10E_i I_{fi}} = \frac{2.19 \times (5.2)^2 \times 10^7}{10 \times 32164.19 \times 54326.16} = 0.03 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p l^2}{10E_i I_{fi}} = \frac{18.15 \times (5.2)^2 \times 10^7}{10 \times 32164.19 \times 54326.16} = 0.28 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.53 - 0.03 + 0.28 - 0.23 = 0.55 \text{ cm} < f_{admi} = \frac{520}{500} = 1.04 \text{ cm} \dots \text{vérifie}$$

➤ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :BAEL91**

(A.5.1 ,313)

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

$$V_u \leq \frac{0,8 \times b_0 \times a \times f_{c28}}{\gamma_b \times 2}$$

Au maximum $a = 0,9d = 0,9 \times 22 = 19.8 \text{ cm}$

$$V_u = 18930N \leq \frac{0.8 \times 10 \times 19.8 \times 2500}{1.5 \times 2} = 132000 N \dots \dots \dots CV$$

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

telle que l'on ait :

$$A \geq \gamma_s \frac{V_s}{f_e}$$

$$A = 3.08 \text{ cm}^2. A = 308 \text{ mm}^2.$$

$$A = 308 \text{ mm}^2 \geq 54.42 \text{ mm}^2 \dots \dots \dots C. V.$$

$$\gamma_s \frac{V_s}{f_e} = 1.15 \times \frac{18930}{400} = 54.42 \text{ mm}^2.$$

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

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

- ✓ 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ✓ 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.
- ✓ Treillis soudé FeE235 $f_e = 235 \text{ MPa}$

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

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

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L_n}{f_e} \Rightarrow A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{235} \Rightarrow A_{\perp} = 1,106 \text{ cm}^2$$

En adopte : $A_{\perp} = 6\phi 6 = 1,7 \text{ cm}^2$

➤ **Espacement**

n : nombres des barres

$$S_t = \frac{100}{n} = \frac{100}{6} = 16.66 \text{ cm}$$

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

➤ **Pour les armatures parallèles aux nervures**

$$A// = \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow A// = \frac{1,106}{2}$$

$$A// = 0,55 \text{ cm}^2$$

En adopte : $A// = 4\phi 6 = 1.13 \text{ cm}^2$

➤ **Espacement**

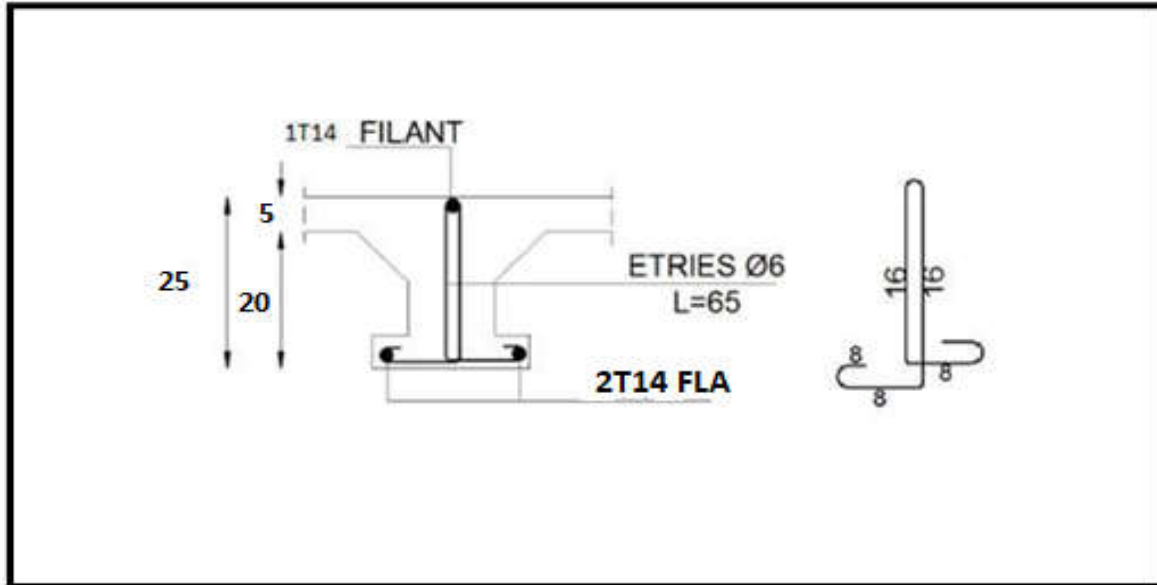
$$S_t = \frac{100}{n} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm.}$$

Donc on choisit un quadrillage dont la maille est de dimension (20x25) cm²

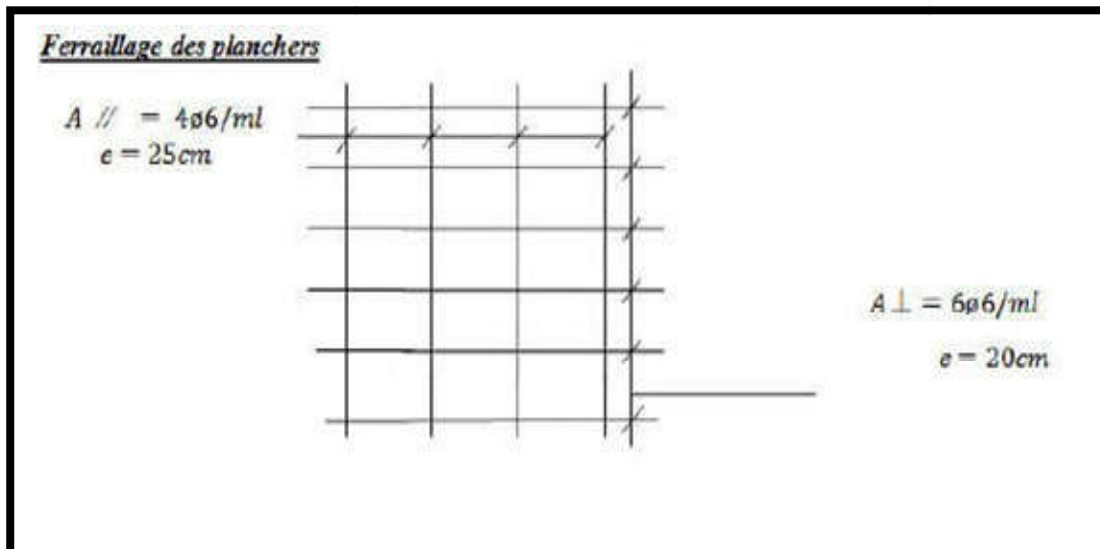
$$A// = 4\phi 6/ml; \quad e = 25 \text{ cm}$$

$$A_{\perp} = 6\phi 6/ml; \quad e = 20 \text{ cm}$$

Présentation du ferrailage :



Ferraillage de la nervure.



Ferraillage des planchers

Ascenseur son voile

1. Introduction.

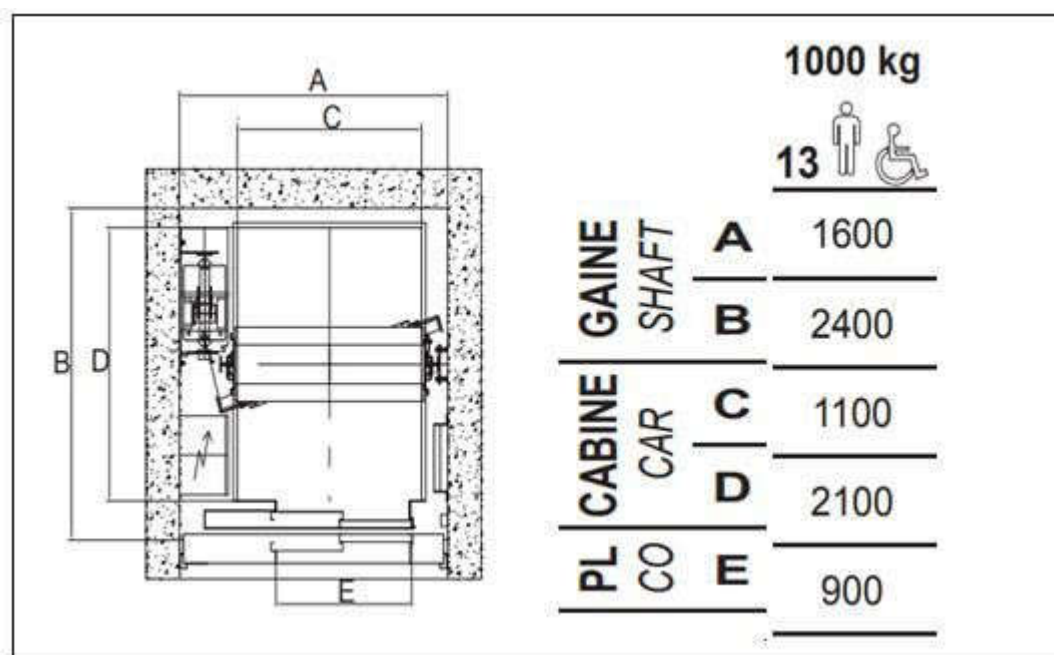
L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement ou horizontalement des personnes ou chargements vers les différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace avec des glissières dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif électrique qui permet de déplacer la cabine.

Dans notre bâtiment on adopte un seul ascenseur électrique sans salle des machines type 1000 pour le besoin d'architecte.

2. Les avantages de système de l'ascenseur sans salle de machine.

- Occupe moins de place.
- Facile a appliquer au chaque type de bâtiment.
- %40 pour cent d'énergie a sauvé.
- Élimine la pollution sonore.
- Extrêmement silencieux, fiable et exempt de vibrations.
- Aucune charge supplémentaire à la charge statique du bâtiment.
- aucune calcule à faire

3. La dimension d'ascenseur



CHAPITRE IV



ÉTUDE

SISMIQUE

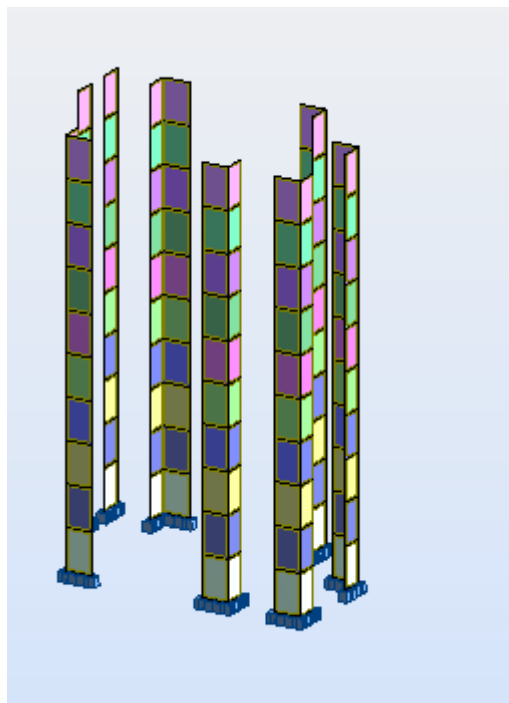
IV .1 .1.Introduction :

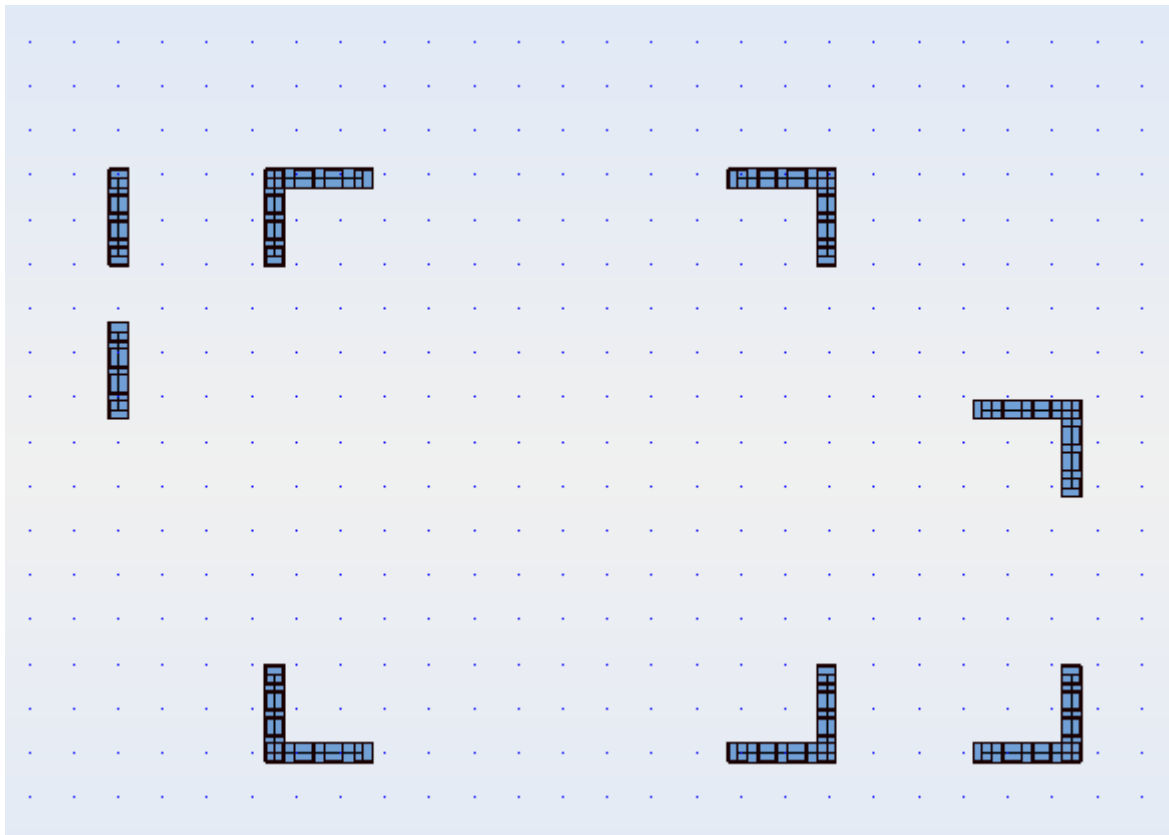
Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. Ceci nous oblige de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

IV .1 .2.Présentation du Logiciel ROBOT :

Le Logiciel **ROBOT** permet de modéliser tous types des structures en **2D ou 3D** composées d'éléments barres, poutres et des éléments surfaciques. Les calculs peuvent être effectués en analyse linéaire ou non linéaire, statique ou dynamique. L'intégration est totale entre le module de calcul et les modules métiers tels que le dimensionnement béton armé, ou charpente métallique. -Saisie graphique **2D et 3D** -Calcul de structure (**RDM**) -Neige et vent, combinaisons automatique -Dimensionnement : optimisation des structures selon les normes nationales et européennes en béton armé, bois, acier, aluminium...

IV .1 .3.1.Système de Contreventement:



IV .1 .3.2 ; *Disposition des Voiles :***1. Objective de l'étude dynamique:**

L'objective initiale de l'étude dynamique d'une structure est de la détermination de ses caractéristiques dynamiques propre, ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amortie, cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme ;

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible, c'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser

2. Choix de la Méthode de Calcul:

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

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

3. Conditions d'Application de la Méthode Statique Equivalente:

1. 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**.

2. Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes

Zone I : tous groupes

Zone II -a :

- ✓ Groupe d'usage 3.
- ✓ Groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- ✓ 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.

Zone II-b et III :

- ✓ Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- ✓ Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- ✓ Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

Conditions d'Application de la Méthode d'Analyse Modale Spectrale:

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise

Conditions d'Application de la Méthode d'Analyse Dynamique:

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

Remarque :

Pour l'étude de notre projet, la méthode statique équivalente n'est pas applicable car l'article (4.1.2.b) RPA2003 limite la hauteur totale de la structure en zone I à 30m. Nous utiliserons alors, la méthode dynamique modale spectrale pour l'analyse de notre structure.

V.3. Calcul des actions sismiques (Selon La Méthode Dynamique Modale Spectrale):

but de l'analyse dynamique:

- Détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure.
- Déterminer les modes et les périodes propres.

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

-La masse des planchers est calculée de manière à inclure une partie des surcharges d'exploitations ($\beta = 0,2$) **Tableau .4.5.RPA2003**.

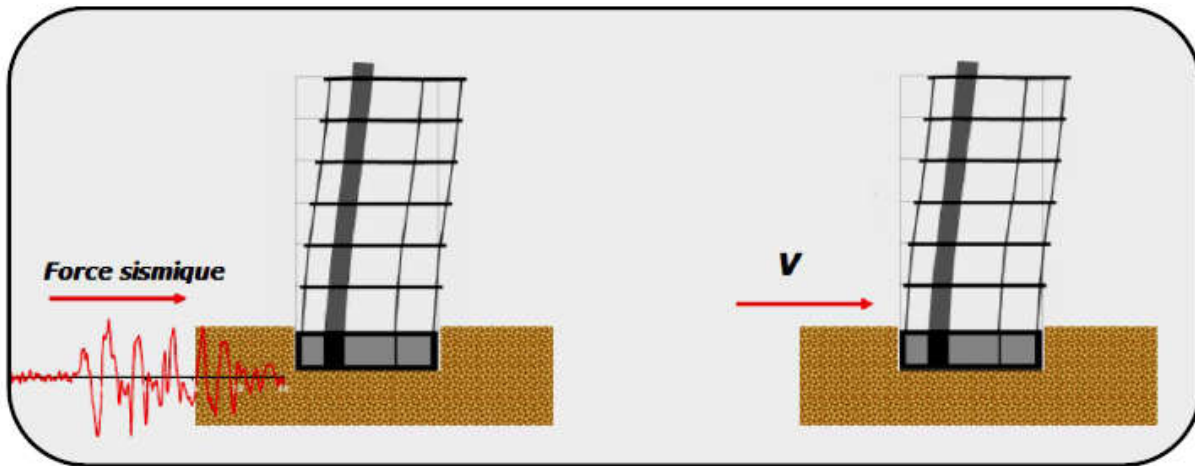


Figure :Simulation de la force sismique.

Classification du Site :

D'après l'article 3.3 (RPA99version2003), les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent :

- ✓ **Catégorie S1** (site rocheux).
- ✓ **Catégorie S2** (site ferme).
- ✓ **Catégorie S3** (site meuble).
- ✓ **Catégorie S4** (site très meuble).

Site	S1	S2	S3	S4
T1(sec)	0,15	0,15	0,15	0,15
T2(sec)	0,3	0,4	0,5	0,7

Tableau IV .1 : Classification du Site

Classification des Sites

Notre structure est située dans un site de catégorie **S3**.

L'action séismique est représenté par le spectre de calcul suivant :

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

1. Coefficient d'Accélération de Zone A:

Le coefficient d'accélération de zone, A, est donné par le **Tableau 2) des RPA 99/Ver.2003** suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment Pour un ouvrage du **groupe usage 2 en Zone I on a :**

A = 0,10.

Groupe D'usage	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Tableau IV .2 : Coefficient d'Accélération de Zone A

Le **facteur D** est par ailleurs donné sous forme graphique à la pour un Amortissement $\xi = 5\%$

η : Facteur de correction d' amortissement

Donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7 \quad (4.3)$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau

Constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Quant $\xi = 7\%$ on a $\eta = 0,882$

Calcule de η : facteur de correction d'amortissement :

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

D'abord on calcule Pourcentage d'Amortissement Critique ξ

1. Pourcentage d'Amortissement Critique ξ :

La réponse des structures soumises aux forces sismiques variables au cours du temps, dépend en particulier des propriétés d'amortissement des matériaux constitutifs des la structure, du type de structure et de l'importance des remplissages

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau IV. 3 : Valeurs de ξ (%)

*/Ouvrage en B.A avec voiles, Remplissage léger $\xi = 7\%$

Calcule de η : facteur de correction d'amortissement :

$$\text{Donc } \eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0,88 > 0,70$$

0,882 > 0.7 **vérifier**

*/Périodes Caractéristiques T1; T2 :

On a pour un site Ferme (S3) T2 = 0,5 sec, T1 = 0,15 sec.

