

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Ibn Khaldoun de Tiaret



Faculté des Sciences Appliquées
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master

Spécialité : Génie Civil
Option : Génie de la construction

Présenté par :
KHADIR SOUHILA
KADDOURI OUARDIA
Sujet du mémoire

Etude d'un bâtiment en R+7 à Tissemsilt

Soutenu publiquement le 07 juin 2017 devant le jury composé de :

Mr M.ZIDOUR	MC A	Président
Mr BENSATTALAH Tayeb	MC B	Rapporteur
Mr T.D. HASSAINE	PR	Examineur
Mr A.RABAHI	DOCT	Examineur
Mr A.SAOULA	MA B	Examineur

Promotion 2016/2017



REMERCEMENT

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ
الرَّحِيمِ

Nous remercions, en premier lieu, notre dieu qui a bien voulu nous donner la force pour effectuer le présent travail.

Nous remercions nos très chers parents pour leurs soutiens et leurs patiences.

*Nous exprimons nos profonds remerciements à notre promoteur Mr. **Bensattalah Tayeb** pour son orientation et ses précieux conseils et surtout pour sa patience.*

Nous remercions chaleureusement tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.

Nous voudrions aussi remercier tous les étudiants et les gens de l'université Ibn Khaldoun de Tiaret

(Département de Génie Civil)

Aux membres de jurés et à son président pour l'effort Qu'ils sauront fourni pour étudier notre travail Et juger de sa qualité.





Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail à :
A mes très chers parents qui m'ont
guidé durant les moments les plus
pénibles de ce long chemin, ma mère
qui a été à mes côtés et ma soutenue
durant toute ma vie, et mon père qui a
sacrifié toute sa vie afin de me voir
devenir ce que je suis, merci mes
parents.*

*A mon encadreur Mr : Bensattalah
Tayeb, que Dieu le garde en bonne
Santé.*

*A mes chers sœurs et frères .
Et la petite Hadjer.*

*A toute ma famille Khadir sans
exception.*

A tous mes amis.

A ma promotion G.C

*En fin, je remercie mon ami et ma
binôme Kaddouri Ouardia qui a
contribué à la réalisation de ce modeste
travail.*

Khadir Souhila





Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :
Ma très chère mère et qui m'a toujours soutenu durant
toutes les périodes de vie, que dieu le tout puissant la
protège et la garde.

Mes frères et Mes soeurs :

Mon ami et MA binôme : Khadir Souhila

A tous mes amis

A toute la promotion 2017.

Khaddouri Ouardia



Résumé

Le présent mémoire constitue nous le résultat de cinq ans d'étude.

Son objet : Un bâtiment de R+7 à usage d'habitation et commerce en RDC et nos permet d'être confronté pour la première fois à l'application de notre acquis théorique, à la réalité du terrain et à la pratique de spécialité.

La problématique que on 'a cherché à résoudre dès le début est d'assurer à notre structure la plus grande résistance aux efforts ; tout en prenant.

Le coté économique en considération, notre travail est structuré comme suit :

D'abord une étude préliminaire, portant essentiellement sur la descente de charges et le prédimensionnements des éléments.

Après un calcul complet des différents éléments, tels que : l'escalier, l'acrotère, le balcon, L'ascenseur, le plancher ;

Ensuite, une étude au vent, suivi d'une étude sismique, après une étude des éléments structuraux, qui constituent le squelette de la structure.

Une étude des différents éléments de l'infrastructure : le radier et les poutres de libages.

En fin, une conclusion générale.

ABSTRACT

This project is the result of a five years study.

Its subject: A building of ground + 7 used for habitation and trading in the (DRC) and our allows us to be confronted for the first time to the application of our theoretical knowledge, the reality of the field and the practice of specialty. The problem that has been sought to be solved from the beginning is to ensure that our structure has the greatest resistance to effort and solicit it while taking. On the economic side, our work is structured as follows: First a preliminary study, focusing mainly on the descent of loads and the pre-dimensioning of the elements. After a complete calculation of the various elements, such as: staircase, acroter, balcony, elevator, floor; Then, a study in the wind, followed by a seismic study, after a study of the structural elements, which constitute the skeleton of the structure. A study of the different elements of the infrastructure: the raft and the beams of libations. Finally, a general conclusion.

المخلص

تشكل هذه المذكرة إلينا النتيجة من خمس سنوات من الدراسة
الغرض منه: مبنى الأرض + 7 للاستخدام السكني والتجاري يسمح لنا للمرة الأولى في
تطبيق الإنجازات النظرية لدينا في الواقع الميداني والممارسة التخصصية.
والمشكلة هي أن "تسعى إلى حل من البداية هو التأكد من أن أعظم مقاومتنا لهيكل
الجهود مع الأخذ في التماس
الجانب الاقتصادي في الاعتبار، ويتمحور عملنا على النحو التالي:
أولاً، دراسة أولية، مع التركيز على خفض الأحمال و Prédimensionnements
العناصر
بعد عملية حسابية كاملة لمختلف العناصر، مثل بيت الدرج، والمتراس، وشرفة،
المصعد، الطابق
بعد ذلك، دراسة في مهب الريح، تليها المسح السيزمي بعد دراسة العناصر الهيكلية التي
تشكل الهيكل العظمي للهيكل.
دراسة عناصر البنية التحتية المختلفة: طوف والحزم Libages
في النهاية، والاستنتاج العام.

Sommaire :

Chapitre I : présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

	<i>Page.</i>
I.1) Introduction générale.....	01
I.2) Présentation de l'ouvrage.....	02
I.3) Différents éléments de la structure.....	02
I.4) Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	04

Chapitre II : descente de charge et pré dimensionnement des éléments

II.1) Introduction.....	13
II.2) Descente de charge.....	13
II.3) Pré dimensionnement des planchers.....	17
II.4) Pré dimensionnement des poutres.....	18
II.5) Pré dimensionnement des voiles.....	20
II.6) Pré dimensionnement des escaliers.....	21
II.7) Pré dimensionnement des poteaux.....	23

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

VI.1) Calcul de l'escalier.....	31
VI.2) Calcul de l'acrotère.....	41
VI.3) Calcul de l'ascenseur.....	46
VI.4) Calcul de balcon.....	61
VI.5) Calcul des planchers.....	67

Chapitre IV : Etude au vent

IV.1) Présentation générale.	97
IV.2) Calcul de l'action du vent	98
IV.3) Calcul de la pression du au vent:	102

Chapitre V : Etude sismique

V.1) Généralité sur les séismes :	105
V.2) Introduction:.....	105
V.3) Calcul sismique.....	105
V.4) Méthode d'analyse modale spectrale :	108
V.5) Vérification des forces sismique :	111

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

VII.1) Introduction.....	118
VII.1) Ferrailage des poutres.....	118
VII.2) Ferrailage des poteaux.....	126
VII.3) Ferrailage des voiles.....	136

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure

VIII.1) Introduction.....	142
VIII.2) Détermination de la hauteur de la poutre de libage.....	144
VIII.3) Ferrailage du radier.....	145
VIII.4) Armature de peau.....	150

Conclusion générale

Références bibliographiques

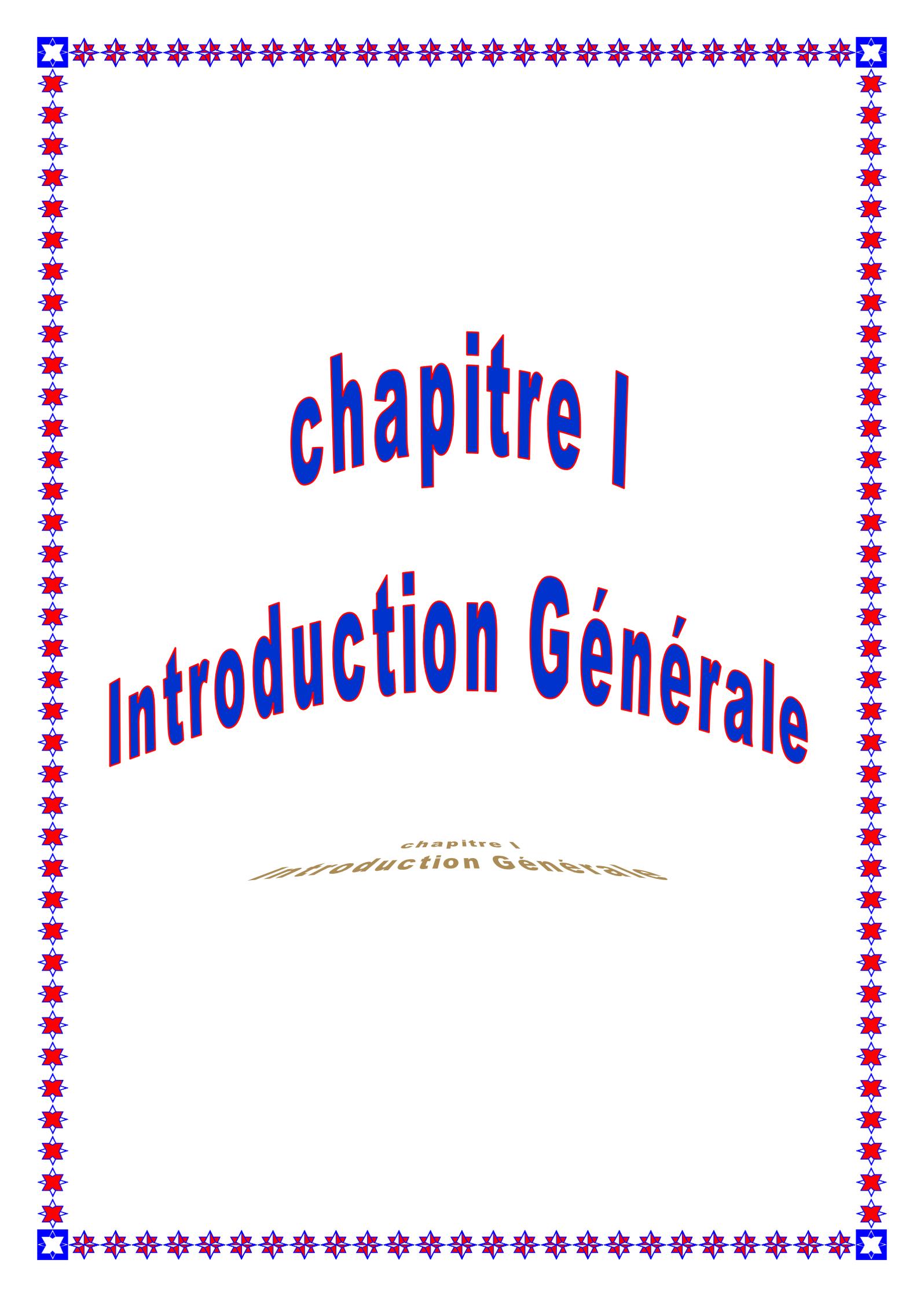
Liste des figures :

Figure. I.1 Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton	06
Figure. I.2 Evolution de la résistance du béton en traction f_{tj} en fonction de celle en compression f_{cj}	07
Figure. I.3 Evolution du module de Young différée E_{vj} en fonction de la résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj}	08
Figure. I.4 Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELU	09
Figure. I.5 Diagramme du béton à l'E LS	09
Figure. I.6 Diagramme contrainte déformation de calcul de l'acier à l'ELU	11
Figure. II.1 plancher terrasse	13
Figure. II.2 plancher étage courant	14
Figure. II.3 Acrotère	17
Figure. II.4 La surface afférente du poteau rectangulaire	23
Figure. II.5 La surface afférente du poteau circulaire	23
Figure. III.1 Schéma d'escalier	31
Figure. III.2 Schéma statique d'une volée + paliers	32
Figure. III.3 Ferrailage de l'escalier	36
Figure. III.4 Schéma statique de la poutre palière de l'escalier	37
Figure. III.5 Ferrailage de la poutre palière	41
Figure. III.6 Schéma statique	42
Figure. III.7 Schéma du ferrailage de l'acrotère	46
Figure. III.8 Schéma d'un ascenseur	46
Figure. III.9 coupe d'ascenseur	47
Figure. III.10 Ferrailage supérieur de la dalle de l'ascenseur	60
Figure. III.11 Ferrailage inférieur de la dalle de l'ascenseur	61
Figure. III.12 Ferrailage du balcon	67
Figure. III.13 d'un plancher à corps creux Schéma	68
Figure. III.14 dimensionnement du poutrelle	69
Figure. III.15 Schéma statique de la poutrelle à quatre travées	71
Figure. III.16 Ferrailage des poutrelles	85
Figure. III.17 Dessin de ferrailage des poutrelles	94
Figure. III.18 Ferrailage de la dalle de compression	94
Figure. IV.1 Répartition de la pression dynamique	100
Figure. VI.1 Ferrailage des poutres principales	126
Figure. VI.2 Ferrailage des poutres secondaires	126
Figure. VI.3 La zone nodale	135
Figure. VI.4 Schéma du voile + poteaux	139

Figure. VI.5 Disposition des armatures verticales dans le voile	141
Figure .VII.1 dalle reposé sur 4 cotés	146
Figure. VII.2 poutre de libage sens transversal	147
Figure. VII.3 poutre de libage sens longitudinal	149
Figure. VII.4 Les armatures de peau	151

Liste des tableaux :

Tableau. I.1 Valeurs limites de la contrainte limite d'élasticité de l'acier fe	10
Tableau. II.1 loi de dégression de la surcharge d'exploitation	22
Tableau. II.2 la descente de charges des poteaux par familles	27
Tableau. II.3 la descente de charges des poteaux par familles	29
Tableau. II.4 Sections des poteaux, poutres et épaisseur des voiles.	30
Tableau. III.1 Calcul des moments isostatiques à l'ELU	52
Tableau. III.2 Calcul des moments isostatiques à l'ELS	56
Tableau. III.3 Charge permanente du balcon	63
Tableau. III.4 Tableau récapitulatifs des sollicitations du plancher terrasse	78
Tableau. III.5 Tableau Des moments des efforts tranchants Max	84
Tableau. IV.1 valeur de la pression dynamique de référence	97
Tableau. IV.2 valeurs de la pression dynamique	101
Tableau. V.1 Facteur de qualité	110
Tableau. V.2 Poids de la structure	111
Tableau. V.3 Valeurs de la force sismique totale	111
Tableau. V.4 facteur de participation massique	112
Tableau. V.5 les déplacements latéraux inter-étage	112
Tableau. V.6 les déplacements latéraux inter-étage	113
Tableau. V.7 Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ (sens x)	114
Tableau. V.8 Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ (sens y)	114
Tableau. V.8 l'excentricité accidentelle	115
Tableau. VI.1 Armatures adoptées pour les poutres.	126
Tableau. VI.2 Armatures minimales pour les poteaux.	128
Tableau. VI.3 Sollicitations du premier genre.	128
Tableau. VI.4 Sollicitations du deuxième genre.	129
Tableau. VI.5 Ferrailage des poteaux.	133



chapitre 1

Introduction Générale

*chapitre 1
Introduction Générale*

Chapitre I **Présentation de l'ouvrage :**

1.1) Introduction générale :

Parmi les catastrophes naturelles qui affecte la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doutes seules qui ont le plus d'effet destructeur dans les zones urbanisées. Les phénomènes sismiques ne sont pas encore parfaitement connus, et les tremblements de terre importants sont antérieurs à ce dont peut se souvenir la mémoire collective urbaine, c'est pour quoi la plus part des nations ne sont pas encore mises à l'abri de ce risque social et économique majeur. La plus part des habitants des zones à risque sont au courant des antécédents sismiques plus par l'ouïe que par l'expérience personnelle directe. Or la prise de conscience est indispensable mais elle ne suffit pas pour inciter à l'action. En général on a tendance à surévaluer la probabilité des événements que l'on souhaite et à sous estimer la probabilité de ceux que l'on redoute. La sensibilisation à ce risque ne se fait que très progressivement dans la population, le milieu professionnel et la puissance publique. Pour que cette démarche puisse aboutir, il faut qu'elle trouve un écho au sein de tous les milieux concernés.

Il ne faut pas oublier qu'il a fallu s'adapter au nouvelles techniques et méthodes d'exécutions au cours des siècles pour assurer une stabilité maximale et une résistance optimale vis-à-vis des sollicitations subites qu'elles soient artificielles ou naturelles tel que les tremblements de terre. Une construction doit être étudiée et réalisée de façon à atteindre les limites dont elle a été conçue pour initialement et demeurer en état de service pour lequel elle a été prévue même après.

Depuis l'existence de l'homme, bâtir était d'une priorité primordiale dans sa vie et l'un de ces détérioration.

C'est pour cela que, autant que master en génie civil nous avons comme mission de bien choisir les matériaux, réaliser l'étude technique, et faire une bonne conception de l'ouvrage tout en spécifiant les détails constructifs ainsi que les procédures de contrôles et de suivie au différents stades de conception, réalisation, et exploitation de celui-ci, et nous nous trouvons devant l'obligation de respecter les normes et les règles de constructions issues des autorités du pays notamment le pays algérien.

Pendant cinq ans d'étude et de travail, on a pu réaliser ce mémoire qui constitue d'un bâtiment R+7 avec un contreventement mixte (poteaux/voile) ; à usage d'habitation et commercial en RDC et de 7 étages. Implanté dans la wilaya de Tissemsilt qui est une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

Cet ouvrage nous a permet d'être confronté pour la première fois à l'application nos acquis théorique, à la réalité du terrain et à la pratique de spécialité.

I.2) Présentation de l'ouvrage :

1) Caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques géométriques du bâtiment sont :

a) Dimension en élévation :

-Hauteur du RDC	-----	4,08 m
-Hauteur étage courant	-----	3,06 m
-Hauteur totale	-----	25,50 m

b) Dimension en plan :

-Longueur en plan	-----	26,20m
-Largeur en plan	-----	26,20m

2) Présentation de la structure :

Le bâtiment est à usage d'habitation et commercial en RDC
Tous les étages comportent chacun deux appartements de type F3.
La structure du projet d'études est en portiques associés à des voiles, ce qui offre un contreventement mixte.
Les planchers sont constitués par des dalles en planchers en corps creux.

3) Données du site :

Le bâtiment est implanté dans la wilaya Tissemsilt, zone classée par le RPA 99/version 2003 Comme une zone de moyenne sismicité (Zone IIa).
Il appartient au groupe d'usage 2 (Ouvrages courants ou d'importances moyennes).
Le site est considéré comme un site meuble
La contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 1,5$ bars
La profondeur de l'ancrage $D = 1,5$ m
Le poids spécifique du sol $\gamma_h = 1,9$ t / m³
L'angle de frottement interne du sol $\phi = 35^\circ$
La cohésion du sol $C = 0$

I.3) Différents éléments de la structure :

1 .Superstructure

a) Planchers

Un plancher est une aire généralement plane, destinée à limiter les étages et à supporter les revêtements de sols, dont les deux fonctions principales sont :

- Facilité de réalisation.
- Réduction de la masse du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- Il fait fonction d'isolation acoustique et thermique.
- Economie dans le coût de coffrage.

b) L'ossature

La stabilité de l'ossature est assurée dans les directions par système structurel mixte des portiques et des voiles en béton armé capable de reprendre la totalité des charges verticales et horizontales.

c) Maçonneries

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

- Les murs extérieurs sont réalisés en doubles parois de brique creuse de 15 cm et de 10 cm d'épaisseur.
- Les murs intérieurs sont des cloisons de distribution en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

d) Escalier

La cage d'escalier permet l'accès du RDC jusqu'au 7^{ème} étages. Elle est constituée à chaque niveau de deux volées et d'un palier intermédiaire.

e) Ascenseur

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

f) Revêtement

- Enduit en ciment pour le sous plafond.
- Enduit en ciment pour les faces extérieures des murs de façade, et en plâtre pour les murs intérieurs
- Carrelage pour les planchers et les escaliers.

g) Isolation :

L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher, Par contre au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois qui compose se dernier, et par la minimisation des ponts thermique en cour de réalisation.

-A noter que l'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour le plancher terrasse.

2 .L'infrastructure

Suivant les résultats des essais de laboratoire et des essais in situ, la structure projetée peut être posée sur des fondations superficielles de type radier général.

- Capacité portante $\sigma_{sol} = 2,0bars$ pour d'ancrage $D=1,5m$.
- le sol est argileux, le site est de nature meuble (S3).

I.4) Caractéristiques mécaniques des matériaux :

A) Le béton :

1) Historique du béton armé :

Le premier ouvrage en béton armé fut un bateau en ciment armé (paroi mince de quelques centimètres enrobant un quadrillage de fers) présenté à une exposition à paris vers 1855 par J. Lambot. L'invention de Lambot fut rapidement suivie par de nombreux champs d'application, auxquels sont attachés les noms de Monier (caisses, réservoir, poutres, etc.), coignet, Hennebique sur le plan pratique et par la suit Rabut et Mesanger sur le plan théorique.

Depuis 1900 le matériau béton armé n'a pas beaucoup changé Seules quelques améliorations de la qualité du matériau ont en lieu avec l'apparition des barres rondes lisses, puis à haute adhérence, et la mise au point de toute une gamme d'adjuvants.

2) Le béton :

Il défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'age de 28 jours, dite valeur caractéristique requise.

Dans tous les cas la résistance à la compression est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de 200 cm² de section avec une hauteur double du diamètre.

Le béton résiste beaucoup mieux à la compression qu'à la traction (résistance à la compression est de l'ordre de 20 à 60 MPa et la résistance à la traction est de l'ordre de 2 à 4 MPa)

3) Les compositions du béton :

On appelle béton le matériau constitué par un mélange, dans des proportions convenables de ciment, de granulats (sable et pierrailles) et d'eau.

a. ciment :

Le ciment joue un rôle important entre les produits employés dans la construction.

La qualité du ciment et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile ou de bauxite et 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 ces 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.

➤ **Pierrailles :**

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).

4) Dosage du béton :

Le dosage du béton est le poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton.

Dans notre ouvrage, le béton est composé de granulats naturels dosés à 350 Kg/m³. Ce dosage est destiné à offrir les garanties de résistance escomptées et à présenter une protection efficace de l'armature.

5) Résistance mécanique 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 16cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

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

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

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \quad \text{si } j < 90 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} \quad \text{si } j > 90 \text{ jours}$$

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

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28} \quad \text{si } j < 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours}$$

La figure I.1 montre le schéma d'évolution de la résistance du béton en compression en fonction de son âge.

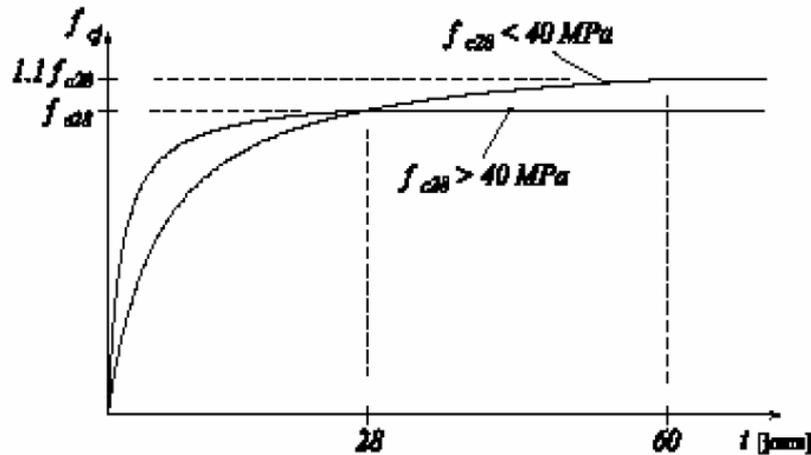


Figure I.1 : Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

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 :

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

$$f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ Mpa.}$$

La figure I.2 montre le schéma d'évolution de la résistance à la traction du béton.