1. Coefficient de Comportement Global de la Structure R:

Les valeurs du coefficient du **comportement R** sont données par la réglementation en Fonction du type de structure (mode de contreventement), des matériaux utilisés et des dispositions constructives adoptées pour favoriser la ductilité des éléments et assemblages, c'est-à-dire leur aptitude à supporter des déformations supérieurs à la limite élastique. Selon le tableau 4 des RPA99/version 2003, pour un système de contreventement Mixte portiques/voiles avec interaction R=3.5

- Q : facteur de qualité

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 :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q \quad (4-4)$$

P.q. est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité **q** " est satisfait ou non".
Sa valeur est donnée au **tableau 5**

Critère (q)	Pq	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	<u>0</u>	0.05
2. Redondance en plan	0	<u>0.05</u>
3. Régularité en plan	<u>0</u>	0.05
4. Régularité en élévation	<u>0</u>	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	<u>0.05</u>
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	<u>0.10</u>

Tableau IV .5.: valeurs des pénalités Pq

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

Les conditions suivantes non vérifiées sur notre structure :

- **Contrôle de la qualité des matériaux**
- **Contrôle de la qualité de l'exécution**

Donc :

$$P_q = 0.05 + 0.05 + 0.1 = 0.2$$

$$Q = P_q + 1 = 1,20$$

Donc on trouve : $Q = 1,20$

2. Estimation de la période fondamentale de la structure :

1. La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

2. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

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

• h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au Dernier niveau (N).

• C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6.

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,050

Tableau IV .6 : valeurs du coefficient C_T

$T = C_T h_N^{3/4}$ Avec :

- h_N = hauteur de notre structure = **30,60m**
- C_T = notre structure assuré partiellement par des voile en béton armé : $C_T = 0,05$

1. Estimation de la période fondamentale :

$$T = 0,05 * 30,60^{3/4} = 0,65\text{sec}$$

Périodes:

$$T = \frac{0,09 h_N}{\sqrt{D}}$$

Sens x:

$$h_N = 30,60 \text{ m. } D_x = 21,40 \text{ m}$$

$$T (/x) = \frac{0.09hN}{\sqrt{D}} = \frac{0.09 \times 30,60}{\sqrt{21,40}} = \mathbf{0,59 \text{ sec}}$$

Sens-y:

$$h_n = 30,60 \text{ m. } D_y = 12,90 \text{ m}$$

$$T (/y) = \frac{0.09hN}{\sqrt{D}} = \frac{0.09 \times 30,60}{\sqrt{12,90}} = \mathbf{0,76 \text{ sec}}$$

Facteur d'Amplification D:

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \text{Si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{Si } T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ sec} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0}\right)^{2/3} \left(\frac{3,0}{T}\right)^{5/3} & \text{Si } T > 3,0 \text{ sec} \end{cases}$$

On a: $T_2 = 0.5 \text{ s}$; $T_x = 0.59 \text{ s}$; $T_y = 0.76$

Alors:

Sens-x:

$$D = 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} = 2,5 \times 0,882 \times (0,5/0,95)^{2/3}$$

$$\mathbf{D (/x) = 1,95}$$

Sens-y:

$$D = 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} = 2,5 \times 0,882 \times (0,5/0,76)^{2/3}$$

$$\mathbf{D (/y) = 1,66}$$

***/Poids Total de la Structure:**

Nous avons pris le poids total W calculé par le logiciel ROBOT MILLENIUM

D'après la formule (4.5) du RPA03 : **$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$** .

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes au niveau (i).

W_{Qi} : Charges d'exploitation au niveau (i).

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, dans notre cas **$\beta = 0,2$** .

Donc ; **$W_i = 31254,88 \text{ KN}$**

Donc à chaque niveau :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + 0.2 W_{Qi}$$

*/Calcul de la Force sismique Totale :

Sens-x:

$$- V_x = A \cdot Q \cdot D_x W / R = 0,10 \cdot 1,95 \cdot 1,25 \cdot 31254,88 / 4 = 2176.67 \text{ KN}$$

Sens-y:

$$- V_y = A \cdot Q \cdot D_y W / R = 0,10 \cdot 1,85 \cdot 1,25 \cdot 31254,88 / 4 = 1852.96 \text{ KN}$$

7-8/ la Méthode d'Analyse Modale Spectrale :

* Résultats de l'Analyse Dynamique par Robot Millenium.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
6/ 1	1.38	0.73	0.14	72.80	0.14	72.80	3160808.53	3160808.53
6/ 2	1.52	0.66	73.76	72.94	73.62	0.14	3160808.53	3160808.53
6/ 3	1.95	0.51	73.79	72.95	0.03	0.01	3160808.53	3160808.53
6/ 4	4.87	0.21	73.81	86.36	0.02	13.42	3160808.53	3160808.53
6/ 5	5.25	0.19	86.69	86.38	12.87	0.01	3160808.53	3160808.53
6/ 6	6.90	0.14	86.73	86.38	0.04	0.01	3160808.53	3160808.53
6/ 7	10.17	0.10	86.74	91.72	0.00	5.34	3160808.53	3160808.53

Tableau IV .7 ci-dessous présente les facteurs de participation massique de chaque mode

*/ Vérification de la Période :

Selon RPA 99 V 2003, il y a la condition suivante à vérifier (art 4-2-4-4) :

$$1,3 T_{\text{Théorique}} \geq T_{\text{Calculé}}$$

$$T_{\text{Calculé}} = 0,65 \text{ sec.}$$

$$1,3 \times T_{\text{Théorique}} = 1,3 \times 0,73 = 0,94 \text{ sec.}$$

$$1,3 T_{\text{Théorique}} = 0,94 \text{ sec} \geq T_{\text{Calculé}} = 0,65 \text{ sec} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

7-9/l'Effort Sismique à la Base de la Structure :

-/D'après les résultats obtenues du logiciel «ROBOT»

$$V_x \text{ dyn} = 1870 \text{ KN}$$

$$V_y \text{ dyn} = 1736,63 \text{ KN}$$

$$0,8 \times V_x \text{ sta} = 0,8 \times 2176,76 = 1741,33 \text{ KN}$$

$$0,8 \times V_y \text{ sta} = 0,8 \times 1852,96 = 1482,36 \text{ KN}$$

La condition de l'article 4-3-6 de RPA 99 v 2003

$$V \text{ (dynamique)} > 80\%V \text{ (statique)}$$

$$1870 > 1741.33$$

$$1736,63 > 1482.36 \text{ La Condition est Vérifiée.}$$

Sens	A	D	R	Q	W(KN)	Vdyn (KN)	Vst (KN)	0.8Vst
Longitudinale (X-X)	0.1	1.95	3.5	1.25	31254.88	1870	2176.67	1741.33
Transversale (Y-Y)	0.1	1.66	3.5	1.25	31254.88	1736,63	1852.96	1482.36

Tab.IV : les résultats des forces sismiques

Donc : $V_{dyn} > 0.8V_{stat}$ (RPA99 art 4.3.6) \longrightarrow Condition vérifiée

	Vdyn (T)	Vsta (T)	0.8 x Vstat	Condition
Sens X	1870	2176.67	1741.33	Vérifiée
Sens Y	1736.63	1852.96	1482.36	Vérifiée

Tab.IV.7: Vérification.

4. Vérification des Déplacements Latéraux:

Les déplacements horizontaux à chaque niveau « k » de la structure sont donné par le RPA dans l'article 4.4.3 est calculés comme suit :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i

R : Coefficient de comportement

-Le RPA (art 4-4-3) donne également le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » selon la formule suivant : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

-Ces déplacements relatifs ne doivent pas dépasser un centième de la hauteur d'étage

(RPA art 5-10)

$$\bar{\Delta} = \frac{h_e}{100}$$

Sens x-x :

Niveau	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δk (cm)	$\Delta_{admissible}$ (cm)
9	4.7	18.8	1.6	3,06
8	4.3	17.2	1.2	3,06
7	4	16	2	3,06
6	3.5	14	2	3,06
5	3	12	2.4	3,06
4	2.4	9.6	2.4	3,06
3	1.8	7.2	2.4	3,06
2	1.2	4.8	2	3,06
1	0.7	2.8	2	3,06
RDC	0.2	0.8	0.8	3,06

Tableau IV . 8 : Les déplacements horizontaux à chaque niveau Sens x-x :

Sens y-y :

Niveau	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δk (cm)	$\Delta_{admissible}$ (cm)
9	5.4	21.6	1.6	3,06
8	5	20	2	3,06
7	4.5	18	2	3,06
6	4	16	2.8	3,06
5	3.3	13.2	2.4	3,06
4	2.7	10.8	2.8	3,06
3	2	8	2.8	3,06
2	1.3	5.2	2.4	3,06
1	0.7	2.8	2	3,06
RDC	0.2	0.8	0.8	3,06

Tableau IV .9 : Les déplacements horizontaux à chaque niveau Sens y-y :

VI.2. Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ :

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \cdot \Delta_k / V_k \cdot h_k \leq 0,10. \text{ RPA99 (Art 5,9)}$$

Avec : P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du Niveau « k » calculés suivant le formule ci-après

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi^*} + \beta W_{qi})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k », (V_k)

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » en considérons la combinaison (G+Q+E)

h_k : hauteur de l'étage « k ».

• Sens longitudinal

Niveau	P_k (t)	P_k cumulé	Δ_k (m)	V_k (t)	h_k (m)	θ	≤ 0.1
E9	322.80742	3187.11052	0.016	173.662	3.06	0.00972	CV
E8	318.2559	2864.3031	0.02	171.585	3.06	0.01212	CV
E7	318.2559	2546.0472	0.02	165.654	3.06	0.01256	CV
E6	318.2559	2227.7913	0.028	156.393	3.06	0.01862	CV
E5	318.2559	1909.5354	0.024	144.385	3.06	0.01729	CV
E4	318.2559	1591.2795	0.028	129.304	3.06	0.02252	CV
E3	318.2559	1273.0236	0.028	110.979	3.06	0.02624	CV
E2	318.2559	954.7677	0.024	89.785	3.06	0.02780	CV
E1	318.2559	636.5118	0.02	65.192	3.06	0.03191	CV
RDC	318.2559	318.2559	0.008	34.977	3.06	0.02379	CV

Tableau. IV.10. Justification Vis-à-vis De l'effet P- Δ Sens transversale.

Si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, 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^o ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.

Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée

• Sens transversale

Niveau	Pk (t)	Pk cumulé	Δ_k (m)	Vk(t)	hk(m)	θ	≤ 0.1
E9	295.0802	2909.838	0.016	154.453	3.06	0.00999	CV
E8	290.5287	2614.758	0.02	152.516	3.06	0.01245	CV
E7	290.5287	2324.229	0.024	147.131	3.06	0.01549	CV
E6	290.5287	2033.701	0.028	138.843	3.06	0.01915	CV
E5	290.5287	1743.172	0.028	128.223	3.06	0.02073	CV
E4	290.5287	1452.643	0.028	114.988	3.06	0.02312	CV
E3	290.5287	1162.115	0.028	98.96	3.06	0.02686	CV
E2	290.5287	871.586	0.028	80.431	3.06	0.03305	CV
E1	290.5287	581.0573	0.02	58.849	3.06	0.03227	CV
RDC	290.5287	290.5287	0.008	32.164	3.06	0.02361	CV

Tableau. IV.11. Justification Vis-à-vis De l'effet P- Δ Sens longitudinal.

. Caractéristiques Géométriques et Massique de la Structure:

Détermination de centre de gravité des masses et le centre des rigidités.

13.1. Centre de gravité des masses:

La détermination du centre de gravité des masses est basée sur le calcul des centres des masses de chaque élément de la structure (Acrotère, Balcon, plancher, poteaux, poutres, voiles, ...etc.).

Les coordonnées du centre de gravité des masses et données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_i} \quad \text{Et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i \times Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

_ M_i : la masse de l'élément i.

_ X_i, Y_i : les coordonnées du centre de gravité de l'élément « i » par rapport à un repère global

13.2. Centre de gravité des rigidités:

Les coordonnées du centre des rigidités peut être déterminé par les formules ci-après

Avec:

$$e_{cj} = \frac{\sum I_{jy} X_j}{I_{jy}} \quad ; \quad e_{cj} = \frac{\sum I_{jx} Y_j}{I_{jx}}$$

I_{jy} : Inertie de l'élément j dans le sens y.

X_j : Abscisse de l'élément I_{jy} .

I_{jx} : Inertie de l'élément j dans le sens x.

Y_j : Ordonnée de l'élément I_{jx} .

13.3. L'excentricité:

L'excentricité est la distance entre le

Centre de Gravité des Masses et le Centre de Torsion, donnée par les formules suivant:

$$e_x = X_{cm} - X_{cr}$$

$$e_y = Y_{cm} - Y_{cr}$$

13.3.1. L'excentricité Théorique:

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

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

e_x : Excentricité théorique suivant x.

e_y : Excentricité théorique suivant y.

13.3.2. L'excentricité Accidentelle: RPA99-v2003 (Art: 4.3.7) (Page59).

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité

Théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05L$, (L 'étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Donc:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens X: } e_{Acc} = 0.05 \times L_x = 0.05 \times 21.40 \quad \Rightarrow e_{Acc} = 1.07 \approx 1m. \\ \text{Sens Y: } e_{Acc} = 0.05 \times L_y = 0.05 \times 12,90 \quad \Rightarrow e_{Acc} = 0.64m. \end{array} \right.$$

Toutes ces caractéristiques géométriques et massique sont calculer par logiciel ROBOT et nous avons résumé dans les tableaux suivant: RPA99-v2003 (Art: 4.3.7) (Page: 59).

-Le tableau ci-après résumé les résultats des différents Centre de Gravité, de Rigidité et L'excentricité théorique:

Case/Story	Name	Mass (kg)	G (x,y,z) (m)	R (x,y,z) (m)	Ix (kgm ²)	Iy (kgm ²)	Iz (kgm ²)	ex0 (m)	ey0 (m)	ex2 (m)	ey2 (m)
1/ 1	Etage 1	141845,29	10,60 6,49 2,11	12,68 6,67 2,11	3300059,31	6605161,36	9617773,77	2,09	0,17	0,0	0,0
1/ 2	Etage 2	141845,29	10,60 6,49 5,17	12,68 6,67 5,17	3300059,31	6605161,36	9617773,77	2,09	0,17	0,0	0,0
1/ 3	Etage 3	141845,29	10,60 6,49 8,23	12,68 6,67 8,23	3300059,31	6605161,36	9617773,77	2,09	0,17	0,0	0,0
1/ 4	Etage 4	141845,29	10,60 6,49 11,2	12,68 6,67 11,2	3300059,31	6605161,36	9617773,77	2,09	0,17	0,0	0,0
1/ 5	Etage 5	141845,29	10,60 6,49 14,3	12,68 6,67 14,3	3300059,31	6605161,36	9617773,77	2,09	0,17	0,0	0,0
1/ 6	Etage 6	141845,29	10,60 6,49 17,4	12,68 6,67 17,4	3300059,31	6605161,36	9617773,77	2,09	0,17	0,0	0,0
1/ 7	Etage 7	141845,29	10,60 6,49 20,4	12,68 6,67 20,4	3300059,31	6605161,36	9617773,77	2,09	0,17	0,0	0,0
1/ 8	Etage 8	141845,29	10,60 6,49 23,5	12,68 6,67 23,5	3300059,31	6605161,36	9617773,77	2,09	0,17	0,0	0,0
1/ 9	Etage 9	141845,29	10,60 6,49 26,5	12,68 6,67 26,5	3300059,31	6605161,36	9617773,77	2,09	0,17	0,0	0,0
1/ 10	Etage 10	134090,61	10,71 6,26 29,6	12,85 6,66 29,6	3142576,13	6562529,14	9428588,78	2,15	0,40	0,0	0,0

Tableau: Caractéristiques Massique de la Structure.

Le tableau ci-après résumé les Valeur de L'excentricité Accidentelle de chaque niveau de la Structure:

Story	Name	List	Color	Lx (m)	Ly (m)	ex1 (m)	ey1 (m)
1	Etage 1	1to62 258 454		21,40	12,90	1,07	0,65
2	Etage 2	66to127 195 45		21,40	12,90	1,07	0,65
3	Etage 3	131to192 194 3		21,40	12,90	1,07	0,65
4	Etage 4	193 196to257 3		21,40	12,90	1,07	0,65
5	Etage 5	130 261to322 3		21,40	12,90	1,07	0,65
6	Etage 6	129 325to387 5		21,40	12,90	1,07	0,65
7	Etage 7	128 324 391to4		21,40	12,90	1,07	0,65
8	Etage 8	65 323 456to51		21,40	12,90	1,07	0,65
9	Etage 9	64 260 518 521		21,40	12,90	1,07	0,65
10	Etage 10	63 259 455 586		21,40	12,90	1,07	0,65

Tableau:L'excentricité Accidentelle des Etages.

7. Distribution des Forces Sismiques

L'effort tranchant V_K au niveau de l'étage K est donné par la formule:

$$V_K = F_t + \sum_{i=K}^n F_i$$

●Sens longitudinal :

Etage	F_x [KN]	F_x Sur les poteaux [KN]	F_x Sur les voiles [KN]
RDC	3771,54	1243,20	2528,34
1	3697,56	960,60	2736,95
2	3522,10	1076,98	2445,12
3	3280,95	1142,47	2138,48
4	2975,94	1144,99	1830,94
5	2588,49	1096,40	1492,08
6	2122,19	1014,09	1108,10
7	1563,79	913,01	650,78
8	842,02	841,33	0,69
9	942.30	784.32	0.78

Tableau: Distribution des forces sismiques (sens-x) au niveau de chaque étage.

- Sens transversal :

Etage	F _Y [KN]	F _Y Sur les poteaux [KN]	F _Y Sur les voiles [KN]
RDC	3597,96	1267,65	2330,31
1	3524,15	895,72	2628,43
2	3358,00	959,18	2398,82
3	3130,31	1000,26	2130,05
4	2837,31	996,80	1840,51
5	2477,14	956,19	1520,95
6	2039,02	885,36	1153,65
7	1499,28	787,15	712,13
8	807,32	711,38	95,94
9	605,23	714,2	88,52

Tableau: Distribution des forces sismiques (sens-y) au niveau de chaque étage.

• **Justification selon RPA 99-v2003 (Art: 3.4.4a)**

- ❖ Que les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

Dues aux charges verticales (.de logiciel ROBOT).

_ Les sollicitations verticales totales de la structure : 39887.57KN.

_ Les sollicitations verticales reprises par les voiles : 7331.62KN.

$$\frac{F_z \text{ voile}}{F_z \text{ totale}} = \frac{7331.62}{39887.57} = 18.38\% \leq 20\% \longrightarrow \text{Condition vérifié.}$$

- ❖ Que les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

Sens-x

$$\frac{F_x \text{ poteau}}{F_x \text{ totale}} = \frac{1243.20}{3771.54} = 32.96\% > 25\% \longrightarrow \text{Condition vérifié.}$$

Sens-y

$$\frac{F_y \text{ poteau}}{F_y \text{ totale}} = \frac{1267.65}{3597.96} = 35.23\% > 25\% \longrightarrow \text{Condition vérifié.}$$

- DONC: La condition de l'interaction portique-voile est vérifiée.

Remarque:

La Structure est système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction Portiques-Voiles.

- **Effort tranchant de la base:**

$$V_x = 377.154t. \quad V_y = 359.796t.$$

❖ **Vérfications spécifiques pour l'ensemble de la structure.**

❖ **Résultante des forces sismiques à la base V_t .**

Cette dernière est obtenue par la combinaison des valeurs modales et elle ne doit pas être Inférieure à 80 %de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_t , soit : $V_t > 0.8$

Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont Comme suit :

- Effort sismique dans le sens X..... $V_t = V_x = 377.154t$
- Effort sismique dans le sens Y..... $V_t = V_y = 359.796t$.

Donc:

Les Dépassements Relatifs inter-étages sont Vérifiés et par conséquent le critère de justification de la Sécurité de

12. Vérification au Renversement:

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal est transversal) avec la relation

Suivante:

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

M_s : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = w \times L/2$$

W : le poids total de la structure.

L : Dimension de la structure (Largeur Ou Longueur). $L=28.68m$.

M_r : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

•Sens Longitudinal:

$$M_s = w \times \frac{L}{2} = 3819.23667 \times \frac{28.68}{2} = 54767.85 \text{ t. m.}$$

Etage	F _i	h _i [m]	F _i × h _i
RDC	8.33	3.06	25.4898
1	16.65	6.12	101.898
2	24.98	9.18	229.3164
3	33.31	12.24	407.7144
4	41.64	15.3	637.092
5	49.96	18.36	917.2656
6	58.29	21.42	1248.5718
7	55.23	23.20	1420.32
8	66.62	24.48	1630.8576
9	77.37	27.54	2130.7698
$M_{rX} = \sum F_i \times h_i =$			7328.9754

Tableau: Lemoment de RENVERCEMENT provoqué par effort sismique sens XX.