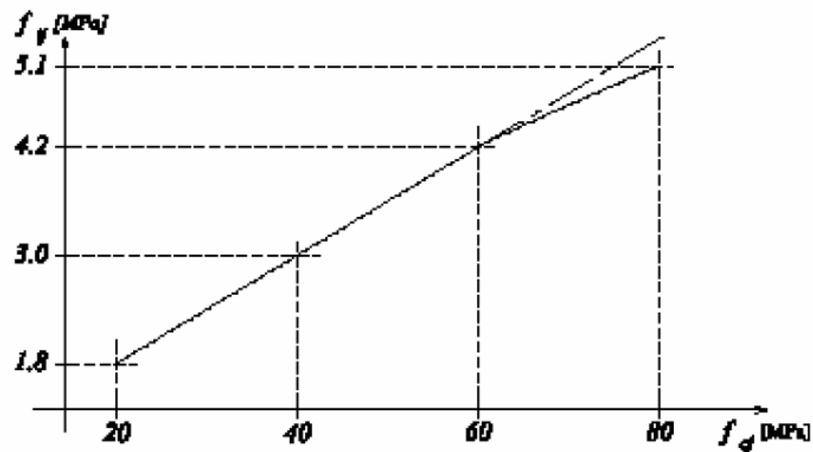


Figure I.2 : Evolution de la résistance du béton en traction f_{tj} en fonction de celle en compression f_{cj} .

c. Modules de déformation longitudinale :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet, à défaut de mesures, qu'à l'âge de J jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton $E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{1/3}$ (E_{ij} et f_{cj} en MPa). Cette formule n'est valable que pour les bétons habituels durcissant naturellement sur le chantier.

Elle n'est pas valable pour les vérifications à l'état limite ultime de stabilité de forme pour lesquelles des règles particulières sont données.

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage ; on considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation : A défaut de mesures, on admet que, sous contraintes de longue durée d'application, les déformations longitudinales complémentaires dues au fluage du béton sont doubles de celles dues aux mêmes contraintes supposées de courte durée et appliquées au même âge.

Le module de déformation longitudinal différée du béton E_{vj} qui permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage) est donné par la formule : $E_{vj} = 3700 \times (f_{cj})^{1/3}$ (E_{vj} et f_{cj} en MPa).

A défaut de mesures, on estime que le raccourcissement unitaire dû au retrait atteint les valeurs suivantes dans le cas des pièces non massives à l'air libre (compte tenu d'un pourcentage moyen d'armatures).

La figure I.3 montre le schéma d'évolution du module de young.

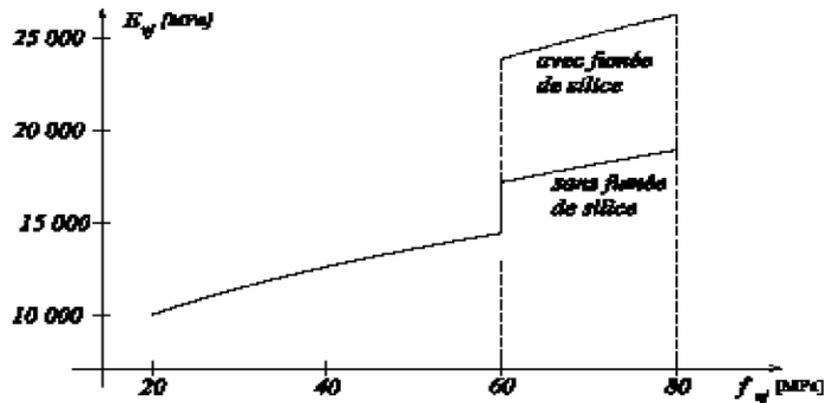


Figure I.3 : Evolution du module de Young différée E_{vj} en fonction de la résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} .

d. Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson sera pris égal à 0,2 pour le calcul des déformations et à 0 pour le calcul des sollicitations.

e. Contraintes limite :

e.1) Etat limite ultime :

- **Contrainte ultime du béton :**

Pour les calculs à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole rectangle sur un diagramme contraint déformation donnée dans la Figure I.4.

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

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

Où :

- le coefficient de sécurité partiel γ_b vaut 1,5 pour les combinaisons fondamentales et 1,15 pour les combinaisons accidentelles,

- μ est un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges: $\mu = 1$ si la durée est supérieure à 24h $\mu = 0,9$ si la durée est comprise entre 1h et 24h et $\mu = 0,85$ dans les autres cas.

($t > 24$) heures $\Rightarrow \theta = 1$.

($1 < t < 28$) heures $\Rightarrow \theta = 0,9$.

($t < 1$) heures $\Rightarrow \theta = 0,85$.

La figure I.4 montre la contrainte de déformation de calcul conventionnelle à l'ELU.

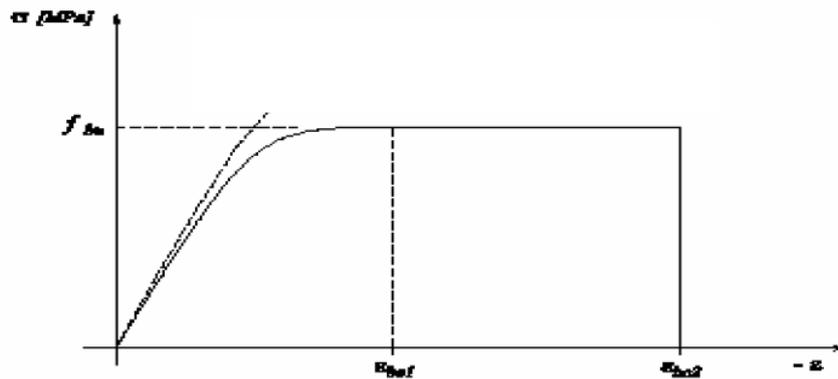


Figure I.4 : Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELU.

- **Contrainte ultime de cisaillement :**

La contrainte de cisaillement est limitée par $\tau \leq \bar{\tau}$:

$\bar{\tau} = \min (0,15 f_{cj}/\gamma_b ; 4 \text{ Mpa})$. Fissuration préjudiciable.

$\bar{\tau} = \min (0,10 f_{cj} ; 3 \text{ Mpa})$.fissuration peu nuisible.

e.2) Etat limite de service :

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique. On adopte pour cela, la loi de Hooke de l'élasticité pour décrire le comportement du béton à l'ELS, avec pour des charges de longue durée $E_b = E_{vj}$ et $\nu = 0,2$. La résistance mécanique du béton tendu est négligée. De plus, on adopte en général une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égale à 1/15 de celle de l'acier.

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

La figure I.5 montre le diagramme du béton à l'ELS.

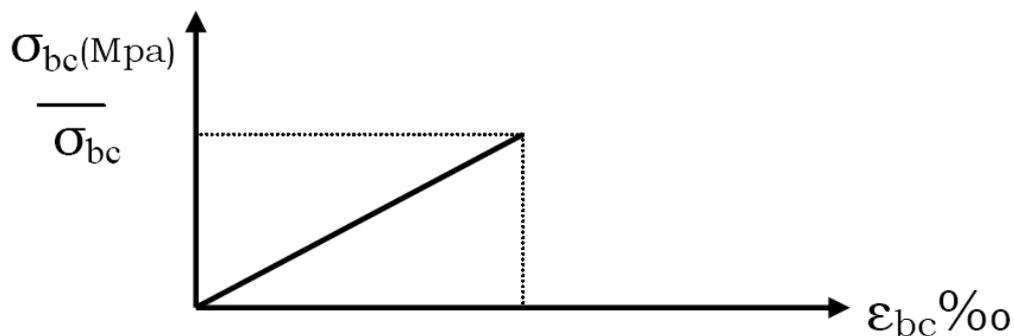


Figure I.5 : Diagramme du béton à l'ELS.

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

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}.$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

B) L'Acier :

Comme le béton n'a pas une bonne résistance à la traction, on est conduit à associer à ce dernier un matériau possédant une meilleure résistance à la traction.

L'acier présente une très bonne résistance à la traction (et à la compression pour des élancements faibles), de l'ordre de 500MPa. Lorsqu'aucun traitement n'est réalisé, il subit les effets de la corrosion. De plus, son comportement est ductile, avec des déformations très importantes avant rupture (de l'ordre de la dizaine de %).

1) Caractéristiques mécaniques :

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

Les valeurs de la limite d'élasticité garantie f_e sont présentées dans le tableau I.1 ci après.

type	Désignation (nuance)	Limite d'élasticité Garantie f_e (MPa)	Emploi
Ronds lisses	Fe E22 Fe E24	215 235	Emploi courant épingles de levage des pièces préfabriquées
Barres HA 1, 2, 3,4	Fe E40 Fe E50	400 500	Emploi courant.
Fils tréfilés HA (type 3)	Fe TE40 Fe TE50	400 500	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
Treillis soudés -lisses -HA	TSL TSHA	500	Emploi courant.

Tableau I.1 : Valeurs limites de la contrainte limite d'élasticité de l'acier f_e .

2) Contrainte limite :

a. Etat limite ultime :

Le comportement des aciers pour le calcul à l'ELU vérifie une loi du type élasto-plastique parfait, comme décrit dans la figure I.6 ci-dessous.

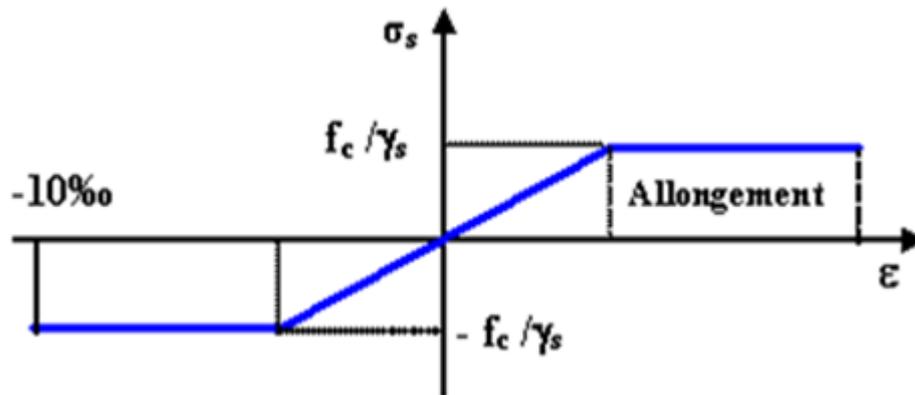


Figure I.6 : Diagramme contrainte déformation de calcul de l'acier à l'ELU.

$$\sigma_s = E_s \cdot \epsilon_s \quad \text{si } \epsilon_s < \epsilon_{es}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{si } \epsilon_s \geq \epsilon_{es}$$

Avec
$$\epsilon_{es} = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}$$

$E_s = 200000$ Mpa.

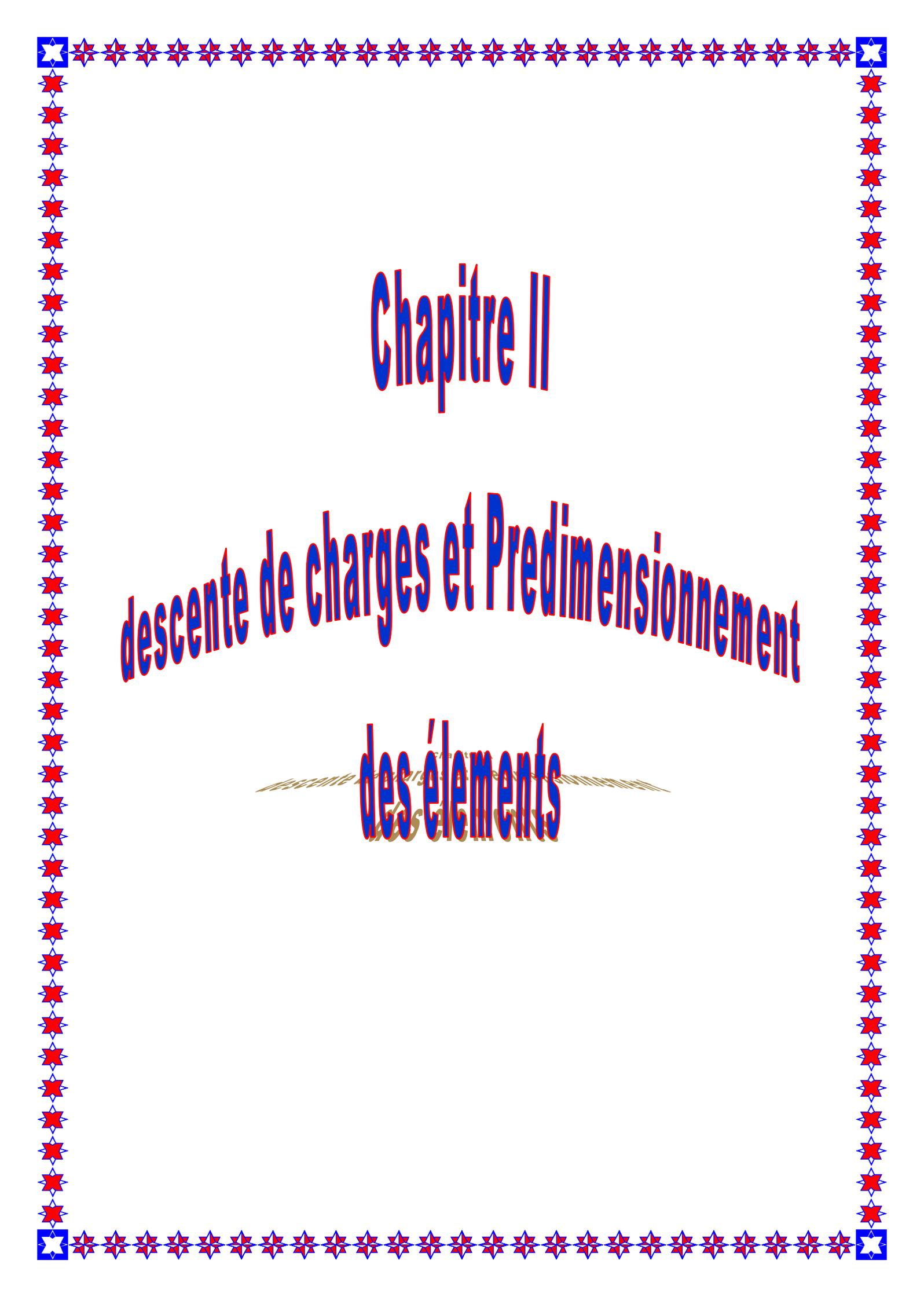
γ_s est un Coefficient de sécurité égal à : 1,15 pour les combinaisons accidentelles.
1,00 dans le cas général.

b. Etat limite de service :

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

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation de la contrainte de l'acier.
- Fissuration préjudiciable :
 - ronds lisses $\sigma_{st} = 2/3 f_e$
 - Barres HA $\sigma_{st} = \text{Max} \{ 0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{ij}} \}$
- Fissuration très préjudiciable :
 - ronds lisses $\sigma_{st} = 0,8 (2/3) f_e$
 - Barres HA $\sigma_{st} = \text{Max} \{ 0,4 f_e ; 88 \sqrt{\eta f_{ij}} \}$

η : coefficient de fissuration, qui vaut 1,0 pour les ronds lisses y compris TSL et 1,6 pour les armatures à haute adhérence.



Chapitre II

descente de charges et Predimensionnement

des éléments

Chapitre II

Descente de charge et pré dimensionnement des éléments :

II.1) Introduction :

Pour assurer une bonne tenue et une stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure soient dimensionnés pour résister aux différentes sollicitations :

- Sollicitations verticales : dues aux charges permanentes et surcharges du plancher, des poutrelles et des poutres.
- Sollicitations horizontales : dues aux effets du vent et du séisme.

Le pré dimensionnement sera fait selon les règles du BAEL91, le RPA 99/version 2003 et le CBA93, en vigueur pour déterminer les réactions des éléments résistants de la structure.

II.2) Descente de charge :

G : charges permanentes

Q : charges d'exploitation

➤ *Plancher terrasse*

La terrasse est inaccessible et réalisée en plancher en corps creux surmontée de plusieurs couches de protection et une forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

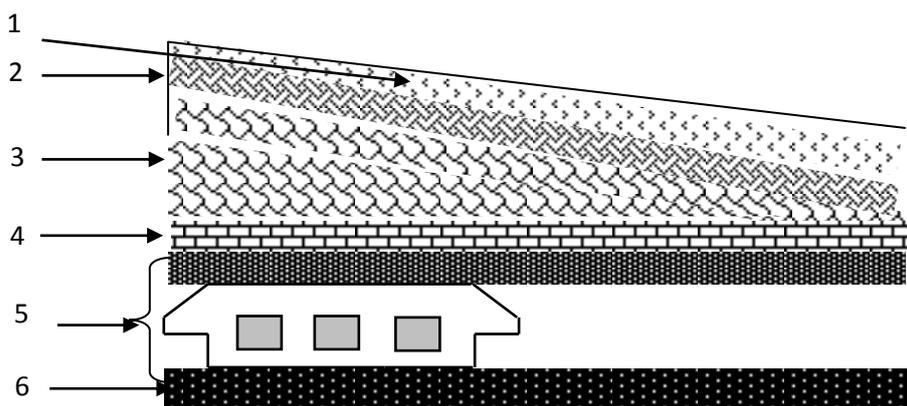


Figure II.1 : plancher terrasse.

a. *Plancher terrasse (inaccessible) :*

<i>Plancher</i>	<i>P (KN/m²)</i>
Protection en gravillons roulés (5cm)	1.00KN/m²
Étanchéité multicouche (2cm)	0.24KN/m²
Forme de pente de béton (10.9cm)	2.40KN/m²
Asphalte coulé sablé (2,5cm) + polystyrène	0.66KN/m²
Dalle à corps creux (16+4cm)	2.80KN/m²
Enduit en plâtre (2cm)	0.28KN/m²
La charge permanente	<i>G = 7.38 KN/m²</i>
La charge d'exploitation	<i>Q = 1.00 KN/m²</i>

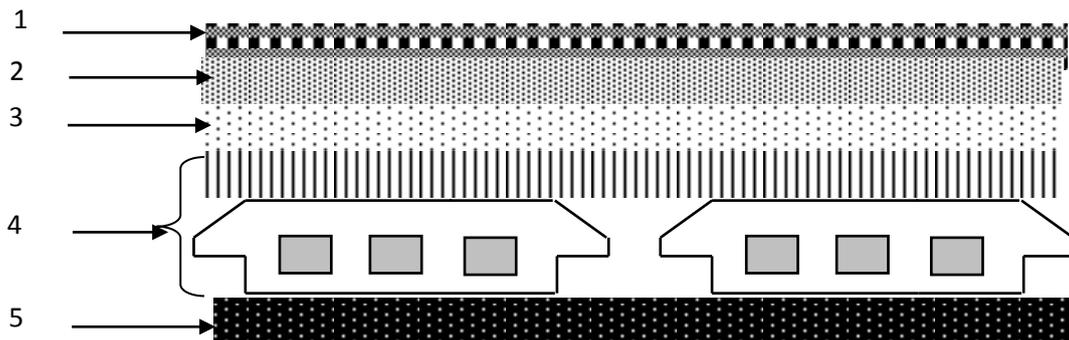


Figure II.2 : plancher étage courant.

b. *Plancher RDC et étage courant :*

<i>Plancher</i>	<i>P (KN/m²)</i>
carrelage (2cm)	0.44 KN/m²
mortier de pose (4cm)	0.88 KN/m²
lit de sable (4cm)	0.72 KN/m²
Dalle à corps creux (16+4cm)	2.80KN/m²
Enduit de plâtre (2cm)	0.28KN/m²
Cloisons légères (11cm)	0.99KN/m²

La charge permanente	$G = 6.11 \text{ KN/m}^2$
La charge d'exploitation	$Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$

c. Mur extérieur :Enduit extérieur (ciment)..... 0.40 KN/m²Brique creuse 2.20 KN/m²Enduit intérieur (plâtre)..... 0.24 KN/m²

$$G = 2.84 \text{ KN/m}^2$$

En enlevant 25% de la charge du mur (ouvertures des portes et fenêtres) on obtient :

$$G \times 75\% = 2.84 \times 0.75 = 2.13 \text{ KN/m}$$

d. Escalier :**a.1) Volée :**

Désignation	Poids(KN/m ²)
Revêtement en carrelage horizontal (2x0.22)	0.44
Mortier de ciment horizontal (2x0.2)	0.40
Lit de sable fin (2x0.18)	0.36
Revêtement en carrelage vertical : ep x0.22x h/g=2x0.22x0.6	0.26
Mortier de ciment vertical : ep x0.20x h/g=2x0.2x0.6	0.24
Poids propre de la pailleasse : $ev \times 25 / \cos \alpha = 14 \times 0.25 / \cos 29.53^\circ$	4.02
Poids propre des marches : $h/2 \times 0.22 = 17/2 \times 0.22$	1.87
Garde-corps	0.1
Enduit en plâtre $1.5 \times 0.1 / \cos 29.53^\circ$	0.18
Gt=	7.87
Q=	2.50

b.2) Palier:

Désignation	Poids (KN/m ²)
Poids propre du palier (14x0.25)	3.50
Revêtement en carrelage horizontal (2x0.22)	0.44
Mortier de pose (2x0.2)	0.40
Lit de sable (2x0.14)	0.28
Enduit en plâtre (1.5x0.1)	0.15
Gt=	4.77
Q=	2.50

➤ Charges d'exploitations :

1-surcharge du plancher terrasse inaccessible : **Q =1,00KN/m²**

2- surcharge des planchers étages (habitations): **Q = 1,50 KN/m²**

3- surcharge du plancher étages (commerce): **Q = 5,00 KN/m²**

e.Acrotère:

-Surface de l'acrotère :

$$S = \frac{0,03 \times 0,1}{2} + (0,1 \times 0,6) + (0,07 \times 0,1) = 0,0685 \text{ m}^2$$

-le poids de l'acrotère est donné par mètre linéaire :

$$G = S \times \gamma_b = 0,0685 \times 25 = 1,7125 \text{ kN/m}$$

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

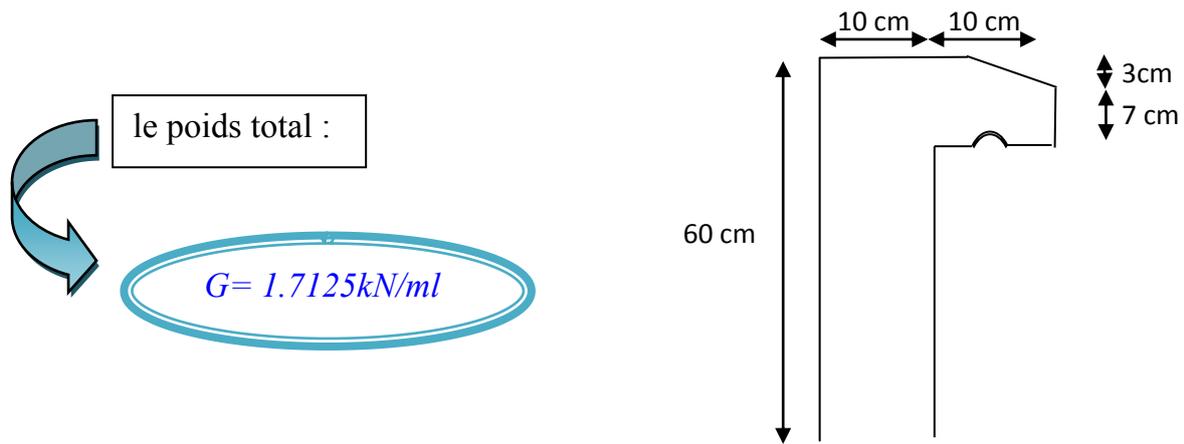


Figure II.3 : Acrotère

II.3) Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions en plan, elles reposent sur deux, trois ou quatre appuis.

La détermination de l'épaisseur de la dalle dépend de plusieurs conditions :

a) *Résistance au feu :*

$e = 7\text{cm}$ Pour une heure de coupe feu.

$e = 11\text{cm}$ Pour deux heures de coupe feu.

$e = 17,5\text{ cm}$ Pour un coupe feu de quatre heures.