Vérifications : $\frac{M_s}{M_r} = \frac{54767.85}{7328.9754} = 7.47 \geq 1.5$ Condition Vérifier.

•Sens Transversal:

$$M_s = w \times \frac{L}{2} = 3819.23667 \times \frac{13.20}{2} = 25206.96 \text{ t. m.}$$

Etage	F _i	h _i [m]	F _i × h _i
RDC	7.94	3.06	24.2964
1	15.89	6.12	97.2468
2	23.83	9.18	218.7594
3	31.78	12.24	388.9872
4	39.72	15.3	607.716
5	47.66	18.36	875.0376
6	55.61	21.42	1191.1662
7	63.55	24.48	1555.704
8	55.63	23.12	1334.203
9	73.81	27.54	2032.7274
$M_{rX} = \sum F_i \times h_i =$			6991.641

Tableau: Le moment de RENVERCEMENT provoqué par effort sismique sens YY

Vérifications : $\frac{M_s}{M_r} = \frac{25206.96}{6991.641} = 3.61 \geq 1.5$ Condition Vérifiée.

-DONC: La stabilité au renversement est alors vérifiée pour les deux sens.

13. Caractéristiques Géométriques et Massique de la Structure:

Détermination de centre de gravité des masses et le centre des rigidités.

13.1. Centre de gravité des masses:

La détermination du centre de gravité des masses est basée sur le calcul des centres des masses de chaque élément de la structure (Acrotère, Balcon, plancher, poteaux, poutres, voiles, ...etc.).

Les coordonnées du centre de gravité des masses et données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_i} \quad \text{Et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i \times Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

_ M_i : la masse de l'élément i .

_ X_i, Y_i : les coordonnées du centre de gravité de l'élément « i » par rapport à un repère global

13.2. Centre de gravité des rigidités:

Les coordonnées du centre des rigidités peut être déterminé par les formules ci-après

Avec:

$$e_{cj} = \frac{\sum I_{jy} X_j}{I_{jy}} \quad ; \quad e_{cj} = \frac{\sum I_{jx} Y_j}{I_{jx}}$$

I_{jy} : Inertie de l'élément j dans le sens y .

X_j : Abscisse de l'élément I_{jy} .

I_{jx} : Inertie de l'élément j dans le sens x .

Y_j : Ordonnée de l'élément I_{jx} .

13.3. L'excentricité:

L'excentricité est la distance entre le

Centre de Gravité des Masses et le Centre de Torsion, donnée par les formules suivant:

$$e_x = X_{cm} - X_{cr}$$

$$e_y = Y_{cm} - Y_{cr}$$

13.3.1. L'excentricité Théorique:

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

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

e_x : Excentricité théorique suivent x .

e_y : Excentricité théorique suivent y .

13.3.2. L'excentricité Accidentelle: RPA99-v2003 (Art: 4.3.7) (Page59).

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité

Théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05L$, (L 'étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Donc:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens X: } e_{\text{Acc}} = 0.05 \times L_x = 0.05 \times 28.68 \quad \Rightarrow e_{\text{Acc}} = 1.434 \approx 1\text{m.} \\ \text{Sens Y: } e_{\text{Acc}} = 0.05 \times L_y = 0.05 \times 13.20 \quad \Rightarrow e_{\text{Acc}} = 0.66\text{m.} \end{array} \right.$$

Toutes ces caractéristiques géométriques et massique sont calculer par logiciel ROBOT et nous avons résumé dans les tableaux suivant: RPA99-v2003 (Art: 4.3.7) (Page: 59).

-Le tableau ci-après résumé les résultats des différents Centre de Gravité, deRigidité et L'excentricité théorique:

		Centre de Masse	Centre de Rigidité	Excentricité Théor.	
Etage	W[t]	G(X, Y, Z) [m]	R(X, Y, Z) [m]	e_x [m]	e_y [m]
RDC	422839,79	2,52 5,74 14,19	2,22 5,12 14,19	1,54	0,70
1	422839,79	5,58 5,74 14,19	5,28 5,12 14,19	1,54	0,70
2	422839,79	8,64 5,74 14,19	8,34 5,12 14,19	1,54	0,70
3	422839,79	11,70 5,74 14,19	11,40 5,12 14,19	1,54	0,70
4	422839,79	14,76 5,74 14,19	14,46 5,12 14,19	1,54	0,70
5	422839,79	14,76 5,74 14,19	14,46 5,12 14,19	1,54	0,70
6	422839,79	17,82 5,74 14,19	17,52 5,12 14,19	1,54	0,70
7	422839,79	20,88 5,74 14,19	20,58 5,12 14,19	1,54	0,70
8	422839,79	23,94 5,74 14,19	23,64 5,12 14,19	1,54	0,70
9	436518,35	27,04 5,85 14,19	26,72 5,06 14,19	1,54	0,70

Tableau: Caractéristiques Massique de la Structure.

Le tableau ci-après résumé les Valeur de L'excentricité Accidentelle de chaque niveau de la Structure:

Etage	L _x [m]	L _y [m]	e _x [m]	e _y [m]
RDC	30,78	13,90	1,54	0,70
Service	30,78	13,90	1,54	0,70
2	30,78	13,90	1,54	0,70
3	30,78	13,90	1,54	0,70
4	30,78	13,90	1,54	0,70
5	30,78	13,90	1,54	0,70
6	30,78	13,90	1,54	0,70
7	30,78	13,90	1,54	0,70
8	30,78	13,90	1,54	0,70
9	30,78	13,90	1,54	0,70

Tableau:L'excentricité Accidentelle des Etages.

IV.9. L'effort normal réduit dans les poteaux :

Selon l'Art (7.4 .3 .1) du RPA 99/v2003, dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30 \quad \text{avec ; } N_d : \text{Effort normal de compression.}$$

B_c : Section du béton comprimé.

-Poteau (50x50) cm sous la combinaison G+Q+Ex :

$$v = \frac{1875,58 \times 1000}{(65 \times 70) \times 100 \times 25} = 0.16 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc :

Les dimensions du Poteau été agrandies pour éviter l'effondrement du bâtiment (70*65)

6. Conclusion:

Reposons sur les résultats obtenus dans cette étude dynamique, on peut dire que notre Bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différents chocs extérieurs, tel que le séisme après un ferrailage correcte.

III.4.1.Effet du vent :

Introduction :

L'effet du vent sur une construction est assez prépondérant et a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles, Le calcul sera mené conformément au Règlement Neige et Vent 2013.

Ce document technique réglementaire (DTR) fournit les procédures et principes généraux ourla détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties et s'applique aux constructions dont la hauteur est inférieure à 200m. Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de:

La direction. L'intensité. La région. Le site d'implantation de la structure et leur environnement. La forme géométrique et les ouvertures de la structure.

Le calcul :

On doit considérer que notre bâtiment est séparé de l'autre structure voisine et cela pour les causes suivantes :

- manque de données sur la construction voisine (la géométrie ; la durée de sa construction..)
- un plus de sécurité.

Le calcul doit être effectué séparément pour les deux directions du vent, qui sont Perpendiculaires aux parois de la construction.

Données relatives au site:

Site plat

$C_t=01$

Zone III

$q_{réf} = 500N/m^2$

Terrain de catégorie IV

$K_T= 0.234$

$Z_0 =01m$

$Z_{min}=10m$

$\varepsilon=0.67$

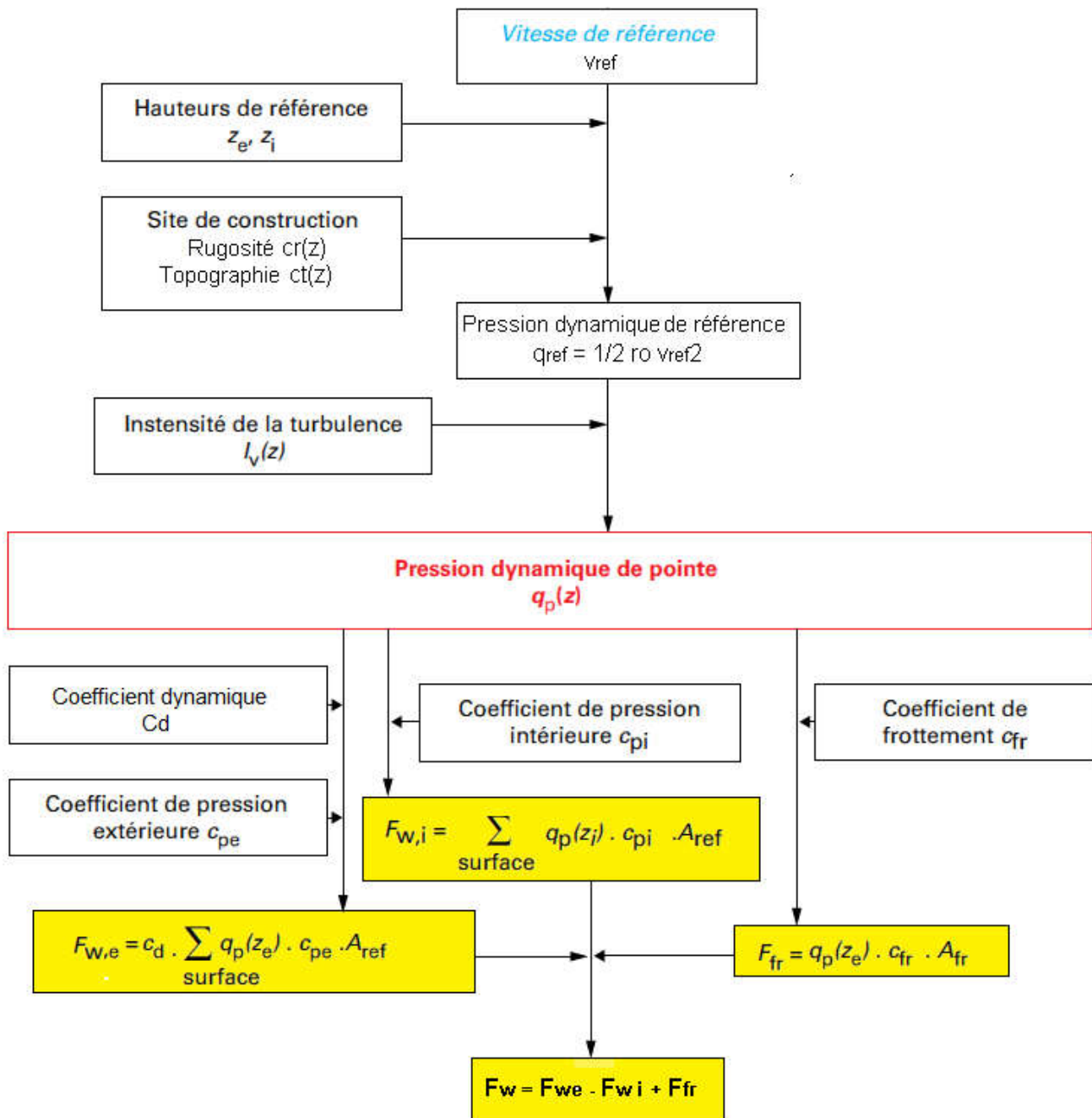
Générer Les Charges De Vent Automatiquement. (Robot)

On peut simuler et générer les charges de vent directement dans le logiciel Robot, ou exporter votre structure vers Auto desk Simulation CFD

Robot utilise la technologie Auto desk Simulation CFD pour simuler l'écoulement d'air autour de notre structure. Cette technologie de simulation du vent sert de tunnel de vent et nous permet de visualiser des cartographies de pression colorées sur notre modèle afin de comprendre les effets du vent, même avec des structures complexes.

Plusieurs paramètres de vent sont disponibles, tels que la direction, la vitesse et la pression du vent. Nous pouvez également spécifier le niveau du sol et les éléments exposées au vent .Par défaut, la direction du vent est définie dans le repère global et dans la direction X positive

Organigramme des étapes de calcul au vent



Après calcul nous avons constaté que les effets engendrés par l'action de vent sur notre bâtiment sont faibles par rapport à ceux engendrés par le séisme.

Par une comparaison des actions du vent à celle du séisme, on remarque que ces derniers sont plus importants. Et la probabilité d'avoir les deux actions simultanément est faible .et pour cela on peut négliger l'effet du vent au ferrailage.

CHAPITRE V



CALCUL DES ÉLÉMENTS PORTEURS PRINCIPAUX

VI. Ferrailage des éléments porteurs :

1. Introduction :

Les éléments principaux sont soumis aux actions dues aux charges permanentes et aux charges d'exploitation ainsi qu'aux actions sismiques.

Leurs ferrailages doivent être réalisés de façon à résister aux combinaisons des différentes actions en considérant les combinaisons les plus défavorables.

La réglementation en vigueur BAEL 91 et RPA 99 version 2003 nous dictent un certain nombre de combinaisons avec lesquelles nous allons travailler.

2. Les combinaisons d'actions :

- **Règlement BAEL 91**

Ce sont des combinaisons qui prennent en compte uniquement les charges permanentes G et les charges d'exploitation Q

$$1.35G + 1.5Q \quad \text{à l'E.L.U}$$

$$G + Q \quad \text{à l'E.L.S}$$

- **Règlement RPA 99(V2003)**

Ce sont des combinaisons qui prennent en considération les charges sismiques E.

$$G + Q \pm E \quad (1)$$

$$0.8G \pm E \quad (2)$$

- Pour le portique :

- Les poteaux

$$\text{À l'ELU : } 1) 1,35G + 1,5 Q + W \dots (\text{BAEL 91})$$

$$2) 1.35G + 1.5W + Q$$

$$\text{À l'ELS : } G + Q + W$$

$$3) G + Q \pm 1E \dots \dots \dots (\text{RPA99 V2003})$$

$$4) 0,8 G \pm E$$

Sachant que :

- La combinaison $(G + Q \pm E)$ donne un effort normal maximal et un moment correspondant $(N_{\max}, M_{\text{corr}})$.

→ Elle dimensionne le coffrage des sections de béton.

- Les poutres

À l'ELU : $1,35G + 1,5 Q$ (BAEL 91)

À l'ELS : $G + Q$

$G + Q \pm E$ (RPA99 V2003)
 $0,8G \pm E$

- La combinaison ($G + Q \pm E$) donnera le moment négatif maximal en valeur absolu sur les appuis et donne le ferrailage supérieur au niveau des appuis.
- La combinaison ($0.8G \pm E$) donnera le moment négatif ou positif minimum en valeur absolu sur les appuis et donne le ferrailage inférieur au niveau des appuis dans le cas où le moment est positif.

- Les voiles

$G+Q\pm E$ (RPA99v2003)
 $0.8G \pm E$

VI.3. Ferrailage des éléments porteurs :

Le ferrailage des éléments résistants doit respecter les règlements en vigueur en l'occurrence le RPA99 version 2003 et le BAEL 91.

VI.3.1. Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts arrivant des poutres vers les fondations, et sont soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens : longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

✓ **Caractéristiques mécaniques des matériaux :**

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeE400)		
	γ_b	F_{c28} (MPa)	σ_b (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,5	1	400	400

❖ **Calcul du ferrailage :**

Une section soumise à la flexion composée est dite partiellement comprimée si:

- ❖ N est un effort de compression et le centre de pression (c) se trouve à l'extérieur de la section.
- ❖ N est un effort de compression et le centre (c) se trouve à l'intérieur de la section, et la condition suivante est remplie

$$N(d - c') - M_a \leq (0.337 - 0.8 \frac{c}{h}) b \cdot h^2 \cdot \sigma_b$$

(B) (A)

✓ **Le Moment fictif :**

$$M_a = M_g + N \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$A = A^f \quad A = A'_f - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s}$$

- **Combinaison des charges :**

En fonction du type de sollicitation, on distingue les combinaisons suivantes:

❖ **Selon le BAEL :**

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

$$\text{EL.S : } G + Q$$

❖ **Selon le RPA99 :**

$$G + Q \pm E (M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}})$$

$$0,8 G \pm E (N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}})$$

Donc ils doivent être ferrailés en flexion composée à l' E.L.U.

• **Recommandation de (RPA 2003) (Art.7.4.2.1):**

1. Pourcentage minimal (zone I) : 0,9 %
2. Pourcentage maximal : 3 % en zone courant
6 % en zone de recouvrement.
3. Diamètre minimum : 12mm.
4. La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm (zone I).

✓ **Armatures transversales : BAEL91 (art A.8.1, 3)**

$$1. \text{ Le diamètre des armatures transversales : } \phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$$

$$2. \text{ leur espacement : } S_t \leq \min (15 \phi_\ell ; 40 \text{ cm ; } a + 10 \text{ cm})$$

$$3. \text{ La quantité des armatures transversales } \frac{A_t}{S_t \cdot b_1} \text{ en } \% \text{ est donnée comme suit:}$$

RPA99(V2003) (Art 7.4.2.)

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \rightarrow 0.3\%$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 \rightarrow 0.8 \%$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes. λ_g : L'élançement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

l_f : Longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7L$)

➤ **RPA99(VER2003):** (Art 7.4.2.2)

1. Les armatures transversales des poteaux sont calculées par la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_c}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_c : Contrainte limite élastique des aciers transversaux ($f_c = 400\text{MPa}$).

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{Si } \lambda_g \geq 5.$$

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5.$$

S_t : est l'espacement des armatures transversales

- La zone nodale : $t \leq 10 \text{ cm}$.
- La zone courante : $t' \leq (b/2, h/2, 10\phi_l)$

ϕ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales.

S_t : est l'espacement des armatures transversales (**Zone I**)

- La zone nodale : $S_t \leq 10$
- La zone courante : $S_t \leq \text{Min}(b/2 ; h/2 ; 10\phi_l)$

ϕ : Le diamètre minimal des armatures longitudinales (zone critiques).

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes :

✓ **Combinaison de calcul :**

Les combinaisons d'actions sismiques et les actions dues aux charges verticales

Sont données d'après le RPA 99 et BAEL 91 comme suit :

❖ D'après le **RPA99ver 2003 (Art.5.2) :**

$$G + Q \pm E \dots\dots\dots (5.1)$$

$$0.8 G \pm E \dots\dots\dots (5.2)$$

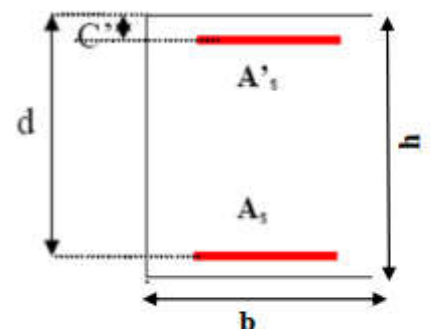


Figure V.1 : schéma de poteaux

❖ D'après le BAEL 91 :

$$1.35G + 1.5 Q$$

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes

$$N^{\max} : M^{\text{correspondant}}$$

$$N^{\min} : M^{\text{correspondant}}$$

$$M^{\max} : N^{\text{correspondant}}$$

V.3.1 Exemple de calcul :

Soit le poteau du RDC (dimension 65×70) :

$$c = c' = 4 \text{ cm}; \quad S = 65 \times 70 (\text{cm}); \quad \text{acier } F_e \text{ E400}; \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}.$$

$$f_{bu} = 0.85 f_{c28} / \gamma_b = 14.2 \text{ MPa}; \quad l = 3.06 \text{ m} : \text{ hauteur totale du Poteau.}$$

V.3.2 Ferrailage longitudinal

ELU		G+Q±E		0,8G+E		ELS	
N _{MAX}	M _{COR}	M _{MAX}	N _{COR}	N _{MIN}	M _{COR}	N _{MAX}	M _{COR}
(KN)	(KN.M)	(KN.M)	(KN)	(KN)	(KN.M)	(KN)	(KN.M)
2983.94	5.25	55.65	1130.57	459.10	-35.01	2162.62	3.71

$$N_{\max} = 2983940 \text{ N}; \quad M_{\text{corr}} = 5250 \text{ N.m}$$

$$M_{\text{MAX}} = 55650 \text{ N.m}; \quad N_{\text{corr}} = 1130570 \text{ N}$$

$$N_{\min} = 459100 \text{ N}; \quad M_{\text{corr}} = -35010 \text{ N.m}$$

❖ (ELU):

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de l'ELU de stabilité de forme conformément à l'article .A.4.3.5 du C.B.A 93 en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2; \quad e_1 = e_a + e_0$$

e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après l'exécution).