Soit : $e = 16\text{ cm}$

b) *Condition de flèche :*

$$\frac{380}{25} \leq h_t \leq \frac{380}{20} \Rightarrow 15,2 \leq h_t \leq 19$$

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

c) *Résistance à la flexion :*

Pour des dalles reposant sur trois ou quatre appuis : $L_x/50 < e < L_x/40$

Pour notre cas on a : $L_x = 380\text{ cm}$ et $L_y = 355\text{ cm}$

$$\Rightarrow 7.6 \leq h_t \leq 9.50$$

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

d) *Isolation phonique :*

Selon les règles du BAEL 91 l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation acoustique. Soit : $e = 15\text{cm}$

e) formule empirique :

Pour les planchers en corps creux, l'épaisseur est conditionnée par :

$$e \geq \frac{l}{22.5} \Rightarrow e \geq \frac{380}{22.5} = 16.88\text{cm} \quad \text{Soit : } e = 20\text{cm}$$

Conclusion :

$$e = \max \{16, 20, 10, 16, 20\} \text{ (cm)}$$

Avec : **ht = (16 + 4) :** $d = 16\text{cm}$ (hauteur du corps creux)
 $e = 04\text{cm}$ (hauteur de la dalle de compression)

Concernant le pré dimensionnement des dalles pleines ; on adopte une épaisseur :

$$e = 16\text{cm}$$

II.4) Pré dimensionnement des poutres :

Selon le **R.P.A 99(version 2003)**, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions

Suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

Selon le **B.A.E.L.91**, le critère de rigidité :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0,3d \leq b \leq 0,4d \\ \frac{ht}{b} \leq 4 \end{array} \right. \quad \text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} h_t : \text{hauteur totale de la poutre} \\ b : \text{largeur de la poutre} \\ L : \text{la plus grande portée libre entre nus d'appuis} \end{array} \right.$$

On distinguera deux types de poutres:

a- Poutre principale : $L_{\max} = 3,80 \text{ m}$

b- Poutre secondaire : $L_{\max} = 3,55 \text{ m}$.

A-Sens longitudinal :

-Poutre principale:

$$\left\{ \begin{array}{l} L = 380 \text{ cm} \\ d = 0.9 h_t \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 25.33 \text{ cm} \leq h_t \leq 38 \text{ cm} \\ (0.3 \times 32 \text{ cm}) \leq b \leq (0.4 \times 32 \text{ cm}) \end{array} \right. \begin{array}{l} \text{On prend } h_t = 35 \text{ cm} \\ \text{On prend } b = 30 \text{ cm} \end{array}$$

D'après le R.P.A 99(version 2003)

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ h_t = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h_t}{b} = 1.17 < 4 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc on prend la section des poutres principales **(35x30) cm²**

B- Sens transversal :

- Poutre secondaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} L = 355 \text{ cm} \\ d = 0.9 h_t \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 23.66 \text{ cm} \leq h_t \leq 35.5 \text{ cm} \\ (0.3 \times 32 \text{ cm}) \leq b \leq (0.4 \times 32 \text{ cm}) \end{array} \right. \begin{array}{l} \text{On prend } h_t = 30 \text{ cm} \\ \text{On prend } b = 30 \text{ cm} \end{array}$$

D'après le R.P.A 99(version 2003) :

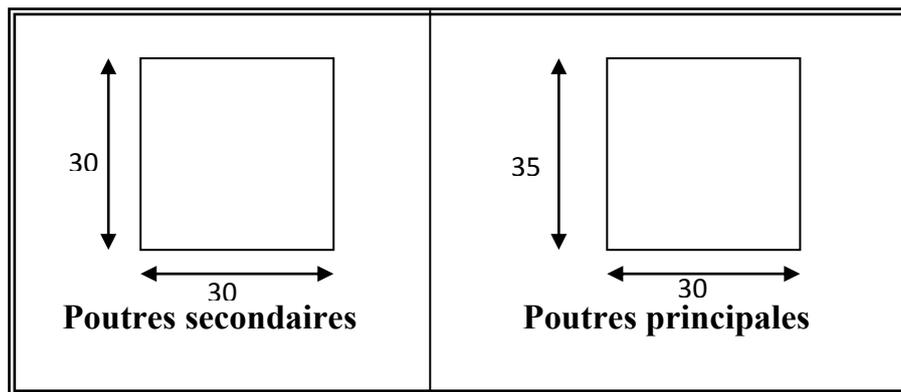
$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ h_t = 30 \text{ cm} = 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h_t}{b} = 1 < 4 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc on prend la section des poutres secondaires **(30x30) cm²**

Finalement on adopte les sections suivantes :

Poutres principales : (b×h) = (35×30) cm²

Poutres secondaires : (b×h) = (30×30) cm²



Résumé :

- la plancher à corps creux + dalle de compression de hauteur (16+4)
- les poutres principales de section (35x30) cm²
- les poutres secondaires de section (30x30) cm

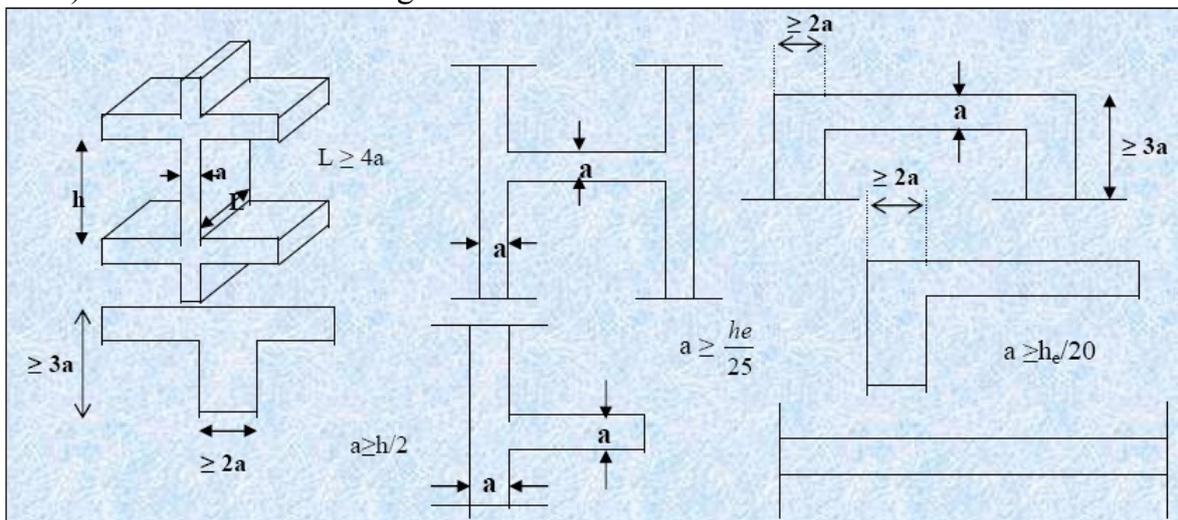
II.5) Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des murs en béton armé justifiant à l'article 7.7.1 de RPA99/version 2003:

- **L** : longueur du voile.
- **A** : épaisseur du voile.

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage (He= 3.06 m pour l'étage courant, et He=4.08m pour RDC) et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit :

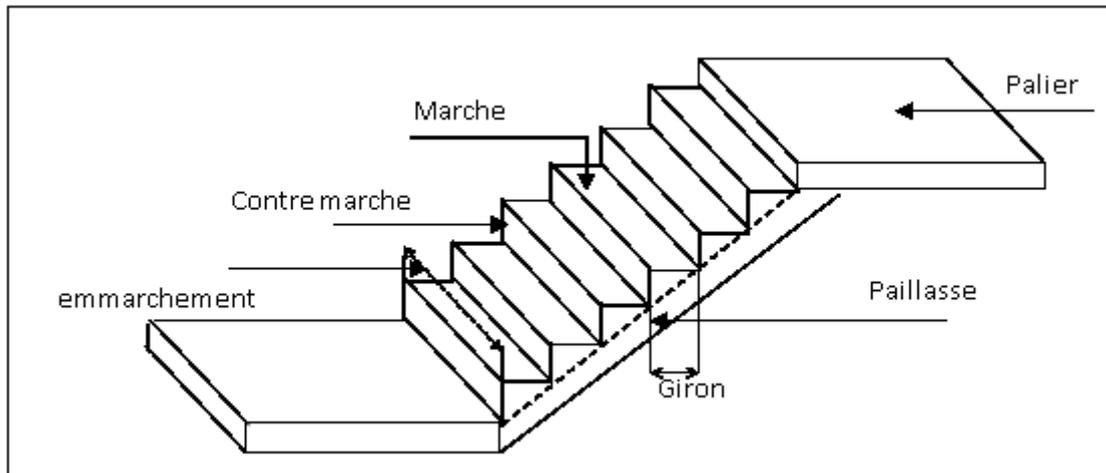


$h_e =$ hauteur d'étage : $a \geq \{306/25 ; 306/22\} ; a \geq \{408/225 ; 408/22\}$

Soit un voile de : **e= 15 cm**

II.6) Pré dimensionnement des escaliers :

Un escalier est un moyen statique permettant le passage d'un niveau horizontal à un autre (les moyens dynamiques étant les ascenseurs, escaliers...), c'est un élément non structural composé de gradins successifs sur une dalle inclinée en béton armé, dans notre cas on distingue un seul type d'escalier, c'est un escalier à deux volées, la seule différence est dans la hauteur d'étage.



Pour le dimensionnement de l'escalier on utilise la relation de BLONDEL

$$0.59 \leq g + 2h \leq 0.66$$

Nombre de contre marches : $n_c = \frac{H}{h}$

Nombre de marches par volée : $n_{\max} = n_c - 1$

Dimension du giron : $25 \leq g \leq 32$

Epaisseur de la paillasse : $e \geq \frac{L}{35}$

Longueur de la ligne de foulée $L = g(n_c - 1)$

- **Hauteur d'étage (RDC).....he = 4.08 m**
- **Giron.....g = 30cm**

On a : $16 < h < 19.5$

Pour $h=17$ cm on aura 12 contre marches par volée.

La longueur de la ligne de foulée sera :

$$L = g(n-1) = 30 \times 11 = 330 \text{ cm} = 3.30 \text{ m}$$

L'inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg}\alpha = 17/30 \Rightarrow \alpha = 29.53^\circ$$

La longueur de la paille est :

$$L = 2,04/\sin \alpha = 4.13\text{m.}$$

Condition de résistance :

$$L/30 < e < L/20 \Rightarrow 13.76 < e < 20.65$$

On prend : **e = 15 cm**

Epaisseur de palier (ev):

$$ev = \frac{ep}{\cos \alpha} = \frac{15}{0,86} = 17.44 \text{ cm}$$

On prend : **ev=17cm**

- **Hauteur d'étage courant.....he = 3.06 m**
- **Giron.....g = 30cm**

On a: $16 < h < 19.5$

Pour $h=17\text{cm}$ on aura 9 contres marches par volée.

La longueur de la ligne de foulée sera :

$$L = g (n-1) = 30 \times 9 = 270 \text{ cm} = 2.70 \text{ m}$$

L'inclinaison de la paille :

$$\text{tg} \alpha = 17/30 \Rightarrow \alpha = 29.53^\circ.$$

La longueur de la paille est :

$$L = 1,53/\sin \alpha = 3.10\text{m.}$$

Condition de résistance :

$$L/30 < e < L/20 \Rightarrow 10.33 < e < 15.50$$

On prend : **e = 12 cm**

Epaisseur de palier (ev):

$$ev = \frac{ep}{\cos \alpha} = \frac{12}{0,86} = 13.95 \text{ cm}$$

On prend : **ev=14cm**

II.7) Pré dimensionnement des poteaux :

Le calcul est basé en premier lieu sur la section du poteau le plus sollicité (central), la section afférente est la section résultante de la moitié des panneaux entourant le poteau

On a deux sections différentes des poteaux : rectangulaire et circulaire

On a trois types de poteaux :

1. Type 1 : du RDC jusqu'au 3^{ème} étage
2. Type 2 : du 4^{ème} jusqu'au 7^{ème} étage
3. Type 3 : du RDC jusqu'au 7^{ème} étage

La surface afférente du poteau rectangulaire est donnée par :

$$S=(3.80+ 3.15) \times (2.90 + 3.55)]/2 = 11.21m$$

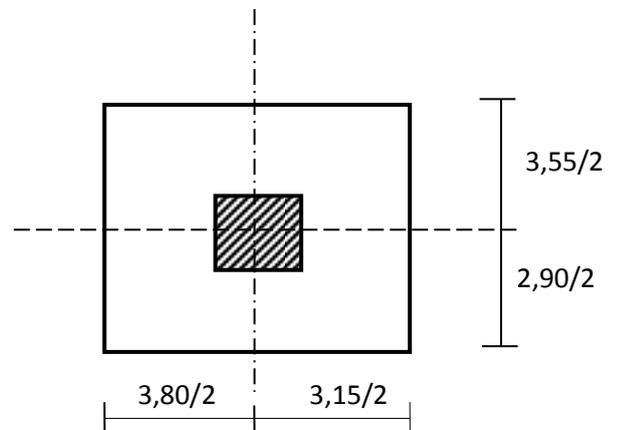


Figure II.4 : La surface afférente du poteau rectangulaire

La surface afférente du poteau circulaire est donnée par :

$$S= 0.98+1.43+0.54+4= 6.95m^2$$

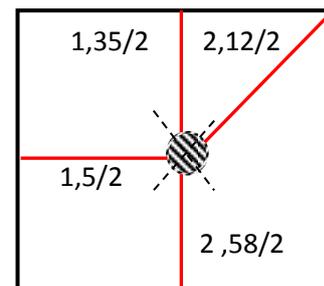


Figure II.5 : La surface afférente du poteau circulaire

➤ **Dégression des Surcharges d'exploitation :**

On utilise la méthode de dégression des surcharges d'exploitation en fonction du nombre d'étages.