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right)$$

$$\frac{L}{250} = \frac{306}{250} = 1.224 \text{ cm}$$

$$e_a = 2\text{cm.}$$

$$e_0 = \frac{M}{N}$$

$$e_0 = \frac{5250}{2983940} = 0.00175\text{m} = 0.175\text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 0.175 = 2.175\text{cm.}$$

On peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire :

$$S_{il_f} / h < \max (15 ; 20.e_1 / h)$$

l : hauteur totale du poteau.

l_f : Longueur de flambement du poteau (65×70) cm².

$$l_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times 3.06 = 2.142\text{ m.}$$

$$3.06 < \max (15 ; 0,72) \Rightarrow 3.06 < 15$$

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \phi). \Phi : \text{généralement on prend } \phi = 2$$

$$\text{Max} (\lambda_b, \lambda_h) \leq 70$$

$$\lambda_b = 3.46 \times \frac{l_f}{b_i} = 3.46 \times \frac{2.142}{0.65} = 11.40 ; \quad \lambda_h = 3.46 \times \frac{l_f}{h_i} = 3.46 \times \frac{2.142}{0.70} = 10.59$$

$$\text{Max} (11.40 ; 10.59) = 11.40$$

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{11.40}{35}\right)^2} = 0.83$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.70} (2 + 2 \times 0.83) = 0.0072\text{m.}$$

$$e = e_1 + e_2 = 2.505 + 0.72 = 3.225\text{cm}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{ult}} \cdot e = 2202.14 \times 0.03225 = 71.019\text{ KN.m}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N_{\text{MAX}} = 2202.14\text{ KN} ; \quad M_{\text{corrigé}} = 71.019\text{ KN.M}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 70 - 0.81 \times 4) \cdot 65 \times 70 \times 14.2 = 1314813.5\text{ N.m}$$

$$A = 1314.8135\text{ KN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 71.019 + 2202.14 \times \left(0.66 - \frac{0.70}{2}\right) = 753.68\text{ N.m}$$

$$B = 2202.14 (0.66 - 0.04) - 753.68 = 611.65\text{ KN.m}$$

$A > B$; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{753680}{14.2 \times 65 \times 66^2} = 0.187$$

$$\bar{\sigma}_b = 14.2\text{ MPa}, \quad \bar{\sigma}_s = 348\text{ MPa}$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow (\alpha = 0.261; \beta = 0.896)$$

$$A_f = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{753680}{348 \times 0.896 \times 66} = 36.62 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 36.62 - \frac{2202140}{100 \times 348} = -26.66 \text{ cm}^2$$

❖ (G+ Q ±E) :

$$M_{\max} = 157.16 \text{ KN.M} ; \quad N_{\text{corr}} = 1847.25 \text{ KN.}$$

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right)$$

$$\frac{L}{250} = 1.224 \text{ cm}$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M}{N}$$

$$e_0 = \frac{157.16}{1847.25} = 0.09 \text{ m} = 9 \text{ cm.}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 9 = 11 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.70} (2 + 2 \times 0.83) = 0.0072 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 11 + 0.72 = 11.72 \text{ cm}$$

$$M_{\max} = 157.16 \text{ KN.M} ; \quad N_{\text{corr}} = 1847.25 \text{ KN.}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \cdot e_t = 1847.25 \times 0.1172 = 216.50 \text{ KN.m.}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N = 1847.25 \text{ KN} ; \quad M_{\text{corrigé}} = 216.50 \text{ KN.m.}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 70 - 0.81 \times 4) 65 \times 70 \times 18.5 = 1712961.25 \text{ N.m}$$

$$A = 1712.96125 \text{ KN.M}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_{\text{corrigé}} + N_u \times (d - h/2) = 216.50 + 1847.25 \left(0.66 - \frac{0.70}{2} \right) = 789.15 \text{ KN.M}$$

$$B = 1847.25 (0.66 - 0.04) - 789.15 = 356.145 \text{ KN.M}$$

A > B ; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{789150}{18.5 \times 65 \times 66^2} = 0.151$$

$$\bar{\sigma}_b = 14.2 M_{Pa}, \quad \bar{\sigma}_s = 400 M_{Pa} \text{ situation - accidentel le.}$$

$$\mu < \mu_l \Leftrightarrow (\alpha = 0.206; \beta = 0.918)$$

$$A_f = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{789150}{400 \times 0.918 \times 66} = 32.56 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 32.56 - \frac{1847250}{100 \times 400} = -13.62 \text{ cm}^2$$

❖ (0.8G ±E) :

$$N_{\min} = 21.89 \text{ KN.M} ; \quad M_{\text{corr}} = -1.19 \text{ KN.}$$

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right)$$

$$\frac{L}{250} = 1.224 \text{ cm}$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M}{N}$$

$$e_0 = \frac{1190}{21890} = 0.05 \text{ m} = 5 \text{ cm.}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 5 = 7 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.70} (2 + 2 \times 0.83) = 0.0072 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 7 + 0.72 = 7.72 \text{ cm}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utim}} \cdot e_t = 21.89 \times (0.0772) = 1.69 \text{ KN.m.}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N = 21.89 \text{ KN} ; \quad M_{\text{corrigé}} = 1.69 \text{ KN.m.}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 70 - 0.81 \times 4) 65 \times 70 \times 18.5 = 1712961.25 \text{ N.m}$$

$$A = 1712.96125 \text{ KN.M}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_{\text{corrigé}} + N_u \times (d - h/2) = 1.69 + 21.89 \left(0.66 - \frac{0.70}{2} \right) = 8.476 \text{ KN.M}$$

$$B = 21.89 (0.66 - 0.04) - 8.476 = 5.10 \text{ KN.M}$$

$A > B$; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{8476}{18.5 \times 65 \times 66^2} = 0.0016$$

$$\bar{\sigma}_b = 14.2 M_{Pa}, \quad \bar{\sigma}_s = 400 M_{Pa} \text{ situation - accidentel le.}$$

$$\mu < \mu_l \iff (\alpha = 0.0020; \beta = 0.999)$$

$$A_f = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{8476}{400 \times 0.999 \times 66} = 0.32 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 0.32 - \frac{21890}{100 \times 400} = -0.23 \text{ cm}^2$$

-Vérification des sections: RPA (99ver2003)

✓ D'après (RPA2003) on a le pourcentage minimal des armatures longitudinales.

$$A_{\min} = 0.9\% (h \times b) = 0.009 (65 \times 70) = 40.95 \text{ cm}^2 \text{ Zone III}$$

- Condition de non fragilité: BAEL91 art A.4.2

$$A_{\min} = 0.23d.b \frac{f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 66 \times 65 \times 2.1}{400} = 5.18 \text{cm}^2$$

	$A_{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{RPA}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{BAEL}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adop}}(\text{cm}^2)$
ELU	26.66	40.95	5.18	4HA16+8HA25= 47.31
G+Q+E	13.62			
0.8G+E	0.23			

V.3.5 Vérification à L'ELS :

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

- les contraintes sont calculées à l'E LS sous les sollicitations de $(N_{\text{ser}}, M_{\text{ser}})$

La fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier.

La contrainte du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$

La contrainte d'acier est limitée par : $\bar{\sigma}_s = 400 \text{MPa}$

➤ Les poteaux sont calculés en flexion composée.

$$N_{\text{ser}} = 1608.52 \text{ KN} ; M_{\text{ser}} = 8.03 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{8.03}{1608.52} = 0.0050 \text{ m} \Rightarrow e_0 = 0.0050 < \frac{h}{6} = \frac{0.70}{6} = 0.117$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que $\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$

Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15(A) = 65 \times 70 + 15(47.31) = 5259.65 \text{cm}$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1 C + A_2 d) \right]$$

$$= \frac{1}{5172.65} \left[\frac{65 \times 70^2}{2} + 15(23.655 \times 4 + 23.655 \times 66) \right] = 35.59 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 70 - 35.59 = 34.41 \text{cm}$$

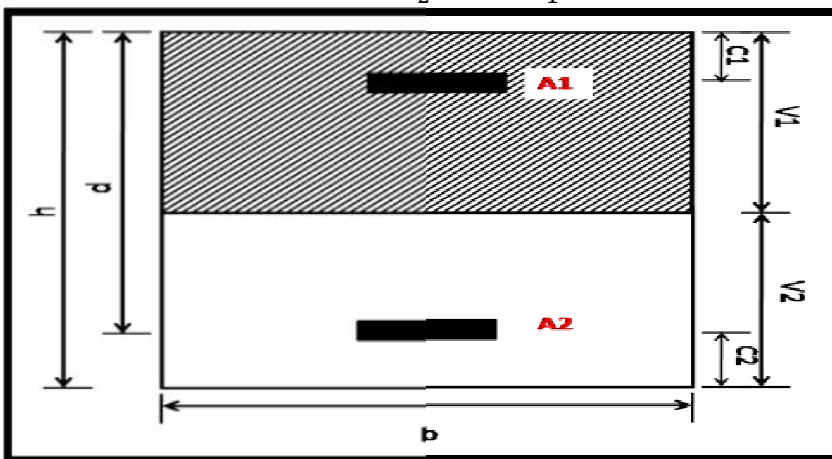


Fig.VI.01.section de poteau.

$$I_{XX} = \frac{b}{3}(v_1^3 + v_2^3) + 15(A_1 \times (v_1 - C_1)^2 + A_2 \times (v_2 - C_2)^2)$$

$$I_{XX} = \frac{65}{3}(35.59^3 + 34.41^3) + 15(23.655 \times (35.59 - 4)^2 + 23.655 \times (34.41 - 4)^2)$$

$$= 3471471.462 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_G}{I_{XX}}$$

M_G : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène

$$M_G = 8.03 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_0 = \frac{1608520}{100 \times 5259.65} = 3.06 \text{ MPa}$$

$$k = \frac{M_G}{I_{XX}} = \frac{8030}{3471471.462} = 0.0023$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1 = 3.06 + 0.0023 \times 35.59 = 3.14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 3.14 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

Donc les armatures déterminées pour L' E.L.U de résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de σ_s à L'E.L.S est :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - C')] = 15[3.06 + 0.0023(35.59 - 4)] = 46.98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 + K(d - v_1)] = 15[3.06 + 0.0023(66 - 35.59)] = 46.94 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^1 = 46.98 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots (\text{C.V})$$

$$\sigma_s^2 = 46.94 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots (\text{C.V})$$

V.3.6 Armatures transversales :

V.3.7 Vérification du poteau à l'effort tranchant :

On prend l'effort tranchant max et on généralise les sections d'armatures pour tous les poteaux.

La combinaison (G + Q ± E) donne l'effort tranchant max .

$$V_{\max} = 132.79 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{132.79 \times 10^3}{650 \times 660} = 0.309 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min\left(0, 2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0,309 < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \text{ conditions vérifiées.}$$

V.3.8 Calcul d'armature transversale:

Selon (RPA99 version 2003) les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la

formule suivante :
$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \times f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversaux (f_e 400MPa).

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les effortstranchants.

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{Si } \lambda_g \geq 5.$$

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5.$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \quad \text{ou} \quad \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

l_f : Longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7 L$)

Dans notre cas

$$\lambda_g = \left[\frac{2.142}{0.65} \quad \text{ou} \quad \frac{2.142}{0.70} \right] \lambda_g = 3.30 < 5 \text{ alors : } \rho_a = 3.75$$

t : c'est l'espacement des armatures transversales RPA99/ver2003. [Art .7.4.2.2]

❖ **La zone nodale** : $S_t \leq 10 \text{ cm}$ en zone III en prend $t = 10 \text{ cm}$

❖ **La zone courante** : $S_t \leq \min \left(\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}, 10\phi_1 \right)$ en zone III

ϕ_1 : Le diamètre minimal des armatures longitudinales

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

-En prend $S_t = 15 \text{ cm}$ dans la zone courante.

-Alors:

En zone nodale :

$$A_t = \frac{\rho_a \times u_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3.75 \times 132790 \times 0.10}{70 \times 400} = 1.78 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1.78 \text{ cm}^2$$

Soit (2 cadre HA14)=3.08cm

En zone courant :

$$A_t = \frac{\rho_a \times u_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3.75 \times 132790 \times 0.15}{70 \times 400} = 2.67 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.67 \text{ cm}^2$$

Soit (2 cadre HA10+ 2cadre HA10)=3.14 cm

V.3.9 Vérification des cadres des armatures minimales : D'après

➤ **RPA99version2003 (7.4.2.2):**

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{A_t}{S_t \times b} \% = \begin{cases} 0.3\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs limitent précédentes.

Dans la zone nodale $t=10$ cm

$$\frac{A_t}{S_t \times b} = \frac{3.08}{10 \times 65} = 0.47\% > 30\%$$

$A_t = 0.003 \times 10 \times 65 = 1.95$ Alors la condition est vérifiée

Dans la zone courant $t=15$ cm

$$\frac{A_t}{S_t \times b} = \frac{3.14}{15 \times 65} = 0.32\% > 30\%$$

$A_t = 0.003 \times 15 \times 65 = 2.93$ Alors la condition est vérifiée

BAEL91: (art A.8.1, 3):

1/ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$

$$\phi_t > \frac{\phi_1}{3} = \frac{20}{3} = 6.66\text{mm}$$

- Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$ Condition Vérifiée

2/ leur espacement : $S_t \leq \min(15 \phi_\ell ; 40 \text{ cm} ; a + 10\text{cm})$

$S_t \leq \min(30\text{cm} ; 40 \text{ cm} ; 75\text{cm})$ Condition Vérifier

V.3.10 Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Les poteaux les plus sollicités dans chaque étage Référence :

$S_{\text{POT}} (\text{CM}^2)$	$A_{\text{CAL}} (\text{CM}^2)$	$N^{\text{NBR}} \text{DES BARRES}$	$A_{\text{ADAPT}} (\text{CM}^2)$
65×70	40.95	4HA16+8HA25	47.31

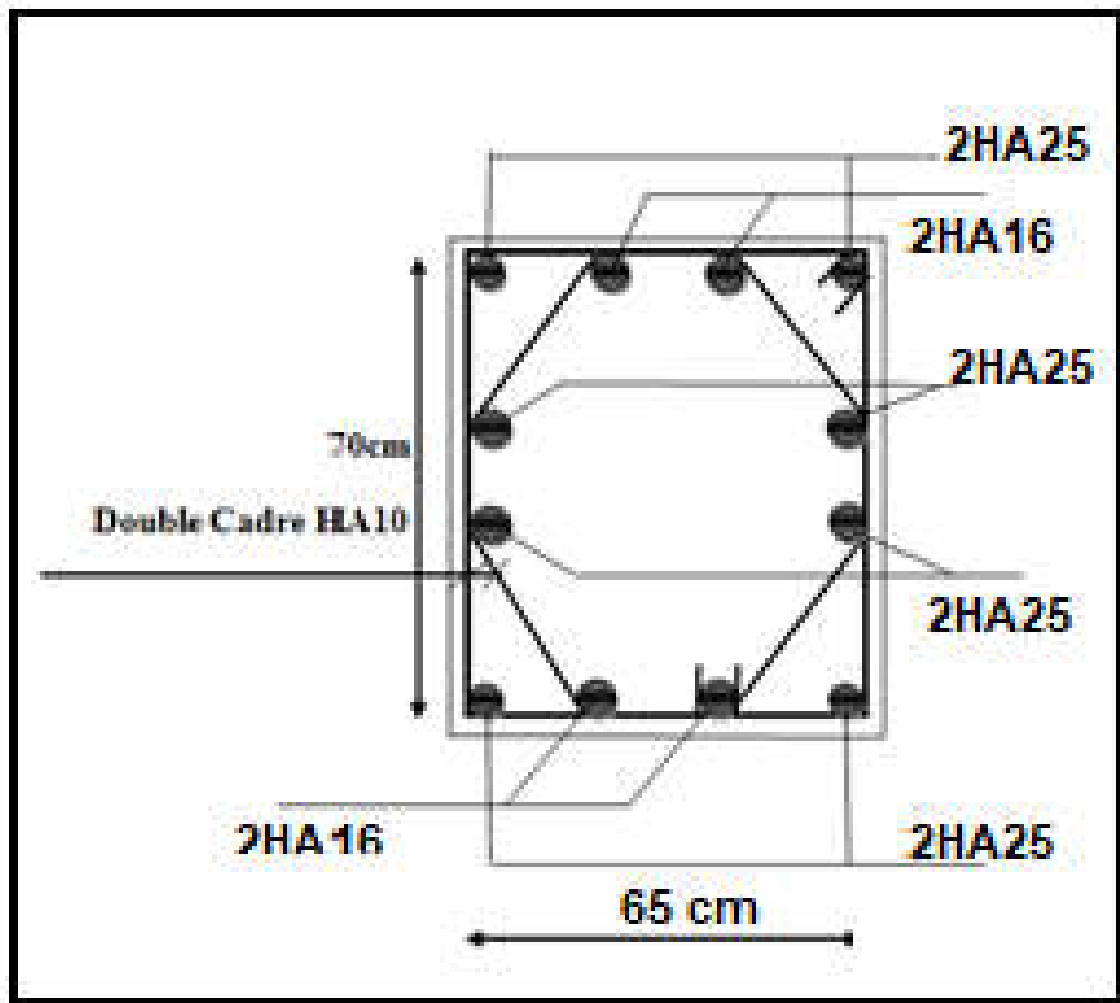


Fig.VI.02.Coupe de ferrailage de section de poteau.

Ferrailage des poutres :

Introduction :

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux.

Les poutres seront calculées en flexion simple d'après les règlements du BAEL 91 modifié 99, on se rapportera aussi au RPA 99 / version 2003 pour la vérification.

Combinaisons des charges :

- **Combinaisons données par BAEL.91 [1] :**
- ◆ Situation accidentelle :

1,35 G + 1,5 Q	ELU
G + Q	ELS

Combinaisons donné par RPA99 VERSION 2003 [2] :

◆ Situation accidentelle :

$$G+Q\pm E$$

$$0.8G\pm E$$

Recommandations du RPA99/version 2003 :

- 1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- 2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante
 - 6% en zone de recouvrement.
- 3- La longueur minimale de recouvrement est de $50\varnothing$ en zone III.
- 4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

Calcul de ferrailage :

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutre principale).
- Sens chaînage (poutre secondaire).