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment et $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$ les surcharges d'exploitation relatives aux planchers 1, 2, ..., n qui sont numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des sections des poteaux les surcharges d'exploitation suivantes :

Sous terrasse	Q_0
Sous dernier étage (étage 1)	$Q_0 + Q_1$
Sous étage (2)	$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$
Sous étage (3)	$Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
Sous étage (4)	$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

$$\text{Sous étage (n)} \quad Q_0 + \frac{3+n}{2n} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$$

Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$.

Les résultats sont notés dans le tableau suivant :

Niveau	La loi de dégression	La charge (KN/m ²)
Terrasse	$N_{q0}=1\text{KN/m}^2$	1.00
07	$N_{q1}=q_0+q_1$	2.5
06	$N_{q2}=q_0+0.95 (q_1+q_2)$	3.85
05	$N_{q3}=q_0+0.9 (q_1+q_2+q_3)$	5.05
04	$N_{q4}=q_0+0.85 (q_1+q_2+q_3+q_4)$	6.10
03	$N_{q5}=q_0+0.8 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5)$	7.00
02	$N_{q6}=q_0+0.75 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6)$	7.75
01	$N_{q7}=q_0+0.71 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7)$	8.45

RDC	$Nq_8=q_0+0.69 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7+q_8)$	11.69
------------	---	-------

Tableau I.1 : loi de dégression de la surcharge d'exploitation

Vérification des conditions du RPA 99/version 2003 :

1)- Vérification des dimensions :

Les dimensions de la section transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$ en zone IIa
- $\text{Min}(b, h) \geq H_e/20$
- $1/4 \leq b/h \leq 4$

Les trois conditions sont vérifiées

a) Calcul de l'effort normal sollicitant les poteaux :

$$G_t : G \times S = 7.38 \times 11.21 = 82.73 \text{ KN}$$

$$G_c : n \times G \times S = (8 \times 6.11 \times 11.21) = 547.94 \text{ KN}$$

Avec n= le nombre de niveaux au dessus du poteau

b) Majoration des efforts :

On doit majorer les efforts de 10 %

$$NG = 1.1 \times (G_c + G_t) = 1.1 \times (547.94 + 82.73) = 693.74 \text{ KN/m}^2$$

Par l'application de la loi de dégression on a : $Q = 9.28 \text{ KN/m}^2$

$$NQ = 1.1 \times Q \times S = 1.1 \times 11.69 \times 11.21 = 144.14 \text{ KN/m}^2$$

Calcul de l'effort normal N_u :

$$N_u = (1.35 \times 693.74) + (1.5 \times 144.14) = 1152.76 \text{ KN}$$

c) Détermination de a :

On doit dimensionnement les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire :

$$\lambda \leq 50$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7L_0}{i} \quad \text{avec} : i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

L_f : longueur de flambement

i : rayon de giration

B : section des poteaux

λ : L'élanement du poteau

I : moment d'inertie de la section par rapport a un point passant centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement par son

$$B = a.b$$

$$I = \frac{b.a^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{b.a^3}{12.a.b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,289 a$$

$$\text{On a: } L_0 = 3,06 \text{ m; } L_f = 0,7 \times 3,06 = 2.14\text{m}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{214}{0,289a} \leq 50 \Rightarrow a \geq \frac{214}{0,289.50} = 14.80 \text{ cm}$$

On prend : **a = 40 cm**

d) Détermination de b :

Selon les règles du **B.A.E.L 91**, l'effort normal ultime N_u doit être :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_c}{\gamma_s} \right]$$

$$B_r = (a-2)(b-2) \text{ cm}^2$$

B_r : section réduite

$$B_r = (40-2)(b-2) = 38(b-2) \text{ cm}^2$$

A_s =section d'armature longitudinale

$$A_s = 0,8\% B_r \dots \dots \dots \text{Zone IIa.}$$

$$A_s = 8\% [38(b-2)] = 304 (b-2) \text{ cm}^2$$

α : étant un coefficient fonction de λ .

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \frac{L_f}{i} = \frac{214}{0,289 \times 50} = 14.80 < 50$$

$$\alpha = 0,85 / [1 + 0,2(\lambda/35)^2]$$

$$\alpha = 0,85 / [1 + 0,2(14,80/35)^2]$$

$$\alpha = 0,82$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MP} ; f_c = 400 \text{ MP} ; \gamma_b = 1,5 ; \gamma_s = 1,15$$

$$N_u \leq 0,82 \left[\frac{38(b-2) \cdot 25 \cdot 100}{0,9 \cdot 1,5} + \frac{0,304(b-2) \cdot 400 \cdot 100}{1,15} \right]$$

$$b \geq 32.47 \text{ cm}$$

Donc : on prend b = 40cm.

2)- Vérification des conditions du R.P.A 99(version 2003):

$$\min(a, b) = 40 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\min(a, b) = 40 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15,30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} = 1 < 4 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : a = b = 40 cm

Conclusion :

On utilisant la même méthode de calcul pour les autres types de poteaux, on obtient les résultats suivants pour les poteaux rectangulaires :

RDC jusqu'au 3 ^{ème} étage	—————>	(45x45) cm²
4 ^{ème} étage jusqu'a 7 ^{ème} étage	—————>	(40x40) cm²
RDC jusqu'au 7 ^{ème} étage	—————>	(30x30) cm²

Remarque : Types (30x30) :Sont des poteaux supplémentaires de la décoration et qui supportent les balcons

Le tableau suivant résume la descente de charges revenant aux poteaux considérés et pour chaque niveau :

LES TYPES	niveau	G (KN/m ²)	NG (KN)	Q (KN/m ²)	NQ (KN)	Nu (KN)	Le choix (cm ²)	Les poteaux supplémentaires (cm ²)	
TYPE03	TYPE02	terrasse	7,38	392.37	1,00	144.14	745.91	40x40	30x30
		7	13,49	392.37	2,50	144.14	745.91	40x40	30x30
		6	19,60	392.37	3.85	144.14	745.91	40x40	30x30
		5	25,71	392.37	5.05	144.14	745.91	40x40	30x30
		4	31,82	392.37	6.10	144.14	745.91	40x40	30x30
	TYPE01	3	37,93	693.74	7.00	144.14	1152.76	45x45	30x30
		2	44,04	693.74	7.75	144.14	1152.76	45x45	30x30
		1	50,15	693.74	8.45	144.14	1152.76	45x45	30x30
		RDC	56,26	693.74	11.69	144.14	1152.76	45x45	30x30

Tableau II .2 :la descente de charges des poteaux par familles

Cercle :**a) Détermination du diamètre du Poteau (D) :**

On doit dimensionner le poteau de sorte qu'il n y ait pas de flambement, c'est-à-dire

$$\lambda \leq 50.$$

$$\lambda = \frac{4 \times L_f}{D} = \frac{2,8L_0}{D}; i = \sqrt{\frac{I}{B}}; B = \frac{\pi \times D^2}{4}; I = \frac{\pi D^4}{64}$$

$$i = \sqrt{\frac{\pi \times D^4 \times 4}{64 \times \pi \times D^2}} = \sqrt{\frac{D^2}{16}} = 0,25D$$

On a : $L_0 = 3,06$ m ; $L_f = 0,7 \times 3,06 = 214,2$ cm.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{214,2}{0,25D} \leq 50 \rightarrow D \geq \frac{214,2}{0,25 \times 50} = 17,14 \text{ cm}$$

On prend : $D = 35 \text{ cm}$.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{2,8L_0}{D} = \frac{856,8}{35} = 24,48 < 50 ; \text{Condition vérifiée.}$$

Selon les règles du B.A.E.L 91, l'effort normal ultime N_U doit être :

$$N_U \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_s}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

B_r : Section réduite du poteau ;

A_s : Section d'armature longitudinale ; $A_s = 0,8\% B_r$**Zone IIa.**

α : Facteur réducteur de N_U , il est en fonction de λ ;

$$\alpha = \frac{0,85}{[1 + 0,2(\frac{\lambda}{35})^2]}$$

a.1) Les efforts de compression dus aux charges permanentes N_G :

- Plancher terrasse : $G \times S = 7,38 \times 6,95 = 51.29 \text{ kN/m}^2$
- Plancher R.D.C + étages : $n \times G \times S = (8 \times 6,11 \times 6,95) = 339.16 \text{ kN/m}^2$

n : est le nombre d'étage.

On majore les efforts de 10% : $N_G = 1,1 \times (51.29 + 339.16) = 390,45 \text{ kN/m}^2$

a.2) Les efforts de compression due aux surcharges d'exploitation :

Par application de la loi de dégression des surcharges on a : $Q = 9,28 \text{ kN/m}^2$

$N_Q = 1,1 \times Q \times S = 1,1 \times 11.69 \times 6,95 = 84.74 \text{ kN/m}^2$

a.3) L'effort normal N_U :

$N_U = 1,35N_G + 1,5N_Q = (1,35 \times 390,45) + (1,5 \times 84.74) = 654.21 \text{ kN/m}^2$

Application numérique :

$$B_r = \frac{\pi \times (D - 2)^2}{4} = \frac{\pi \times (d - 2)^2}{4}$$

$$A_s = 0,8\% \times \frac{\pi \times (d - 2)^2}{4} = 0,0063(d - 2)^2 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = \frac{0,85}{[1 + 0,2(\frac{28,56}{35})^2]} = 0,75$$

$$654,21 \leq 0,75 \left[\frac{\pi \times (d - 2)^2 \times 25 \times 100}{0,9 \times 1,50} + \frac{0,0063(d - 2)^2 \times 400 \times 100}{1,15} \right]$$

$$d \geq 16,20 \text{ cm}$$

On prend : D = 40 cm.

b) Vérification des conditions du R.P.A 99/2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} D = 40 \text{ cm} > 25 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée} \\ D = 40 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Conclusion :

On utilisant la même méthode de calcul pour les autres types de poteaux, on obtient les résultats suivants pour les poteaux circulaires :

RDC jusqu'au 3^{eme} étage \longrightarrow (D = 45) cm²
 4^{eme} étage jusqu'a 7^{eme} étage \longrightarrow (D = 40) cm²

Le tableau suivant résume la descente de charges revenant aux poteaux considérés et pour chaque niveau :

LES TYPES	niveau	G (KN/m ²)	NG (KN)	Q (KN/m ²)	NQ (KN)	Nu (KN)	Le diamètre choisit (cm ²)
TYPE02	terrasse	7,38	243.27	1,00	84.74	745.91	40
	7	13,49	243.27	2,50	84.74	745.91	40
	6	19,60	243.27	3.85	84.74	745.91	40
	5	25,71	243.27	5.05	84.74	745.91	40
	4	31,82	243.27	6.10	84.74	745.91	40
TYPE01	3	37,93	390.45	7.00	84.74	1152.76	45
	2	44,04	390.45	7.75	84.74	1152.76	45
	1	50,15	390.45	8.45	84.74	1152.76	45
	RDC	56,26	390.45	11.69	84.74	1152.76	45

Tableau II .3 :la descente de charges des poteaux par familles

Tableau récapitulatif :

Le tableau suivant résume les sections des poutres (principales et secondaires), poteaux ainsi que l'épaisseur des voiles calculés pour les différents niveaux de la construction :

Niveau	Section de poteau (cm ²)			Section de poutre principale (cm ²)	Section de poutre secondaire (cm ²)	Épaisseur des voiles (cm)
	Carré		Cercle			
R.D.C.	45 X 45	30X30	45	35 X 30	30 X 30	15
01	45 X 45	30X30	45	35 X 30	30 X 30	15
02	45 X 45	30X30	45	35 X 30	30 X 30	15
03	45 X 45	30X30	45	35 X 30	30 X 30	15
04	40 X 40	30X30	40	35 X 30	30 X 30	15
05	40 X 40	30X30	40	35 X 30	30 X 30	15
06	40 X 40	30X30	40	35 X 30	30 X 30	15
07	40 X 40	30X30	40	35 X 30	30 X 30	15
terrasse	40 X 40	30X30	40	35 X 30	30 X 30	15

Tableau II .4 : Sections des poteaux, poutres et épaisseur des voiles.