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants

1- Les poutres principales (30×50) :

$$C=3\text{cm} \quad ; \quad d=h-c = 50-3 = 47\text{cm} \quad ; \quad \text{Acier FeE} = 400\text{MPa} \quad ; \quad f_{c28}=25\text{MPa}$$

Moment (KN.m)	ELU	ELS		Situation accidentelle
	En travée	En travée	Sur appui	Sur appui
Poutre .principale	182.71	133.84	232.48	259.91

Tableau V.5. Résumé les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison

a) Calcule le ferraillage :

➤ Ferraillage en travée (situation accidentelle) :

❖ **En Travée :**

➤ ELU :

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0, \alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}] ; \beta = 1 - 0,4\alpha$$

$$A_1 = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}, \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

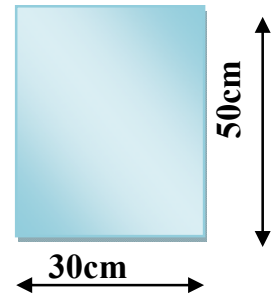


Figure V.4 : section de Poutre .P

Tableau Récapitulatif

	M (kn,m)	μ	$\mu \leq \mu_l$	α	Q	A (cm ²)
Travée	182.71	0.194	oui	0.272	0.89	12.55

❖ **En Appuis :**

➤ Accidentelle : G+Q+E :

Tableau Récapitulatif

	M (kn,m)	μ	$\mu \leq \mu_l$	α	Q	A (cm ²)
Appuis	259.91	0.212	Oui	0.301	0.88	15.71

b) Vérifications nécessaires pour les poutres : BAEL

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

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

$$A > \frac{0.23 \times 30 \times 47 \times 2.1}{400} = 1,70 \text{ cm}$$

➤ **Le pourcentage minimal d'armature (art B.6.4) :**

$$A_{\min}^{BAEL} = 0.01 b \times h$$

$$A_{\min}^{BAEL} = 0.001 \times 30 \times 50 = 1.5$$

➤ **RPA99/version 2003 :**

Pourcentage d'acier exigé par le **RPA99/version 2003 :**

- ◆ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la section de la poutre : d'après le RPA est 0,5% en tout section :

$$A_{\min}^{RPa} = 0,005 \times h \times b = 0,005 \times 50 \times 30 = 7.5 \text{ cm}^2$$

- ◆ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est :

$$4\% \times b \times h = 0,04 \times 30 \times 50 = 60 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{en zone courante}$$

$$6\% \times b \times h = 0,06 \times 30 \times 50 = 90 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{en zone de recouvrement}$$

Tableau Récapitulatif :

	A_{cal} (cm ²)	A_{\min}^{BAEL} (cm ²)	A_{\min}^{BAEL} (cm ²)	A_{\min}^{RPa} (cm ²)	A_{max}	A_{adopt} (cm ²)
Travée	12.55	1.70	1.5	7.5	13.256	9HA14=13.85
Appuis	15.71	1.70	1.5	7.5	14.936	8HA16=16.08

c) **ELS :**

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'ya aucune vérification concernant σ_s .
- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \alpha_c = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Tableau Récapitulatif :

	Elements	α	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)		$\bar{\alpha}$	Condition
P.P	Travée	0.272	182.71	133.84	1.36	0.43	Vérifiée
	Appuis	0.301	259.91	232.48	1.12	0.31	Vérifiée

d) **Vérification de la flèche : BAEL91 (art B.6.5.1)**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$$M_{max}^t = 182.71 \text{ KN.m}$$

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{0.50}{5.5} = 0.090 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \dots\dots\dots CV$
- $\frac{4.2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d} \Rightarrow \frac{12.55}{30 \times 47} = 0.0089 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \rightarrow \dots\dots\dots CV$

Les conditions précédentes sont vérifiées donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

e) Armatures transversales :

D'après BAEL 91 (art A.5.1, 22):

$$S_t \leq \min(0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 33,3 \text{ cm}$$

D'après RPA 99 (art 7.5.2, 2) :

$$S_t \leq \min(h / 4, 12 \text{ min } \emptyset, 30 \text{ cm}) = 10 \text{ cm} \rightarrow \text{ dans la Zone nodale.}$$

$$S_t' \leq h / 2 = 20 \text{ cm} \rightarrow \text{ dans la Zone courante.}$$

On prend: $S_t \leq \min(S_{tBAEL}, S_{tRPA})$

- Dans la Zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

- Dans la Zone courante : $S_t = 20 \text{ cm}$

Avec : $L' = 2h = 80 \text{ cm}$ (longueur de la zone nodale).

➤ La section de ferrailage transversal :

D'après BAEL 91(art A.5.1, 22):

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 20 \times 30}{400} = 0,6 \text{ cm}^2$$

➤ D'après RPA 99 :

$$A_t \geq 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$A_t \geq 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,8 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{en dehors de la zone nodale}$$

Donc on prend :

4Ø8 avec $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ dans la zone nodale.

4Ø8 avec $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ en dehors de la zone nodale.

f) Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u^{max} = 78.15 \text{ KN. m}$$

$$\tau_u^{max} = \frac{188440}{300 \times 470} = 1.336 \text{ MPa} \leq \text{Min}\{3.33; 5\} \dots\dots CV$$

On étudie avec fissuration peu préjudiciable. $\bar{\tau} = \min(0.2 \cdot f_{c28} / \gamma_b; 5 \text{ Mpa})$

$$r_u = 1.336 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \text{ (c.v)}$$

Résumé :

	Section (cm ²)	AS calculé (cm ²)	AS RPA (cm ²)	Choix des barres	AS choisie (cm ²)
Sur appui	30×50	14.936	7.5	8HA16	16.08
En travée		13.256		9HA14	13.85

Tableau .V.6 .Le choix des sections

g) Présentation du ferrailage des poutres:

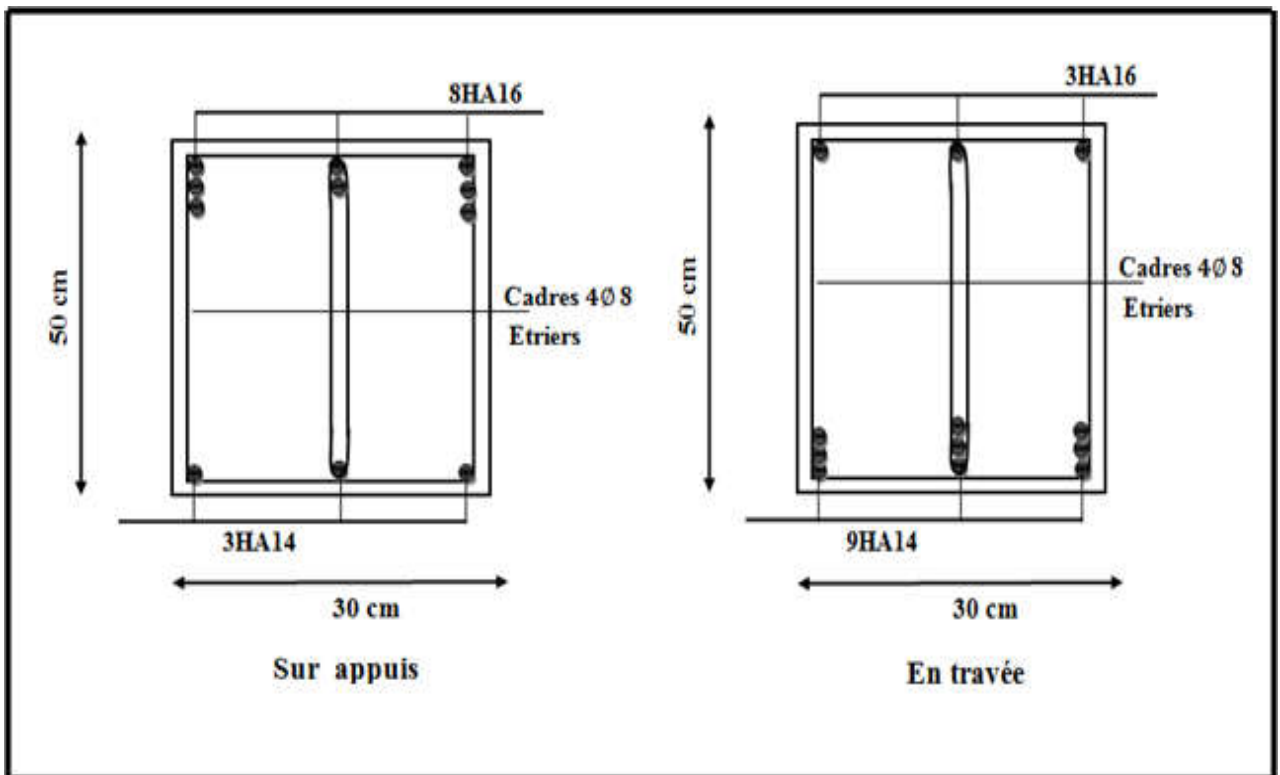


Figure V.5. Schéma de ferrailage des poutres principales.

2- **Les poutres secondaires (30× 45) :**

$C=3\text{cm}$; $d= h-c = 45-3 = 42\text{cm}$; Acier FeE = 400MPa ; $f_{c28}=25\text{MPa}$

	ELU	ELS		Situation accidentelle
Moment (KN.m)	En travée	En travée	Sur appui	Sur appui
Poutre .principale	125.05	91.59	227.44	257.02

Tableau V.7. Résumé des efforts et des moments pour chaque combinaison.

a) Vérification nécessaire pour la poutre secondaire :

- **La condition de non fragilité :**

a) Calcule le ferraillage :

❖ **En Travée :**

➤ ELU :

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0, \alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}] ; \beta = 1 - 0,4\alpha$$

$$A_1 = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}, \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

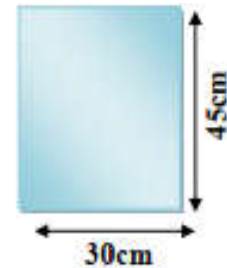


Figure V.7 : section de Poutre .S

Tableau Récapitulatif

	M (kn,m)	μ	$\mu \leq \mu_l$	α	Q	A (cm ²)
Travée	125.05	0.166	Oui	0.228	0.91	9.40

❖ **En Appuis :**

➤ Accidentelle : G+Q+E :

Tableau Récapitulatif

	M (kn,m)	μ	$\mu \leq \mu_l$	α	Q	A (cm ²)
Appuis	257.02	0.262	Oui	0.387	0.845	18.11

b) Vérifications nécessaires pour les poutres : BAEL

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

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

$$A > \frac{0.23 \times 30 \times 42 \times 2.1}{400} = 1.52 \text{ cm}^2$$

➤ **Le pourcentage minimal d'armature (art B.6.4) :**

$$A_{\min}^{BAEL} = 0.01 b \times h$$

$$A_{\min}^{BAEL} = 0.001 \times 30 \times 45 = 1.35$$

c) **Pourcentage d'acier exigé par : le RPA99/version 2003**

- ◆ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la section de la poutre : d'après le RPA est 0,5% en tout section :

$$A_{\min}^{RPa} = 0,005 \times h \times b = 0,005 \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2$$

- ◆ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est :

$$4\% \times b \times h = 0,04 \times 45 \times 30 = 54 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{en zone courante}$$

$$6\% \times b \times h = 0,06 \times 45 \times 30 = 81 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{en zone de recouvrement}$$

Tableau Récapitulatif :

	A_{cal} (cm^2)	A_{\min}^{BAEL} (cm^2)	A_{\min}^{BAEL} (cm^2)	A_{\min}^{RPa} (cm^2)	A_{max}	$A_{\text{adopt}}(\text{cm}^2)$
Travée	9.40	1.52	1.35	5.25	9.80	3HA14+3HA16=10.65
Appuis	18.11	1.52	1.35	5.25	17.40	6HA20=18.58

d) **ELS:**

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'ya aucune vérification concernant σ_s .
- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \alpha_c = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Tableau Récapitulatif :

	Elements	α	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)		$\bar{\alpha}$	Condition
P.P	Travée	0.228	125.05	91.59	1.36	0.43	Vérifier
	Appuis	0.387	257.02	227.44	1.33	0.415	Vérifier

e) **Vérification de la flèche** : BAEL91 (art B.6.5.1)

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$$M_{max}^t = 125.05 \text{ KN.m}$$

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{0.45}{5.2} = 0.0865 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \dots\dots\dots C.V$
- $\frac{4.2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d} \Rightarrow \frac{10.65}{30 \times 42} = 0.00845 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \rightarrow \dots\dots\dots C.V$

Les conditions précédentes sont vérifiées donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

f) **Armatures transversales** :

D'après BAEL 91 (art A.5.1, 22):

$$S_t \leq \min(0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 28.8 \text{ cm}$$

D'après RPA 99 (art 7.5.2, 2) :

$$S_t \leq \min(h / 4, 12 \text{ min}\varnothing, 30 \text{ cm}) = 8.75 \text{ cm} \rightarrow \text{dans la Zone nodale.}$$

$$S_t' \leq h / 2 = 17.5 \text{ cm} \rightarrow \text{dans la Zone courante.}$$

On prend: $S_t \leq \min(S_{tBAEL}, S_{tRPA})$

- Dans la Zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

- Dans la Zone courante : $S_t = 18 \text{ cm}$

Avec : $L' = 2h = 70 \text{ cm}$ (longueur de la zone nodale).

▪ **La section de ferrailage transversal** :

D'après BAEL 91(art A.5.1, 22):

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 18 \times 30}{400} = 0.54 \text{ cm}^2$$

▪ **D'après RPA 99** :

$$A_t \geq 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{en zone nodale}$$

$$A_t \geq 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 20 \times 30 = 1.62 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{en dehors de la zone nodale}$$

Donc on prend :

4HA8 avec $A_t = 2.01\text{cm}^2$ dans la zone nodale

4HA8 avec $A_t = 2,01\text{cm}^2$ en dehors de la zone nodale.

g) Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u^{max} = 60.15 \text{ KN. m}$$

$$\tau_u^{max} = \frac{245690}{300 \times 420} = 1.949 \text{ MPa} \leq \text{Min}\{3.33; 5\} \dots \text{CV}$$

On étudie avec fissuration peu préjudiciable. $\bar{\tau} = \text{min}(0.2.f_{c28}/\gamma_b; 5\text{MPa})$

$$r_u = 1.949\text{MPa} \leq \bar{\tau} = 3.33\text{MPa} \text{ (c.v)}$$

Résumé :

	Section (cm ²)	AS calculé (cm ²)	AS RPA (cm ²)	Choix des barres	AS choisie (cm ²)
Sur appui	30×45	18.11	6.75	6HA20	18.85
En travée		9.40		3HA14+3HA16	10.65

Tableau.V.8. Le choix du ferrailage.

h) Présentation du ferrailage des poutres :

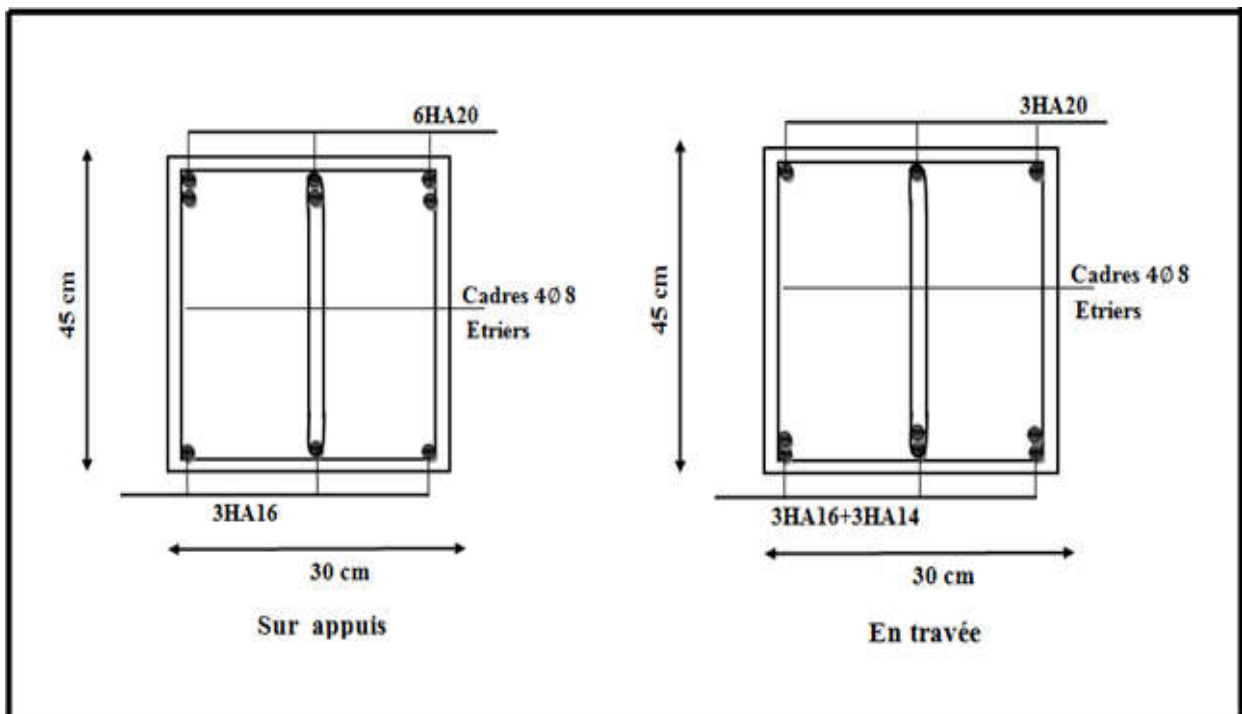


Figure V.8. Schéma de Ferrailage des poutres secondaires.

VI.4. Ferrailage Des Voiles :

4.1. Voiles pleins :

4.1.1. Ferrailage vertical :

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée, en tenant compte des prescriptions du RPA 99/version 2003, citées ci-dessous:

1. L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.2% de la section horizontal du béton tendu.
2. Les barres verticales des zones extrêmes devraient être accrochées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
3. Les barres verticales de ces derniers doivent être munies de crochets (jonction de recouvrement).
4. A chaque extrémité du voile (trumeau), l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile, cet espacement est au plus égal à 15cm (le ferrailage vertical doit être symétrique en raison du changement du signe du moment).
5. Le pourcentage minimal d'armatures longitudinales des trumeaux dans chaque direction est donné comme suit:
 - Globalement dans la section du voile égale a 0.15%.
 - En zone courante égale a 0.10%.
6. Si il ya des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées au poteau.

4.1.2. Ferrailage horizontal:

Les armatures transversales sont des cadres disposés selon la hauteur du voile permettant la couture des fissures inclinées à 45° engendrées par l'effort tranchant. Ces barres doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

ϕ : Diamètre des barres horizontales.

- Règles communes:

Dans le calcul du ferrailage des voiles, le RPA 99/version 2003 préconise les recommandations suivantes:

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes:
 - $S \leq 1.5a$ (a: Epaisseur du voile).
 - $S \leq 30\text{cm}$.

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur, Le diamètre des
- barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être de 40ϕ pour les barres situées dans la zone où le renversement du signe des efforts est possible.
- Les longueurs de recouvrement doivent être de 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

- **Armatures transversales :**

Elles sont perpendiculaires aux faces du voile et servent de lien entre les deux nappes d'armatures verticales et empêchent leur flambement éventuel. Ces armatures sont généralement des épingles au nombre au moins de quatre par mètre carré.

4.2. Calcul de la section d'armature (Ferrailage vertical)

- **Ferrailage vertical:**

➤ **Type de section qu'on peut avoir :**

Une section soumise à la flexion composée peut être:

1. Entièrement tendu (S. E. T).
2. Entièrement comprimée (S. E.C).
3. partiellement comprimée (S. P. C).

• **Étapes de calcul :**

• **Détermination de la nature de la section :**

-Calcul des dimensions du noyau central (pour les sections rectangulaires c'est : $6/h$).

-Calcul de l'excentricité «e» qui égale au rapport du moment à l'effort normal ($e = \frac{M}{N}$)

-**Calcul des sections suivant leurs natures :**

➤ **Section entièrement tendue :** on peut dire qu'une section est entièrement tendue si :

N : L'effort normal appliqué est un effort de traction.

C: Le centre de pression se trouve entre les deux nappes d'armatures :

$$a_1 = \left(\frac{h}{2}\right) - C' + e$$

$$a_2 = \left(\frac{h}{2}\right) - C' - e$$

Les équations d'équilibres écrivent alors :

$$N_U = A' \sigma_s + A \sigma_{s10\%}$$

$$M_a = A' \sigma_s (d - c')$$

Donc les sections d'armatures seront :

$$A = \frac{N_U a_1}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}} \quad A' = \frac{N_U a_2}{(a_1 + a_2) \sigma_{s10\%}}$$

-Remarque : Vu que l'effort sismique est réversible; la section d'armature à prendre pour les deux nappes est le maximum entre A et A'.

➤ **Section entièrement comprimée:** La section est entièrement comprimée si:

-N : L'effort normal est un effort de compression.

-C: Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A > (0.33h - 0.81 \cdot d') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Ou: M_A: Moment par rapport aux aciers inférieurs.

-Si $N \cdot (d - c') - M_A > (0.33h - 0.81 \cdot d') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$ Les sections d'armatures sont données par:

Avec : $\sigma_2 \rightarrow \varepsilon = 2\% \Rightarrow A' = \frac{[M_A - (d - 0.5h) \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}]}{(d - c') \cdot \sigma_2}$

$$A = \frac{N_U \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc}}{\sigma_s} - A'$$

-Si $N \cdot (d - c') - M_A > (0.33h - 0.81 \cdot d') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$ Les sections d'armatures sont données par:

$$A=0 \quad A' = \frac{N - (\Psi \cdot b \cdot h \cdot \sigma_{bc})}{\sigma_s} \quad \text{Avec : } \Psi = \frac{0,37 + \frac{n \cdot (d - c') - M_A}{b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}}}{0,875 - \frac{d^{-1}}{h}}$$

➤ **Section partiellement comprimée :**

- la section est partiellement comprimée si :

-N : L'effort normal est un effort de traction, le centre de pression «C» se trouve en dehors de la zone comprimée entre les armatures.

-N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression «C» se trouve à l'extérieur de la section.

-N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression «C» se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c') - M_A \leq (0,33h - 0,81c') \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

Ou: M_A: moment par rapport aux aciers inférieurs.

$$M_a = M_g + N \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$A = A'_f \quad A = A'_f - \frac{N}{100 \cdot \sigma_s}$$

Il faut déterminer la section tendue pour cela nous appliquons la formule suivante:

$$\left. \begin{array}{l} \circ \sigma_1 = \frac{N}{a.h} + \frac{6.M}{a.h^2} \\ \circ \sigma_2 = \frac{N}{a.h} - \frac{6.M}{a.h^2} \end{array} \right\} \text{ Pour les voiles pleins.}$$

$$\circ 1^{\text{ere}} \text{ cas (S.P.C)} : \sigma_1 \geq 0 ; \quad \sigma_2 \leq 0 ; \quad l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$$

$$\circ 2^{\text{eme}} \text{ cas (S.E.T)} : \sigma_1 \leq 0 ; \quad \sigma_2 \leq 0 ; \quad l_t = h.$$

$$\circ 3^{\text{eme}} \text{ cas (S.E.C)} : \sigma_1 \geq 0 ; \quad \sigma_2 \geq 0 ; \quad l_t = 0$$

$$\triangleright A_{\min 1}^{R.P.A} = 0,002.a.l_t$$

$$\triangleright A_{\min 2}^{R.P.A} = 0,0015.a.h$$

$$\triangleright A_{\min 3}^{R.P.A} = 0,001.a.h \quad (\text{en zone courante})$$

4.3. Choix de combinaisons d'action pour les armatures verticales :

Le ferrailage sera calculé en flexion composée sous «N et M» le calcul se fera avec les combinaisons suivantes :

$$\bullet N = 0,8 N_G \pm N_E$$

$$\bullet M = 0,8 M_G \pm M_E$$

Puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison.

$$\bullet N = N_G + N_Q \pm N_E$$

$$\bullet M = M_G + M_Q \pm M_E$$

4.4. Choix de combinaison d'action (pour les armatures verticales):

Le ferrailage sera calculé en flexion composée sous N et M; N provenant de combinaison de charge verticale

Le calcul se fera avec les combinaisons suivantes:

$$* N_{\min} = 0,8 N_g + N_e \cdot (N_e = 0 \text{ cas des voiles pleins})$$

$$* M = 0,8 M_g + M_e$$

On choisit cette combinaison pour situer le cas le plus défavorable de l'excentricité c à d pour pousser le centre de pression à l'extérieur de la section (cas d'une section partiellement comprimée) puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison:

$$N_{corr} = N_g + N_q + N_e$$

$$M_{max} = M_g + M_q + M_e$$

4.5. Exemple de Calcul :

Soit le voile 'VL 1' niveau RDC

Calcul de la section d'armature : selon les règles BAEL 91

- Armatures verticales:

Soit le voile 'VL 1' niveau RDC (L=1.75m)

0.8G± E

Niveau	T(KN)	N(KN)	M (KN.m)
RDC	847.62	781.73	2037.62

$$\rightarrow M_{max} = 2037.62 \text{ KN.m} \quad \rightarrow N_{corr} = 781.73 \text{ KN}$$

$$h=1.75\text{m} \quad ; c=5 \text{ cm}$$

$$d = h-c = 1.70\text{m} \quad ; a=0.20\text{m}$$

Détermination de l'excentricité e :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{2037.62}{781.73} = 2.61\text{m}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 175 - 0.81 \times 5) 20 \times 175 \times 14.2$$

$$A = 11321.660 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u (d-c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 2037.62 + 781.73(3.45 - \frac{1.75}{2}) = 3366.561 \text{ KN.m}$$

$$B = 781.73 (3.45 - 0.05) - 3366.561 = -708.679 \text{ KN.m}$$

$B < A \Rightarrow$ donc la section est partiellement comprimée.

- Vérification de flambement:

$$\frac{l_f}{h} \leq \max(15; \frac{20e}{h})$$

$$\frac{20 \times e}{h} = \frac{20 \times 2.61}{1.75} = 29.91$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{0.5 \times 3.06}{1.75} = 0.874$$

$$\frac{L_f}{h} \leq \max\{15, 29.91\} \rightarrow \text{cv}$$

4.6. Calcul de ferrailage :

-Calcul des armatures à la flexion simple :

$$M_A = M_U + N_U \left(d - \frac{h}{2} \right) = 3366.561 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_b = 18.5 M_{Pa} \text{ Cas accidentel}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 M_{Pa} \gamma_s = 1; \text{ cas accidentale}$$

$$\mu = \frac{M_A}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{3366.561 \times 10^3}{18.5 \times 20 \times 345^2} = 0.076$$

$$\mu < \mu_l (\alpha = 0.099; \beta = 0.960)$$

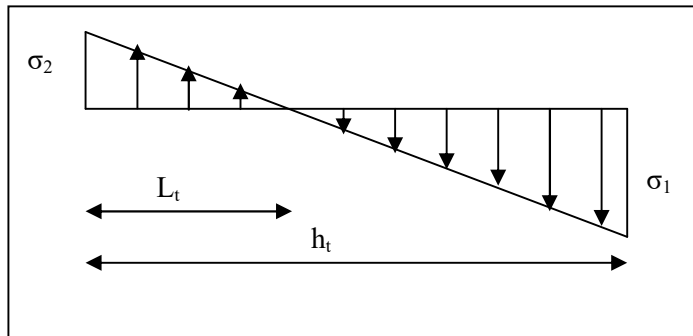
$$A_f = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{3366.561 \times 10^3}{400 \times 0.960 \times 345} = 25.41 \text{ cm}^2$$

- Calcul des armatures à la flexion composée :

$$A_{Cal} = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 25.41 - \frac{781.73 \times 10^3}{100 \times 400} = 5.87 \text{ cm}^2$$

- L'armature verticale minimale:

-d'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de Navier Bernoulli



$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{781.73 \times 10^3}{200 \times 3500} + \frac{6 \times 2037.62 \times 10^6}{200 \times (3500)^2} = 6.11 M_{Pa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{781.73 \times 10^3}{200 \times 3500} - \frac{6 \times 2037.62 \times 10^6}{200 \times (3500)^2} = -3.87 M_{Pa}$$

$$\sigma_1 > 0 \quad ; \quad \sigma_2 < 0 \quad ; \quad l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 1.357 \text{ m}$$

Le pourcentage minimal des armatures verticales sur la zone tendue est 0.2%

Alors $A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.002 \times l_t \times a = 0.002 \times 135.7 \times 20 = 5.43 \text{ cm}^2$

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile : 0,15 % (RPA99/V 2003 Art.7.7.4.3)

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 20 \times 175 = 5.25 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

- Résultats final :

Dans la zone tendue : $A = \max (A_{\text{Cal}}, A_{\min}^{\text{RPA}})$

Alors on prend $A = 5.87 \text{ cm}^2$

- En zone courante :

$h' = h - 2l_t > 0$

$$h' = 350 - 2 \times 135.7 = 78.6 \text{ cm}$$

$$A_{\min 2} = 0.001 \cdot b \cdot h' = 0.001 \times 20 \times 78.6 = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{tot}} = 2A_{\text{tendu}} + A_c > A_{\min}^g$$

$$A_{\text{tot}} = 2 \times 5.87 + 1.57 = 13.31 \text{ cm}^2 > A_{\min}^g = 10.5 \text{ cm}^2$$

Et on aura pour chaque nappe :

- Zone tendue : 20HA10=15.71 cm
- Zone courante : 2HA10=1.57 cm

L'espacement:

D'après (RPA99 version 2003).art.7.7.4.1.

$$S < \min (1.5 \cdot a ; 30 \text{ cm}) = \min (1.5 \times 20 ; 30 \text{ cm})$$

On prendre : $S = 30 \text{ cm}$

Dans la zone h/10 :

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{20}{2} = \min \left\{ \frac{1.5a}{2} ; \frac{30}{2} \text{ cm} \right\} \Rightarrow D = 15 \text{ cm}$$

On prendre : $D = 15 \text{ cm}$

-Vérification des contraintes de cisaillement:

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 M_{\text{Pa}}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times T_{\text{Cal}}}{a \cdot d} = \frac{1.4 \times 847.62 \times 10^3}{200 \times 3450} = 1.72 M_{\text{Pa}} \dots \dots \dots \text{CV}$$

a: épaisseur du voile (a = 20 cm)

h: longueur totale de la section tout (h = 175cm)

-Pas de reprise de bétonnage.

$$S_t = 15 \text{ cm.}$$

$$\frac{A_T}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \cdot f_e} \quad A_T = \frac{\tau_u \cdot b_0 \cdot S_t}{0.8 \cdot f_e} = \frac{1.72 \times 20 \times 20}{0.8 \times 400} = 2.15$$

$$A_t = 2.15 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow$$

Soit : 4HA10 = 3.14 cm

-Armatures horizontales :

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

Globalement dans la section du voile: (RPA99 version 2003) 7.7.4.3

$$A_{\min}^g = 0.0015 \times a \times 1 \text{ m} = 0.0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2$$

En zone courante :

$$A_{\min}^c = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 20 \times 175 = 7 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $A_{\text{hor}} = 9 \text{ HA10} = 7.07 \text{ cm}^2$

-Les Armatures Transversales: (armatures perpendiculaires aux faces du Mur)

D'après les **RPA99**, les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

○ **Vérification de contrainte de compression : « à la base du refend »**

Il faut que $\sigma_c \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18,5 \text{ MPa}$

La vérification s'effectuera en considération les combinaisons :

$$N = N_g + N_q + N_E$$

$$M = M_g + M_q + M_E$$

Cette combinaison donne le cas le plus défavorable ou l'effort normal « N » est très important.

Le calcul de « σ_c » contrainte de compression se fait conformément à la formule de

○ **Navier Bernoulli :**

$$\sigma_c = \sigma_1 = \frac{N}{a \cdot h} + \frac{6 \cdot M}{a \cdot h^2}$$

- Exemple de calcul :

Soit le voile V_{L1} au niveau de RDC

La vérification se fait pour la combinaison suivant : $0.8G \pm E$

$$N=781.73\text{KN}$$

$$M=2037.62\text{KN.m}$$

$$\sigma_c = \sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{781.73 \times 10^3}{200 \times 1750} + \frac{6 \times 2037.62 \times 10^6}{200 \times (1750)^2} = 6.11 \text{ MPa}$$

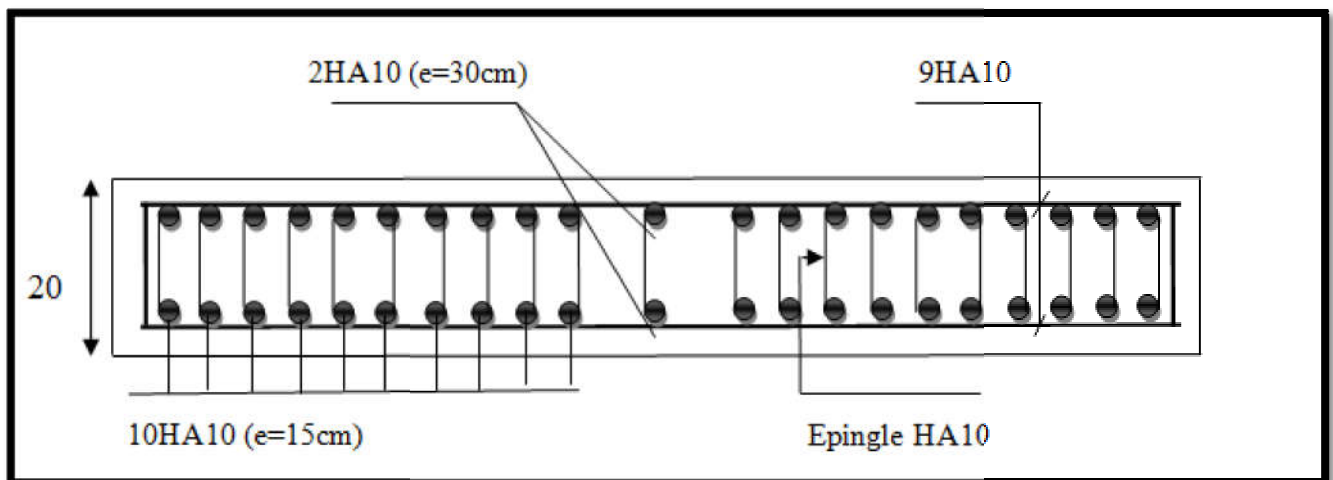


Fig.VI.05. Ferrailage de la voile.

CHAPITRE IV



*CALCUL DES
ÉLÉMENTS DE
L'INFRASTRUCTURE*

VII.1. Etude l'infrastructure

VII.1. Introduction :

Les fondations ont pour but de transmettre les charges et les surcharges de la superstructure au sol, leur choix dépend essentiellement de la contrainte du sol et des charges de l'ouvrage

On distingue deux types de fondations :

✓ **Fondations superficielles :**

Elles sont utilisables pour les sols de bonne capacité portante, elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, Semelles Filantes, Radiers.

✓ **Fondations profondes :**

Elles sont utilisées pour les mauvais sols de faible capacité portante la transmission des efforts est assurée par d'autres éléments: cas des semelles sur pieux ou puits.

✓ **Étude de sol :**

La valeur de la contrainte du sol est donnée par l'expérience, en raison de la connaissance que l'on peut avoir du terrain sur lequel des ouvrages ont déjà été réalisés, soit à partir des résultats de sondage effectués au laboratoire de mécanique des sols.

Une étude préalable du sol a donnée la valeur 1.5 bars pour la contrainte admissible

Du sol (σ_{sol})

- L'infrastructure doit constituer en ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivant:

Φ Réaliser l'encastrement de la structure dans le Terrain.

Φ Jouer le rôle d'Appuis.

Φ Assurer la liaison.

Φ Limiter les tassements différentiels jusqu'à une valeur acceptable.

VII.2: Etude des fondations :

2.1. Charge admissible au sol : (σ_{sol})

C'est une quantité déterminée par un bureau d'étude technique spécialisé, donc cette charge est une donnée du problème au moment de la conception des semelles en béton

Armé. (σ_{sol}) = 1.50 bars

2.2. Choix du type de fondation :

❖ **Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants:**

- ✓ Le poids de la structure.
- ✓ La capacité portante du sol.
- ✓ L'économie dans la réalisation.

- ✓ La rapidité et la facilité d'exécution.
- ✓ Stabilité totale de L'ouvrage.

❖ **Choix de type de fondation :**

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à **1.6 bars**, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type:

- Semelle filante.
- Semelle isolé.
- Radier général.

Pour le cas de la structure étudiée, l'ouvrage a un poids élevé est un grand important on adopter un mode de fondation dont la modalité d'exécution du (coffrage et ferrailage) et facile de réalisation :
(Le radier général)

2.3/Radiers :

2.3.1. Généralités

Un radier est une dalle plane, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

Elle comporte parfois des débords (consoles extérieures).

Comme toute fondation, elle transmet les charges du bâtiment, sur l'ensemble de sa surface, au sol.

Avantages de la semelle unique :

- diminution des risques de tassement
- très bonne liaison donc rigidité de la base du bâtiment.

2.3.2. Ce mode de fondation est utilisé dans deux cas :

- Lorsque la capacité portante du sol est faible : le radier est alors conçu pour jouer un rôle Répartisse de charges. Son étude doit toujours s'accompagner d'une vérification du tassement Général de la construction ;
- lorsque le sous sol d'un bâtiment est inondable : le radier joue alors le rôle d'un cuvelage étanche Pouvant résister aux sous Pressions. Ce type d'ouvrage ne doit pas être soumis à des charges pouvant provoquer des tassements Différentiels trop élevés entre les différentes zones du radier.

2.3.3 Critères de choix :

Le radier est justifié si la surface des semelles isolées ou continues est très importante (**supérieure ou égale à 50 % de l'emprise du bâtiment**) Ce qui est le cas lorsque :

- le sol a une faible capacité portante mais il est relativement homogène.

- les charges du bâtiment sont élevées (immeuble de grande hauteur).
 - l'ossature a une trame serrée (poteaux rapprochés).
 - la profondeur à atteindre pour fonder sur un sol résistant est importante.
 - Il est difficile de réaliser des pieux (coût - vibrations nuisibles).
 - Il existe des charges excentrées en rive de bâtiment.
- La surface de la semelle est donnée par :

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_s}$$

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{32051.42}{150} = 213.67 \text{ m}^2$$

- S_s : Surface totale des semelles = 213.67 m².

- S_b : Surface total du bâtiment = 220.51 m².

Vérification :

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{213.67}{220.51} = 0.96$$

$$\frac{S_s}{S_b} = 96\% > 50\%$$

Alors: La surface de bâtiment > a la surface de Radier.

La surface du bâtiment est supérieure à la surface de radier, à cet effet, nous avons

Prévu un débord minimum prescrit par le règlement pour des raisons techniques de réalisation.

VII.3 : Calcul le Radier :

Un radier est définit comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuées du poids propre de radier.

3.3.1 / Combinaison D'action :

- Pour le dimensionnement ELS (G+Q).
- Pour le Ferrailage ELU (1.35G + 1.5Q).
- Accidentelle (0.8G ± E) pour la vérification.

3.3.2 / Pré-dimensionnement :

a) Epaisseur du radier :

L'épaisseur du radier (h) doit satisfaire les conditions suivantes.

b) Condition forfaitaire :

- **Sous voiles** $\frac{L_{max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{max}}{5}$

h_r : Epaisseur du radier

L_{max} : Le plus grand travail.

$$L_{max} = 520 \text{ cm} \implies 65 \text{ cm} \leq h_r \leq 104 \text{ cm}$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est : $h_r = 70 \text{ cm}$

- **Sous poteaux :**

- La dalle:**

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{550}{20} = 27.5 \text{ cm}$$

Avec : L_{max} : la plus grande distance entre deux poteaux.

Une hauteur minimale de 25 cm

La valeur de l'épaisseur de dalle est : $h_r = 70 \text{ cm}$

- La nervure :

$$b \geq \frac{L_{max}}{10}$$

L_{max} : Distance maximal Entre deux files successives.

$$L_{max} = 5.50 \text{ m.}$$

$$b \geq \frac{550}{10} = 55 \text{ cm}$$

c) condition de rigidité : (Longueur élastique).

$$L_e = \sqrt{\frac{4EI}{KB}} \geq \frac{2L_{max}}{\pi}$$

- L_{max} : la plus grande distance entre deux poteaux. $L_{max} = 5.50 \text{ m.}$

- L_e : Longueur élastique.

-E: Pour un chargement de long durée; $E = 3216420 \text{ t/m}^2$

-I : Inertie de la section de radier. ($b = 1 \text{ m}$)

-K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. ($K = 40 \text{ MN/m}^3$).

-b : Largeur du radier (bande de 1 mètre).

$$L_e = \sqrt{\frac{4EI}{KB}} \quad ; \quad I = \frac{bh^3}{12} \quad ; \quad h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \cdot K \cdot L_{max}^4}{E\pi^4}} \quad ; \quad k = 4000 \text{ t/m}^3$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 5.50^4}{3216420 \times 3.14^4}} = 0.90 \text{ m}$$

Conclusion:

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :

$h_t = 90 \text{ cm}$ pour les nervure.

$h = 70 \text{ cm}$ pour le radier.

$b = 55 \text{ cm}$

Vérification :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}} \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0.0351}{4000 \times 1}} = 3.62 \geq \frac{2L_{\max}}{\pi} = 3.50 \dots \text{CV}$$

3.3.3 /Calcul de la surface minimale du radier:

Détermination des efforts

ELU: $N_u = 43926.60 \text{ KN}$

ELS: $N_s = 32051.42 \text{ KN}$

$$\text{ELU : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1.33\sigma_{\text{sol}}} = \frac{43926.60}{1.33 \times 150} = 220.18 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS : } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{1.33\sigma_{\text{sol}}} = \frac{32051.42}{1.33 \times 150} = 160.65 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 220.51 \text{ m}^2 > \text{Max}(S_1, S_2) = 220.18 \text{ m}^2$$

- L'emprise totale avec un débordement (D) sera:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y)$$

L_x : longueur en plan (21.40 m).

L_y : largeur en plan (12.90 m).