Chapitre III

Calculs des éléments secondaires

Chapitre III

Calculs des éléments secondaires

Chapitre III

Calcul des éléments secondaires :

III.1) Calcul de l'escalier :

1) Définition :

L'escalier se présente comme un escalier traditionnel en béton armé de longueur de volée de 2,70m et avec un palier de 1,20m de largeur posé sur une poutre palière.

Notre bâtiment dispose d'un seul type d'escalier :

Un seul Type : escalier à 2 volées se trouve au niveau du RDC jusqu'au 7^{ème} étages

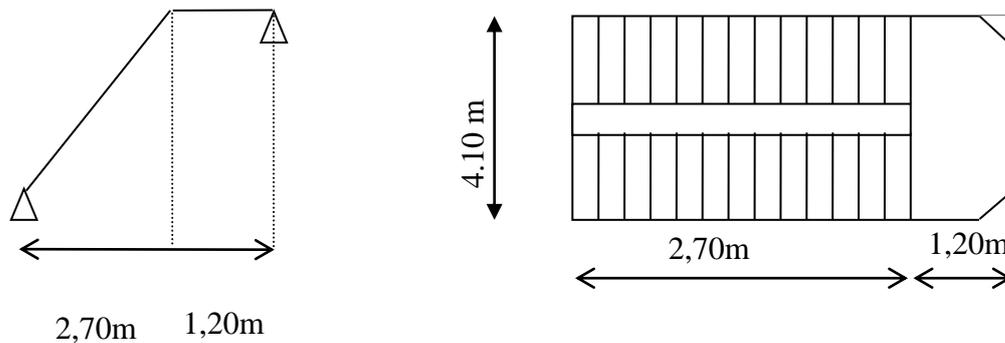


Figure III. 1: schéma d'escalier

2) Evaluation des charges :

Volée	$G = 7,87 \text{ KN/m}^2$	$Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$
Palier	$G = 4,77 \text{ KN/m}^2$	$Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$

Le ferrailage se fait pour une bande de 1m.

3) Combinaisons d'actions :

• ELU :

Volée : $q_{u1} = (1,35G_1 + 1,50 Q_1) = 14,37 \text{ KN/ml}$

Palier : $q_{u2} = (1,35 G_2 + 1,50 Q_2) = 10,19 \text{ KN/ml}$

• ELS :

Volée : $q_{ser1} = (G_1 + Q_1) = 10,37 \text{ KN/ml}$

Palier : $q_{ser2} = (G_2 + Q_2) = 7,27 \text{ KN/ml}$

Sollicitations de calcul de la volée :• **ELU :**

$$M_u = q_u L^2/8 = 13,09 \text{ KN.m/ml}$$

$$V_u = q_u L/2 = 19,40 \text{ KN/ml}$$

• **ELS :**

$$M_s = q_s L^2/8 = 9,44 \text{ KN.m/ml}$$

$$V_s = q_s L/2 = 13,99 \text{ KN/ml}$$

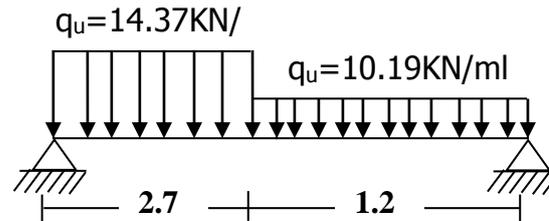
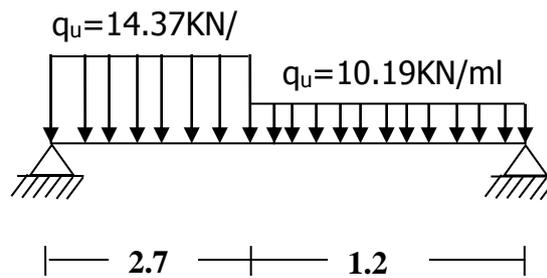


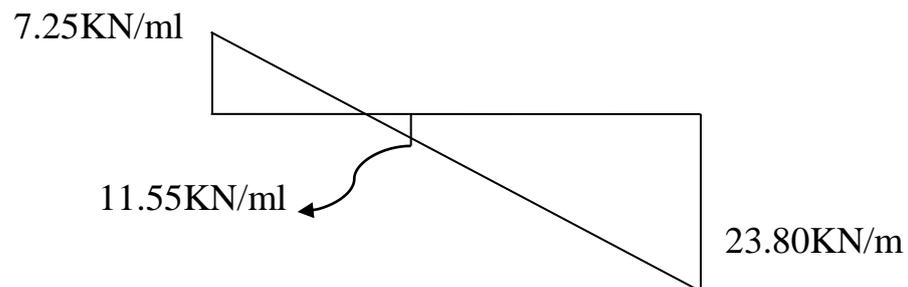
Figure III.2 : Schéma statique d'une volée + paliers

4) Diagramme du Moment et de l'effort tranchant :

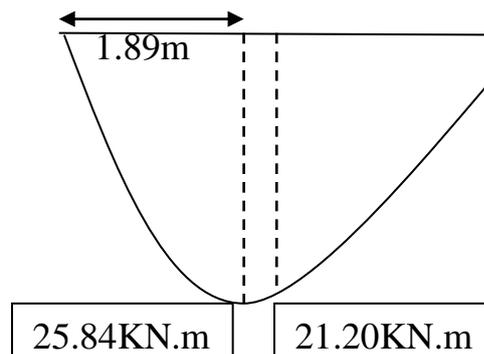
Schéma statique (KN/ml) :



Effort tranchant (KN/ml) :



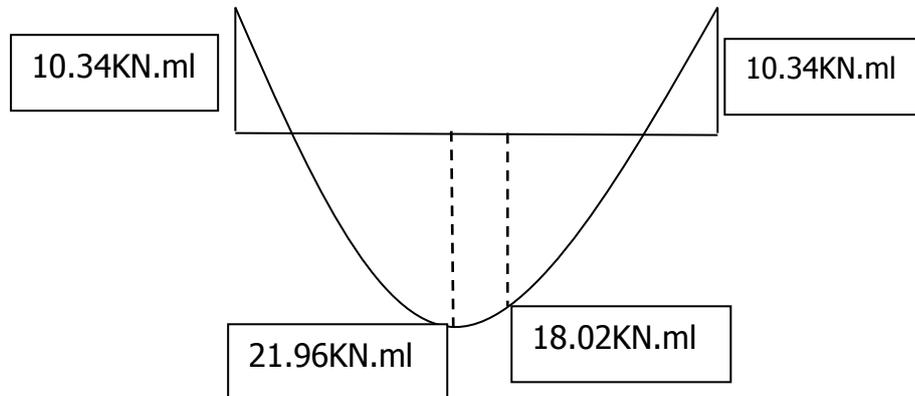
Moment isostatique (KN.m) :



Moments corrigés (KN.ml) :

$0,40M_0$: en appuis

$0,85M_0$: en travée



Résultats obtenus :

E.L.U

$$Ra = 40.68 \text{ KN / ml}$$

$$Rb = 10.35 \text{ KN / ml}$$

$$T_{\max} = 23.20 \text{ KN / ml}$$

$$M_{0\max} = 25.84 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85M_0 = 21.96 \text{ KN.ml}$$

$$M_a = 0,4M_0 = 10.34 \text{ KN.ml}$$

E.L.S

$$Ra = 19.64 \text{ KN / ml}$$

$$Rb = 17.07 \text{ KN / ml}$$

$$T_{\max} = 19.65 \text{ KN / ml}$$

$$M_{0\max} = 18.62 \text{ KN.ml}$$

$$M_t = 0,85M_0 = 15.82 \text{ KN.ml}$$

$$M_a = 0,4M_0 = 7.45 \text{ KN.ml}$$

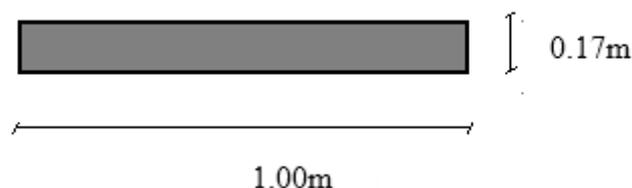
5) Ferrailage :

L'escalier est un élément qui n'est pas exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées comme peu nuisibles ; La section est soumise à la flexion simple.

L'enrobage : $C \geq 1\text{cm}$ soit $C = 2\text{cm}$

a- En appuis : (palier) $M_a = 10.34 \text{ KN.ml}$

La section à ferrailer : $(100 \times 17) \text{ cm}^2$ avec : $d = 15.3\text{cm}$



$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{10.34.10^3}{100.(15.3)^2.14,17} = 0,031 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,984$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{10.34.10^3}{0,984.15.3.348} = 1,97 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : 8T4/ml (S=12,32 cm²) ;s_t=20 cm

b-En travée : (volée) Mt=21.96 KN.mL

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{21.96.10^3}{100.(15.3)^2.14,17} = 0,066 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,966$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{21.96.10^3}{0,966.15.3.348} = 4,27 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : 5T20/ml (S=15,71 cm²) ;s_t=20 cm

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 b \cdot d \cdot f_{t28} / F_e = 0,23 \times 100 \times 15.3 \times 2,1 / 400 = 1,85 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{cal}} > A_{\min}$ condition vérifier

Justification vis à vis de l'effort tranchant :

$$T = 23.20 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{T}{b \cdot d} = \frac{23.20.10^3}{(100.15.3)10^2} = 0,15 \text{ Mpa}$$

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

$\tau = 0,15 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ Mpa}$ condition vérifier

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Armatures de répartition :

$$A_r = A_p / 4 = 2,51 / 4 = 0,63 \text{ cm}^2 ; \text{ soit } 2T10/\text{ml} (S = 1,57 \text{ cm}^2)$$

Vérification des contraintes à l'E.L.S:**A-En travée :**

$$M_{t-ser} = 15.82 ; A_s = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Position de l'axe neutre:

$$y = 3.05 \text{ cm}$$

Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2 = 6595.60 \text{ cm}^4$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{15.82 \times 10^6}{6595.6} \times 3,05.10 = 7.32 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.32 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

b-En appuis:

$$M_{a-ser} = 7.45 \text{ KN.ml} ; A_s = 4,02 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Position de l'axe neutre:

$$\frac{by^2}{2} - 15 \times A_s(d-y) = 0$$

$$y = 3,73 \text{ cm}$$

Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2 = 24275.51$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{7,45 \times 10^6}{2427,51} \times 3,73,10 = 1,14 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,14 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification de La flèche:

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{30} \Rightarrow \frac{17}{270} = 0,063 \geq \frac{1}{30} = 0,03 \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{2,51}{100 \times 15,3} = 0,002 \leq \frac{2}{400} = 0,005 \dots \dots \dots \text{condition vérifier.}$$

Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

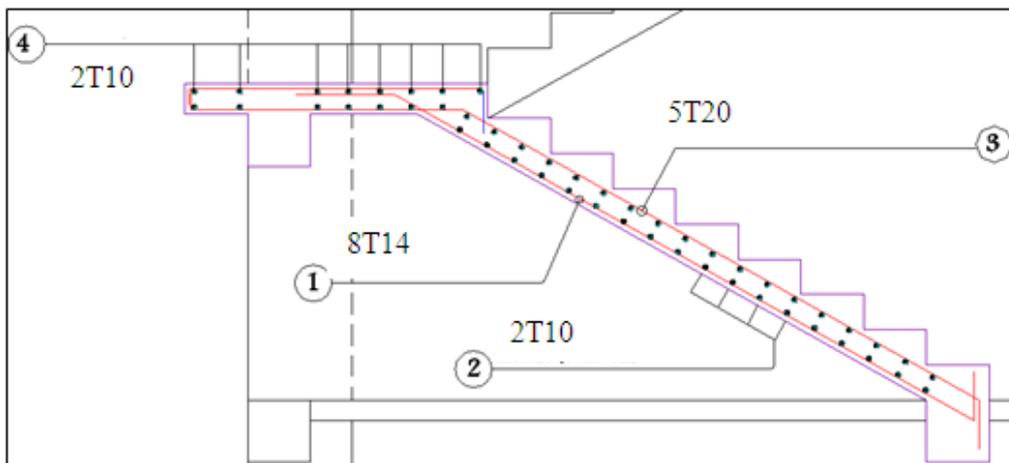


Figure III. 3 : Ferrailage de l'escalier

1) Etude de la poutre palière :**1.1) Dimensionnement :**

Selon le B.A.E.L 91/1999, le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \text{avec, L: la portée de la poutre}$$

$$\frac{410}{15} \leq h \leq \frac{410}{10} \Rightarrow 27,33 \text{ cm} \leq h \leq 41 \text{ cm}$$

On prend : $h = 45 \text{ cm}$ donc $d = 0,9h = 40,5 \text{ cm}$

$$0,3d \leq b \leq 0,4d \Rightarrow 12,15 \text{ cm} \leq b \leq 16,2 \text{ cm}$$

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

Les vérifications des conditions du R.P.A. 99/2003 :

$h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$; Condition vérifiée ;

$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$; Condition vérifiée ;

$\frac{h}{b} = 1,5 < 4$; Condition vérifiée.