Calcul de débordement D :

$$D \geq \text{Max}(h_r/2 ; 30\text{cm}). \text{ Ou: } h_r = 0.7\text{m} \Rightarrow D \geq \text{Max}(35\text{cm} ; 30\text{cm})$$

On prend $D = 0.4 \text{ m}$ alors l'emprise totale avec D est:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y) = 220.51 + 0.4 \times 2 \times (21.40 + 12.90) = 307.11\text{m}^2$$

-Poids du radier

$$G = (307.11 \times 0.4 \times 25) = 3071.1 \text{ KN}$$

-Combinaison d'action

$$N_u = 43926.60 + 1.35 (3071.1) = 48072.58 \text{ KN}$$

$$N_s = 32051.42 + 3071.1 = 35122.52 \text{ KN}$$

VII.4. Vérifications de radier:

4.1/Vérification de la contrainte de cisaillement: (BAEL 91) (Art: 5.1)

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} \leq \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4M_{Pa} \right\}$$

Avec: $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0,9 h = 45 \text{ cm}$

$$T_u^{\max} = q_u \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{48072.58 \times 1}{307.11} \times \frac{5.50}{2} = 430.46 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{430.46 \times 10^3}{1000 \times 450} = 0.95 M_{Pa} \leq \tau_u = 2.5 M_{Pa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

4.2/Vérification au poinçonnement: BAEL91 (Art: A.5.2.42)

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°. La Vérification se fait pour le voile ou de Poteau la plus sollicité à L'ELU). Nous devons vérifier la condition suivante:

$$N_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

Avec :

N_u : Charge revenant plus chargé.

μ_c : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen. $\mu_c = 2(a + b + 2h_r)$

- **Vérification pour les Voiles** : Le voile et le plus sollicité et avec $e=20 \text{ cm}$.

$$\mu_c = 2(0.20 + 1.75 + (2 \times 0.7)) = 10.2 \text{ m}$$

$$N_u = 43926.60 \text{ KN} \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b = 5512.5 \text{ KN} \quad (\text{cv})$$

- **Vérification pour les Poteau**: Le Poteau et le plus sollicité.

$$\mu_c = 2(0.65 + 0.70 + (2 \times 0.7)) = 5.5 \text{ m}$$

$$N_u = 2202.14 \text{ KN} \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b = 2467.5 \text{ KN} \quad (\text{cv})$$

Donc: La condition est Vérifier pour la structure il n'ya pas de risque de rupture du radier par poinçonnement.

4.3/Vérification de l'effort de sous pression:

Cette vérification justifiée le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$G \geq \alpha \cdot S_{\text{rad}} \cdot \gamma_w \cdot Z = 1.5 \times 10 \times 2.7 \times 370.47 = 15004.04 \text{ KN}$$

G: Poids total du bâtiment à la base du radier

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $\alpha = 1.5$

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$).

Z: Profondeur de l'infrastructure ($h = 2.7 \text{ m}$)

$$G_T = 61116.44 \text{ KN} > 15004.04 \text{ KN}$$

⇒ Pas de risque de soulèvement de la structure.

4.4/Vérification de la stabilité du radier sous (0.8G± E) :

-Moment de renversement du au séisme pour chaque sens (x, y)

e : l'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : moment dû au séisme.

N : charge verticale.

D'après le RPA99/version2003(art10.1.5)le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4} \Rightarrow e : L'excentricité de la résultante des charges verticales.$$

$$N_{total} = 60335.03 \text{ KN}$$

$$M_x = 4646.32 \text{ KN}$$

$$M_y = 4483.33 \text{ KN}$$

	Sens (X-X)	Sens (Y-Y)
N_{total} (KN)	60335.03	60335.03
M (KN.m)	4646.32	4483.33
e(m)	0.077	0.074
L/4 (m)	7.17	3.3
Condition	Vérifiée	Vérifiée

- Les moments d'inertie suivant les deux directions sont:

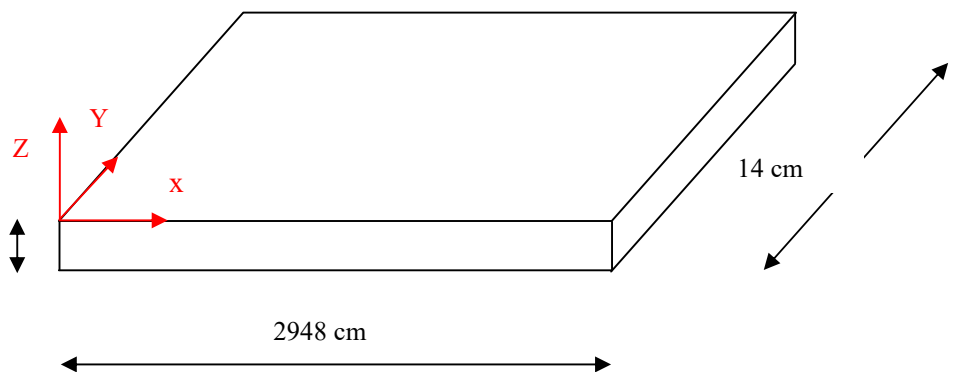
$$L_{X-X} = \frac{b \times h^3}{12} = 29890.22 \text{ m}^4$$

$$L_{Y-Y} = \frac{b \times h^3}{12} = 6741.09 \text{ m}^4$$

Le centre de gravité 50 cm

$$X = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i}$$

$$Y = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i}$$



	Centre de gravite du radier	Centre de gravite du bâtiment
x _g	14.74	14.34
y _g	7	6.6

4.5/Vérification au non soulèvement des fondations (G+Q+E):

$$\sigma_m \leq \overline{\sigma_{sol}} ; \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M \times V}{I} ; \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$$\overline{\sigma_{sol}} = 1.33 \times \sigma_{adm} = 1.33 \times 160 = 212.8 \text{ KN/m}^2.$$

$$x_g = 14.74\text{m}, y_g = 7\text{m}$$

	I (m ⁴)	N(KN)	M(KN.m)	S _{rad} (m ²)
X-X	29890.22	72159.32	4652.51	370.47
Y-Y	6741.09	72159.32	4484.91	370.47

	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)	$\overline{\sigma_{sol}}$ (KN/m ²)	$\sigma_m \leq \overline{\sigma_{sol}}$
X-X	197.07	192.48	195.92	212.8	CV
Y-Y	199.43	190.12	197.10	212.8	CV

VII.5.Ferraillage du radier:

Le radier se calculera comme plancher renversé appuyé sur les voiles et les poteaux. Nous avons utilisé pour le ferraillage des panneaux la méthode proposée par le CBA 93.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé, émergé en eau douce.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires μ_x , μ_y qui dépend du rapport ($\rho = L_x / L_y$) et du coefficient de POISSON (ν).

5.1. Méthodes de calcul :

-Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$

-Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Tel que :

μ_x ; μ_y : sont des coefficients en fonction de $\alpha = L_x / L_y$ et ν (prend 0.2 à 1 'ELS, 0 à l'ELU)

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastés aux niveaux des Appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

En tenant compte des modes de fixation on effectue les ventilations des moments

Comme suit:

	Le panneau de rive	Le panneau intermédiaire
En travée	$M_{tx} = 0.85 M_x$ $M_{ty} = 0.85 M_y$	$M_{tx} = 0.75 M_x$ $M_{ty} = 0.75 M_y$
Sur appui	$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 M_x$	$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x$

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement BAEL91. La fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

• **Calcul des moments fléchissant :**

ELU	ELS
$q_u = (1.35G + 1.5Q)/S_{rad}$	$q_{ser} = (G + Q)/S_{rad}$
$q_u = 56115.09/370.47$	$q_{ser} = 41065.17/370.47$
$q_u = 151.47 \text{ KN/m}^2$	$q_{ser} = 110.85 \text{ KN/m}^2$

• **Ferrailage de la dalle de radier :**

- Le plus grand panneau est le panneau du $(4.60 \times 5.20) \text{ m}^2$.

⇒ Panneau de rive.

L'ELU : $v = 0$; $q_u = 151.47 \text{ KN/m}$

$$\rho = 4.60/5.20 = 0.88 > 0.4$$

⇒ Alors le panneau travaille dans les deux sens.

- **A partir du tableau :**

$$\mu_x = 0.0478$$

$$\mu_y = 0.740$$

- **Donc les moments sont :**

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0478 \times 151.47 \times 4.60^2 = 153.20 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0.740 \times 153.20 = 113.368 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 153.20 = 130.22 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 113.368 = 96.36 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 153.20 = 45.96 \text{ KN.m/ml}$$

• **Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times \sigma_b}$$

$$A_s = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$\alpha = 1.25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}] ; \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$\sigma_b = 14.2 M_{Pa} ; b = 100 \text{ cm} ; \emptyset \leq \frac{h}{10} = \frac{500}{10} = 50 \text{ mm}$$

$$d_x = h - c - \frac{\phi_x}{2} = 50 - 5 - \frac{5}{2} = 42.5\text{cm}$$

$$d_y = d_x - \frac{(\phi_x + \phi_y)}{2} = 37.5\text{ cm}$$

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

$$A_{\min} = 0.23. b. d. \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Sens-X :

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 42.5 \times \frac{2.1}{400} = 5.13\text{cm}^2$$

Sens-Y :

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 37.5 \times \frac{2.1}{400} = 4.53\text{cm}^2$$

Pourcentage minimal des armatures : BAEL91 (art B.6.4)

$$A\% \geq 0.01 \times b \times h = 5\text{cm}^2$$

	SENS X-X		SENS Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M_u(N. m)	45.960	130.220	45.960	96.360
μ	0.0179	0.0508	0.0230	0.0483
μ < μ₁	CV	CV	CV	CV
α	0.023	0.065	0.029	0.062
β	0.991	0.974	0.988	0.975
σ_s	348	348	348	348
A_s(cm²/ml)	3.14	9.04	3.56	7.57
A_{s min}(cm²/ml)	5.13	5.13	4.53	4.53
Choix des barres/ml	5HA12	6HA14	5HA12	5HA14
A_{S corres}(cm²/ml)	5.65	9.24	5.65	7.70
Espacement (cm)	20	20	20	20

- L'ELS : v= 0.2 ; q_s = 110.85 KN/m

α = 4.60/5.20 = 0.88 > 0.4 ⇒ Alors le panneau travaille dans les deux sens.

$$\bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 15\text{Mpa} \dots\dots\dots \text{BAEL91(Art.4.5.2)}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e ; \text{Max} \left(\frac{1}{2} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{ij}} \right) \right) \quad \text{BAEL91 (Art A.4.5 .33)}$$

$$\overline{\sigma_s} = \text{Min} (0.666 \times 400; \text{Max} (0.5 \times 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}))$$

$$= \text{min} (266.4 ; \text{max} (200 ; 201.63))$$

$$\sigma_b = 201.63 \text{ MPa}$$

- A partir du tableau:

$$\mu_x = 0.0549$$

$$\mu_y = 0.818$$

• Donc les moments sont:

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0549 \times 110.85 \times 4.60^2 = 128.77 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0.818 \times 128.77 = 105.33 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 128.77 = 109.45 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 105.33 = 89.53 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x = 0.3 \times 128.77 = 38.63 \text{ KN.m/ml}$$

• Calcul des armatures :

	SENS X-X		SENS Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M_{ser}(N.m)	38.63	109.45	38.63	89.53
μ	0.0143	0.0404	0.0183	0.0424
μ < μ_l	CV	CV	CV	CV
σ_{bc}(cm²)	15	15	15	14
α	0.0180	0.0516	0.0231	0.0542
β	0.993	0.979	0.991	0.978
σ_{st}(MPa)	201.63	201.63	201.63	201.63
A_s(cm²/ml)	4.54	13.04	5.16	12.11
A_{s min}(cm²/ml)	5.13	5.13	4.53	4.53
Choix des barres/ml	6HA12	7HA16	6HA12	7HA16
A_{S corres}(cm²/ml)	6.79	14.07	6.79	12.32
Espacement (cm)	20	20	20	20

- Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (A.5.1 ,21)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \dots\dots\dots (\text{Art.5.1, 1})$$

$$T_u = \frac{p_u \times l_x \times l_y}{2l_y + l_x} = \frac{151.47 \times 4.60 \times 5.20}{2 \times 5.20 + 4.60} = 241.54 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{241.54 \times 10^3}{1000 \times 420} = 0.575 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \text{min} \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \text{min}(2.5; 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = 0.575 < \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée; on n'a pas besoin des armatures transversales.

• **Etude de débord du radier :**

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur $L=0.40$ m. Le calcul du Ferrailage se fait pour une bande de largeur égale à un mètre liner.

$h = 0.50\text{m}$

$b = 1\text{m}$

$d = 0.9 h = 0.45\text{m}$

• **Présentation schématique:**

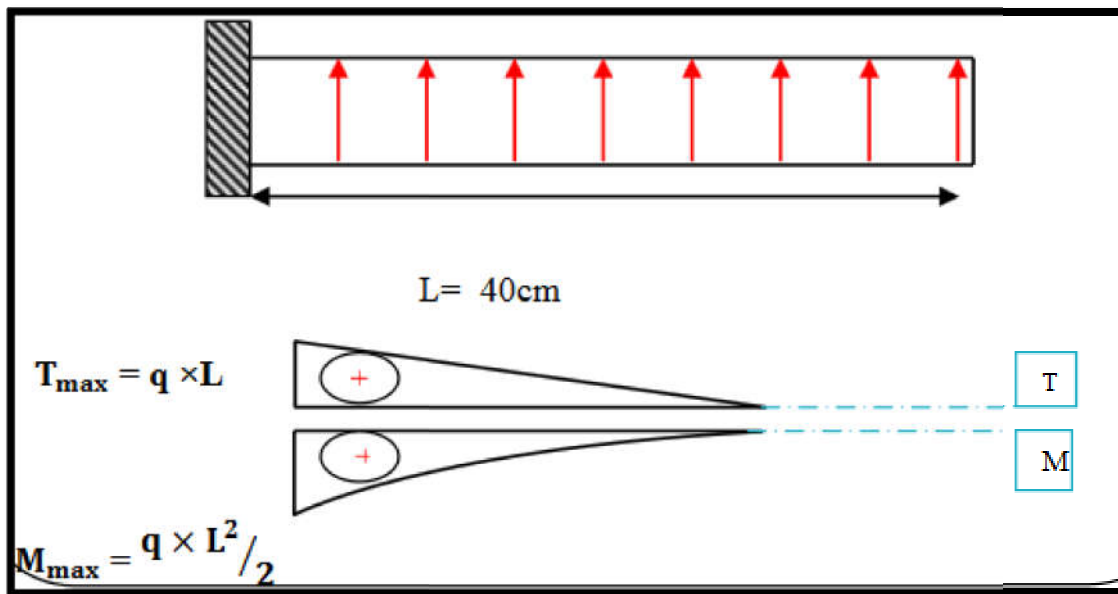


Fig.VII.02.schéma isostatique et sollicitations de les débords.

▪ **L'ELU :**

$M_{\max} = \frac{q_u \times L^2}{2} = \frac{151.47 \times (0.4)^2}{2} = 12.12 \text{ KN.m}$

▪ **L'E LS : (fissuration préjudiciable) :**

$M_{\max} = \frac{q_u \times L^2}{2} = \frac{110.85 \times (0.4)^2}{2} = 8.87 \text{ KN.m}$

	M_{\max}	μ	α	β	A_s (cm^2)	A_{\min} (cm^2)	A_{adop} (cm^2)	Section adoptée
ELU	12.12	0.004	0.005	0.998	0.78	5.43	5.65	5HA12
ELS	8.87	0.003	0.004	0.999	0.98	5.43	5.65	5HA12

• **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u < \overline{\tau_u} = 0.05f_{c28}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$b=1\text{m}$$

$$d=0.9h=0.45\text{m.}$$

$$V_u = q_u \times L = 151.47 \times 0.4 = 60.188 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{60.188 \times 10^3}{1000 \times 450} = 0.134 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.134 < \overline{\tau_u} = 1.25 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Note : On peut prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

- **Etude de la nervure :**

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastées.

$$h = 70 \text{ cm} \quad d = 63 \text{ cm}$$

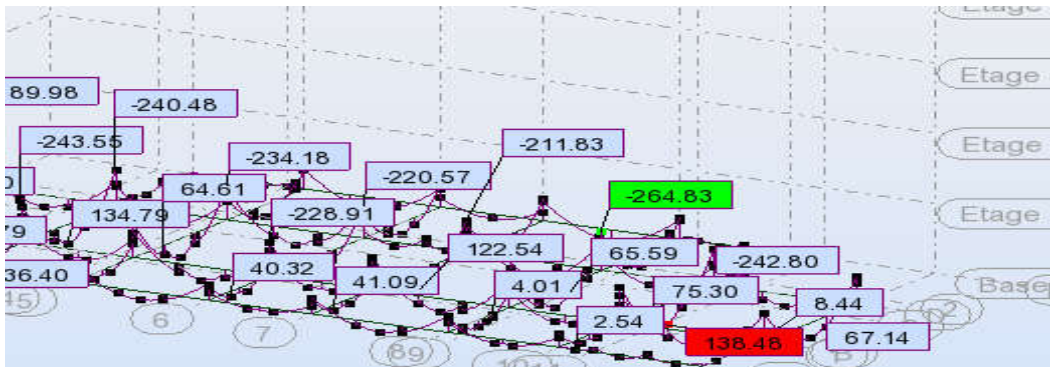
$$b = 50 \text{ cm} \quad c = 5 \text{ cm}$$

a-Calcul les charges revenant à la nervure

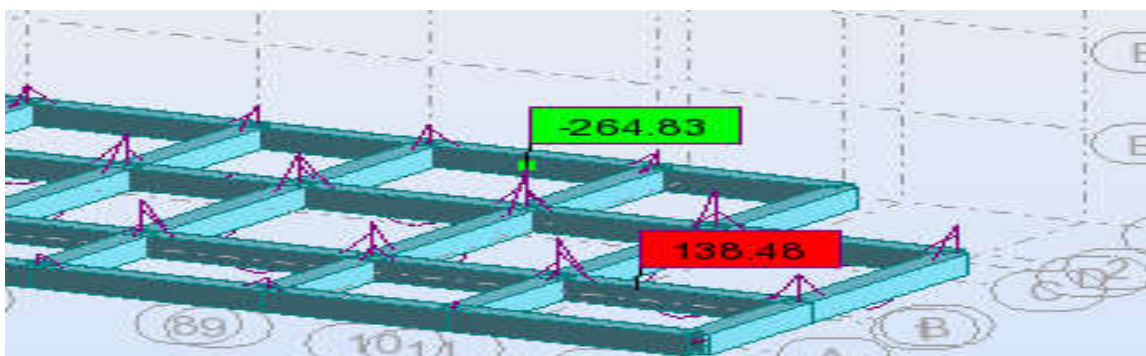
$$q_u = \frac{N_u}{S_r} = \frac{56115.09}{370.47} = 151.47 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_r} = \frac{41065.17}{370.47} = 110.85 \text{ KN/m}^2$$

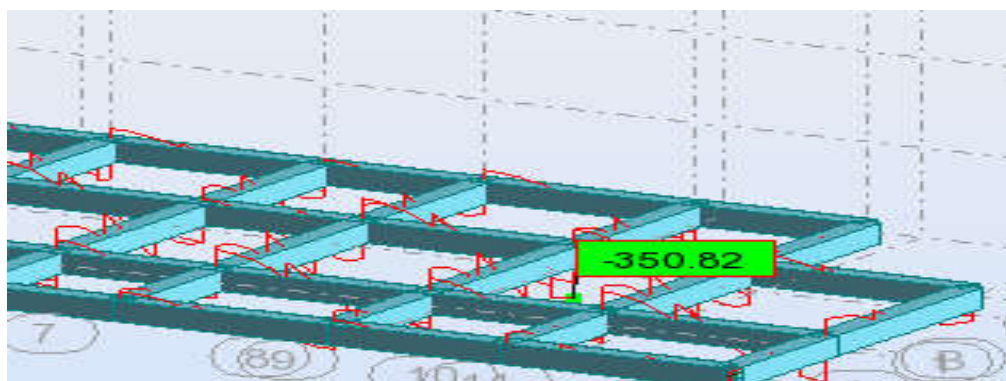
- ELU



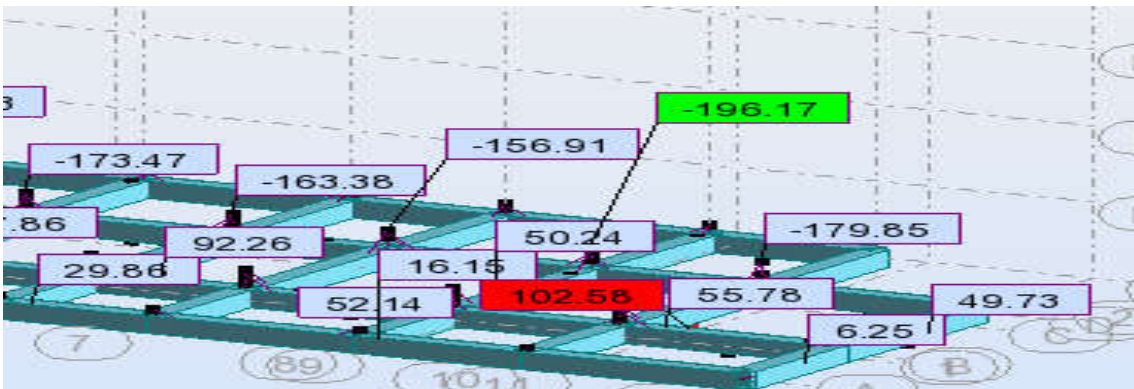
- ✓ Le moment



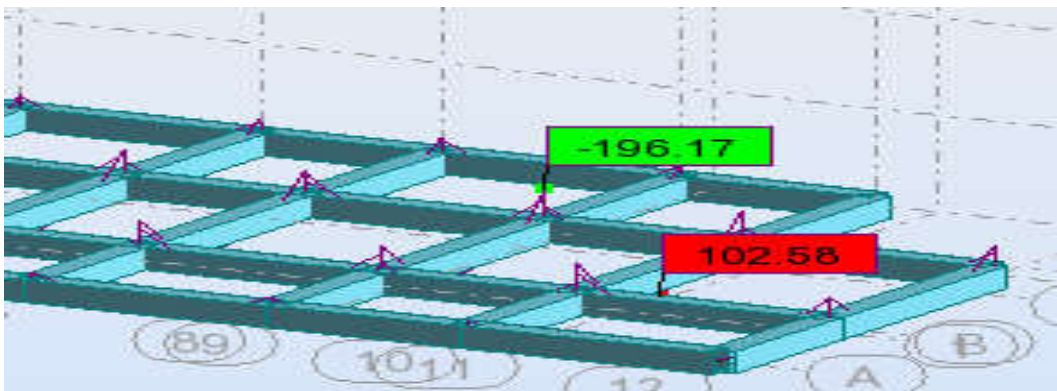
- ✓ L'effort tranchant:



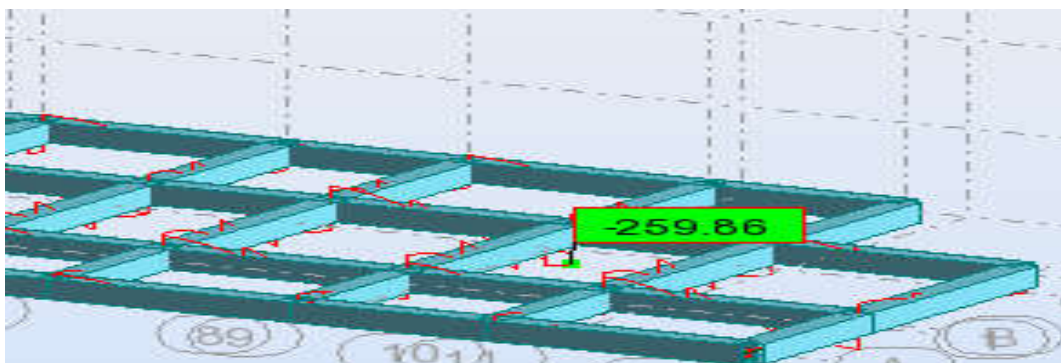
- ELS



- ✓ Le moment



- ✓ L'effort tranchant:



- ELU : $M_t = 138.48 \text{ KN.m}$; $M_a = -264.83 \text{ KN.m}$

- ELS : $M_t = 102.58 \text{ KN.m}$; $M_a = -196.17 \text{ KN.m}$

- **Ferraillage de nervure a l'ELU:**

Sens		M_u [KN.m]	μ	α	β	A_{cal}	A_{min}	A_{adop}	Section adoptée
ELU	Appui	264.83	0.0940	0.124	0.950	12.72	17.5	20.61	4HA16+4HA20
	Travée	138.48	0.0491	0.0630	0.975	6.48	17.5	20.61	4HA16+4HA20

- **Ferraillage de nervure a l'ELS:**

Sens		M_{ser} [KN.m]	μ	α	β	A_{cal}	A_{min}	A_{adop}	Section adoptée
ELS	Appui	196.17	0.0696	0.0903	0.964	9.28	17.5	20.61	4HA16+4HA20
	Travée	102.58	0.0364	0.0464	0.981	4.77	17.5	20.61	4HA16+4HA20

- **Vérifications à l'ELU :**

-Vérifications de la l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \overline{\tau_u} = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5M_{Pa} \right)$$

Sens	V_u (KN)	τ_u (MPa)	Observation
ELU	297.29	0.94	CV

- ❖ **Vérifications nécessaires pour les nervures :**

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} \quad (\text{BAEL91. A. 4.2})$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 50 \times 63 \times \frac{2.1}{400} = 3.8 \text{ cm}^2$$

• **Le pourcentage minimal d'armature :**

• **Selon BAEL91 :**

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = 0.001 \times h \times b \quad (\text{BAEL91.B.6.4})$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = 0.001 \times 70 \times 50 = 3.5 \text{ cm}^2$$

• **Selon RPA99/2003 :**

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.5\% \times h \times b \quad (\text{Art.7.5.2.1})$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.5\% \times 70 \times 65 = 17.50 \text{ cm}^2$$

-Armatures transversales minimales

$$\emptyset \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset\right) = (20,50,20) \rightarrow \text{On prend } \emptyset = 10\text{mm}$$

-Armatures transversales minimales

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

$$A_t = 0.003 \times 20 \times 50 = 3 \text{ cm}^2$$

$$\text{Nous prenons : } A_t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

-Espacement des armatures transversales

• **En zone nodale**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset_L\right) \Rightarrow S_t \leq \min(17.5, 24)$$

$$S_t \leq 15$$

• **En zone courante**

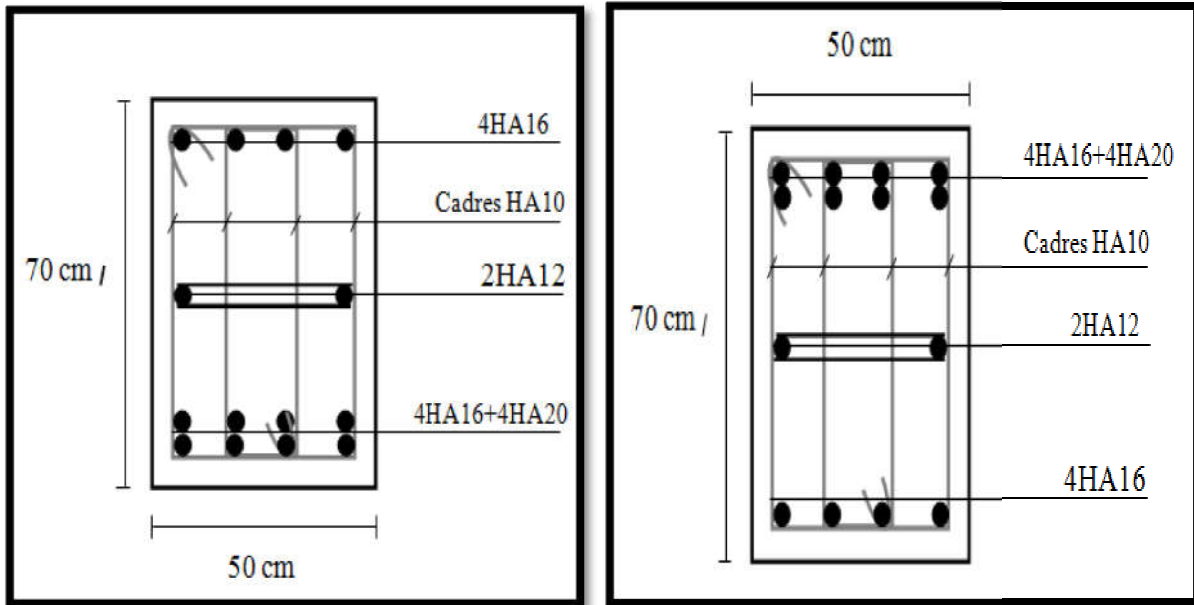
$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{70}{2} \Rightarrow S_t \leq 35$$

Nous prenons :

$$S_t = 15 \text{ cm En zone nodale}$$

$$S_t = 20 \text{ cm En zone courante}$$

❖ **Schémas ferrailage de radier:**



Nervure sur appui

Nervure en travée

Fig.VII.01.ferraillage sur appui en travée de nervure.

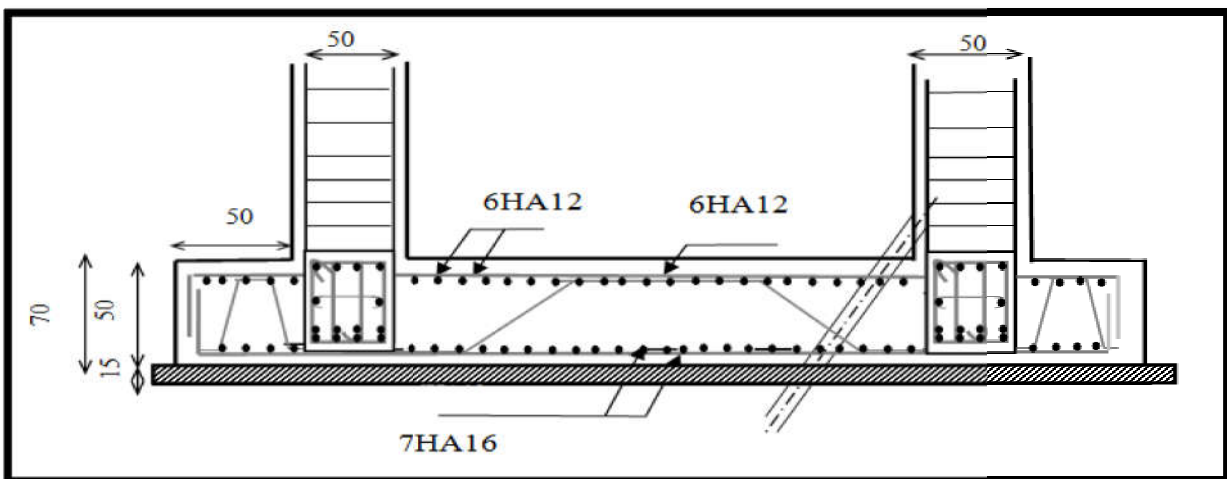


Fig.VII.02.ferraillage globale de radier.

VI.8.Longrine

La longrine (ou le dispositif équivalent) doivent être calculés pour résister à la traction sous

l'action d'une force égale à : $F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20 \text{ KN}$ **RPA99(art 10.1.1)**

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 (tableau 10.1)

Site	I	Ila	Ilb et III
S ₁	.	-	-
S ₂	.	15	12
S₃	I	12	10
S ₄	1	10	8

$$F = \left(\frac{N}{\alpha}\right) \geq 20 \text{ KN} \Rightarrow F = \frac{4378.02}{15} = 291.868 \text{ KN} \geq 20 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Les dimensions minimales de la section transversales des longrines

sont : 25 cm × 30 cm : sites de catégorie S3 en adopté une section de (30x30) cm².

Le ferrailage minimum doit être de 0,6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min (20 cm, 15 ϕ_l).

Calcul des armatures longitudinales :

ELU :

$$A_s = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{291.868}{201.66} = 14.47 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage minimal : D'après RPA99

$$A_{\min} = 6\% \cdot B' = 0.006 \times 30 \times 30 = 5.4 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = \max(A_s; A_{\min}(RPA)) = 14.74$

On adopte : $6HA20 = 18.85 \text{ cm}^2$

LES ARMATURES TRANSVERSALES :

Pour les armatures transversales, elles seront utilisées seulement pour le montage des armatures longitudinales, soit des cadres $\Phi 8$ (*fissuration est préjudiciable*)

L'espacement : Selon RPA99

$$S_t \leq \min (20 \text{ cm} ; 15\phi); \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_t \geq 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.80 \text{ cm}^2$$

En choisit un cadre en $\text{Ø } 8$ et étrier en $\text{Ø } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

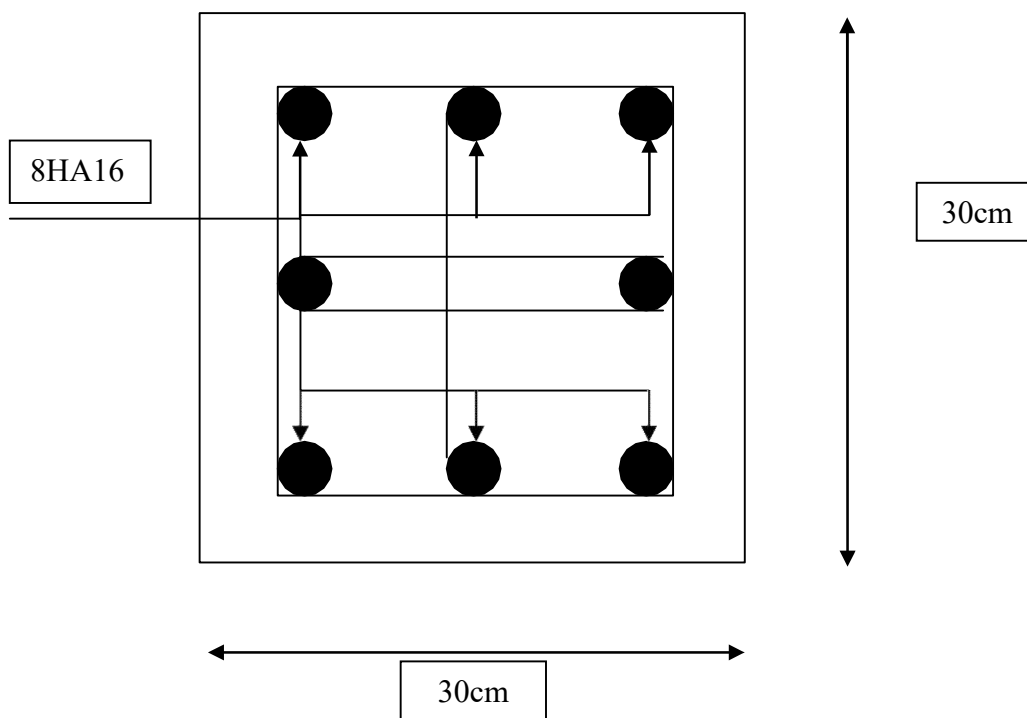


Figure.VI.10 : Ferrailage de la longrine

VI.9 : La dalle flottante :**➤ VI.9.1 : Introduction:**

La terre pleine peut constituer le soubassement d'un immeuble, cette solution est souvent plus économique qu'un vide sanitaire, dans la mesure où le sol le permet.

On distingue deux types de dallage sur terre-plein :

- **Dallage porteur** : est lié à la bêche périphérique.
- **Dallage non porteur** : est indépendant de la structure.

Le choix entre ces deux cas sera fonction des charges verticales et la nature du sol.

Pour se fixer les idées, précisons que le système à dallage porteur s'accommode bien une structure légère, mais dans notre projet, nous avons utilisé le système à dallage non porteur.

➤ Mise en œuvre :

La mise en œuvre d'un dallage sur terre-plein sans être très délicate doit se faire en respectant les trois étapes suivantes :

- La préparation du sol.
- La mise en place de terre pleine.
- L'exécution du dallage.

➤ Préparation du sol :

La préparation du sol qui doit comporter 4 étapes :

- Décapage.
- Nivellement.
- Compactage.
- Drainage.

➤ Mise en place de terre pleine :

La terre pleine est un rapport de matériaux disposé sur le sol en place qui va servir au dallage. Il peut être constitué par des cailloux, des graviers et des sables mélangés ou non, il ne doit comporter ni gravier ni matière organique. Le matériau est répandu et compacté par couches régulières de 20 cm d'épaisseur au plus.

Cette terre pleine va recevoir une couche d'isolation ou d'étanchéité. Il faut donc l'arranger pour éviter le poinçonnement. Dans ce but répandez un lit de sable de 5 cm d'épaisseur moyenne ou bien un lit de mortier maigre de 3 cm.

On peut réaliser la couche d'étanchéité à l'aide de feuille de polyéthylène.

➤ **Exécution de dallage :**

L'épaisseur minimale de dallage doit être de 8 cm, pour notre projet, on choisit une épaisseur de 10 cm en béton armé.

Pour un dallage non porteur c'est à dire indépendant de la structure à l'aide d'un joint de 2 cm au minimum.

L'armature est constituée par une nappe de treillis soudés soit (**forfaitairement**) de $\Phi 6$, maille de (20×20) cm², ces armatures placées à la partie supérieure.

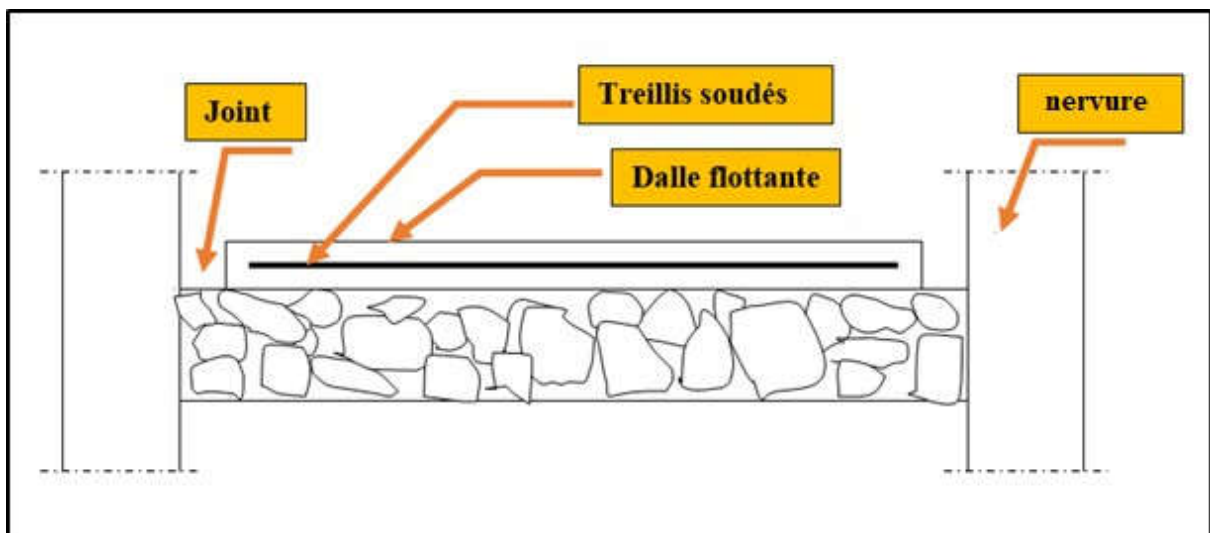


Fig.VI.11: Schéma de la dalle flottante

Conclusion générale

Dans le cadre de ce modeste travail, on a pu prendre connaissances des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction, et on a pu aussi débiter avec le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019**.

Cette étude nous a permis d'enrichir les connaissances requises le long de notre cursus, et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

1. La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
2. La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques".
3. Si la justification de l'interaction et de la période de vibration de la structure simultanément sont satisfaites, donc le facteur économique est respecté.
4. L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux et des portiques, ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumis à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du **RPA** s'est imposé.

Outre le critère de résistance, on doit lui associer celui de l'économie en jouant sur le choix de section de béton et d'armatures dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par les règlements en vigueur.

BIBLIOGRAPHIE

Les règlements :

- ❖ RPA99/Version2003 : Règlement Parasismique Algérien.
- ❖ BAEL91 : Béton Armé Aux Etats Limites.
- ❖ BAEL83 : Béton Armé Aux Etats Limites.
- ❖ C.B.A93 : Règles de conception et de calcul des structures en béton arme.
- ❖ D.T.R.B.C .2.2 : Document Technique Réglementaire (charges permanentes et charges d'exploitation).
- ❖ DTR Neige et Vent 99.
- ❖ RNV99 Cartes neige+vent.

Livre et cours :

- ❖ Exercices de béton arme selon les règles BAEL.83, P. Charon.
- ❖ Cour de béton et dynamique des structures et mécanique de sol (Univ de Biskra).
- ❖ Enciens mémoires de fin d'étude (Les universités algériennes).

Logiciels :

- ❖ Logiciel d'analyse des structures ROBOT version 2019 (Analyse des structures).
- ❖ AUTOCAD 2021(Dessin).
- ❖ WORD + Excel 2007