1.2) Charges supportées par la poutre :

- Poids propre de la poutre : $G_p = 0,30 \times 0,30 \times 25 = 2,25 \text{ kN/ml}$
- Poids du mur situé sur la poutre : $G_m = 9 \times 0,15 \times 1,53 = 2,1 \text{ kN/ml}$
- Charge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ kN/ml}$
- Réaction du palier : $R_{bg} = 10,35 \text{ kN/ml}$

$$Q_u = (1,35 \times (2,25 + 2,1 + 10,35)) + (1,5 \times 2,5) = 23,60 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{ser} = 2,25 + 2,1 + 2,5 + 10,35 = 17,2 \text{ kN/ml}$$

1.3) Calcul des sollicitations à l'E.L.U :

$$M_0 = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{23,60 \times 4,10^2}{8} = 49,59 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85M_0 = 42,15 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0,40M_0 = 19,84 \text{ kN.m}$$

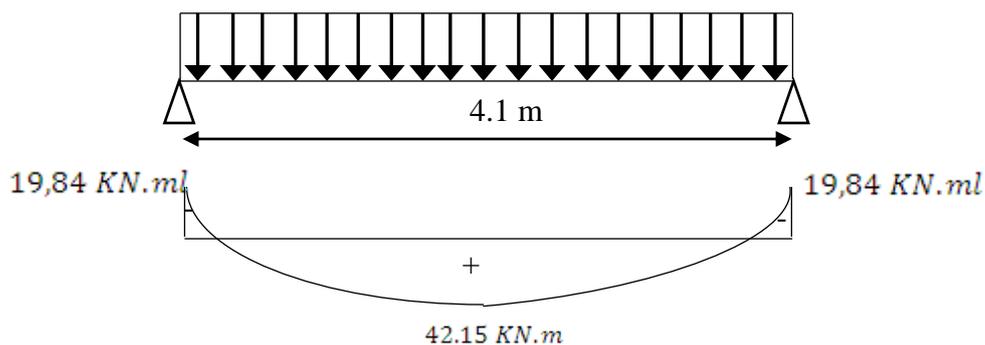


Figure III. 4 : Schéma statique de la poutre palière de l'escalier

1.4) Calcul du ferrailage à l'E.L.U :

On a : $b = 30 \text{ cm}$; $h = 30 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 27 \text{ cm}$

– *En travée :*

Le moment ultime :

$$M_t = 42,15 \text{ kN.ml}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{42,15 \times 10^3}{30 \times 27^2 \times 14,17} = 0,136 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,927$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{42,15 \times 10^3}{0,927 \times 27 \times 348} = 4,84 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend comme choix 3T14 +3T12: $A_{adm} = 8,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

- *Sur appuis :*

Le moment ultime :

$$M_a = 19,84 \text{ kN.ml}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{19,84 \times 10^3}{30 \times 27^2 \times 14,17} = 0,064 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,967$$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{19,84 \times 10^3}{0,967 \times 27 \times 348} = 2,18 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend comme choix 3T10 avec : $A_{adm} = 2,36 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Les vérifications :

a) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 27 \times 2,1}{400} = 0,98 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 8,01 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min} = 0,98 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{sa} = 2,36 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min} = 0,98 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; \text{Condition vérifiée.}$$

c) Les vérifications des contraintes à l'E.L.S :

$$Q_{ser} = 17,20 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ser} = 36,14 \text{ kN.ml}$$

$$M_{tser} = 0,85 \times M_{ser} = 30,72 \text{ kN.ml}$$

$$M_{a\ ser} = 0,4 \times M_{ser} = 14,46 \text{ kN.m}$$

– *En travée :*

$$– A_s = 8,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

a) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 15y^2 + 120,15y - 3244,05 = 0 \rightarrow y = 11,24 \text{ cm}$$

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30 \times 11,24^3}{3} + (15 \times 8,01)(27 - 11,24)^2 \\ = 44043,21 \text{ cm}^4$$

c) Détermination de contrainte dans le béton comprimé $\overline{\sigma}_{bc}$:

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{30,72 \times 10^3}{44043,21} \times 11,24 = 7,84 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 7,84 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

– *Sur appuis :*

$$A_s = 2,36 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

a) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 15y^2 + 35,4y - 955,8 = 0 \rightarrow y = 6,89 \text{ cm}$$

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30 \times 6,89^3}{3} + (15 \times 2,36)(27 - 6,89)^2 \\ = 17587,02 \text{ cm}^4$$

c) Détermination de contrainte dans le béton comprimé $\overline{\sigma}_{bc}$:

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{14,46 \times 10^3}{17587,02} \times 6,89 = 5,66 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 5,66 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

Justification vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$T_u = \frac{Ql}{2} = \frac{17,20 \times 4,10}{2} = 35,26 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \times 10 = \frac{35,26 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,27} = 0,44 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,44 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

b) Ferrailage des armatures transversales :

a) Détermination du diamètre des armatures transversal :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_l \right\} = \min \{ 8,57 \text{ mm} ; 30 \text{ mm} ; 10 \text{ mm} \} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

b) L'espacement :

$$S_t \leq \min \{ 0,9d ; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 24,3 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \}$$

D'après le R.P.A 99/2003 :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min \{ 15 \text{ cm} ; 10 \Phi_l \} = \min \{ 15 \text{ cm} ; 14 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq 15 \Phi_l \Rightarrow S_t \leq 15 \times 1,4 \text{ cm} ; \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

c) Vérification de la section d'armatures minimale :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right\} = \max \{ 0,22 ; 0,4 \} = 0,4 \text{ MPa}$$

c) Vérification de la section des armatures minimales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right\} = \max \{ 0,22 ; 0,4 \} = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{8,01 \times 235}{30 \times 10} = 6,27 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa} \dots \text{verifiée}$$

d) L'ancrage des armatures tendues :

$$\tau_s = 0,6 \psi^2 f_{tj} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit l_s :

$$l_s = \frac{\Phi_l f_e}{4 \tau_s} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

On adopte une courbure égale à : $r = 5,5 \Phi_l = 7,7 \text{ cm}$

$$L_2 = d - \left(c + \frac{\Phi}{2} + r \right) = 27 - (3 + 0,7 + 7,7) = 15,60 \text{ cm}$$

$$L_1 = \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87} = \frac{49,38 - 16,86 - 15,60}{1,87} = 9,05 \text{ cm}$$

e) **Calcul de la flèche :**

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{410} > \frac{1}{16} \Rightarrow 0,073 > 0,06 ; \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t \text{ ser}}}{10 \times M_{0 \text{ ser}}} \Rightarrow \frac{30}{410} > \frac{30,72}{10 \times 36,14} \Rightarrow 0,073 > 0,085 ; \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq 4,2f_e \Rightarrow \frac{8,01}{30 \times 27} \leq 4,2 \times 400 \Rightarrow 0,0065 < 0,0099 ; \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il est inutile de calculer la flèche.

L'acrotère est sollicité à la flexion composée, il est calculé comme étant une console

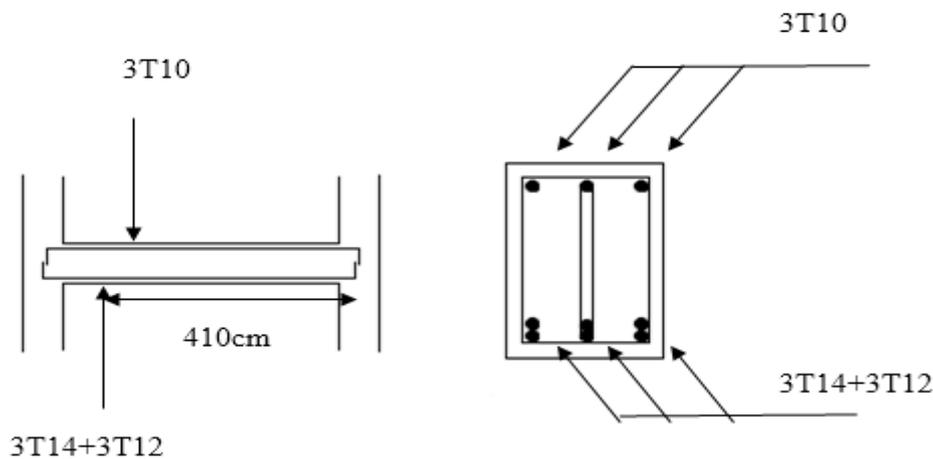


Figure III.5 : Ferrailage de la poutre palière.

III.2) Calcul de l'acrotère :

1) Définition :

Encastrée au niveau du plancher terrasse, soumis à :

- Un effort normal dû à son poids propre.
- Une surcharge due au vent estimé à 100 kg/ml.

Le calcul se fait pour une bande de 1ml.

2) Charges :

- Poids propre de l'acrotère : $G = 1.71 \text{ KN/ml}$
- Surcharge (la main courante) : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

3) Sollicitations :

G ; crée un effort normal $N_G = 1,71 \text{ KN/ml}$, et un moment $M_G = 0 \text{ KN.m}$.

Q ; crée un effort normal $N_Q = 0 \text{ KN/ml}$, et un moment maximum $M_Q = 0,6 \text{ KN.m/ml}$.

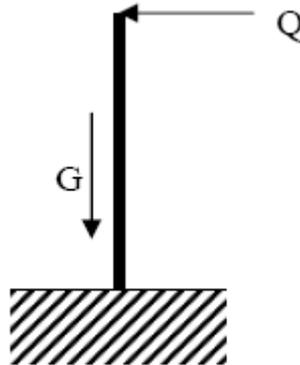


Figure III.6 : schéma statique

- **ELU :**

$$N_u = 1,35 G = 1,35 \times 1,7125 = 2,312 \text{ KN/ml}$$

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

- **ELS :**

$$N_{ser} = N_G = 1,7125 \text{ KN /ml.}$$

$$M_{ser} = M_Q = 0,6 \text{ KN.m/ml.}$$

4) Enrobage :

Vu que la fissuration préjudiciable

On prend $C = C' = 2 \text{ cm}$

$$L'excentricité: e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,312} = 0,39 \text{ m}$$

$$e_p/2 = 0,10/2 = 0,05 \text{ m} < 0,39 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures.

a. Vérification si la section est Partiellement ou entièrement comprimée:

$$M_u = N_u \left(e + \frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_u = 2,312 \left(0,39 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 0,97 \text{ KN.m}$$

$$(d - c')N_u - M_u \leq (0,337h - 0,81c')f_{bc} \times b \times h$$

$$(d - c')N_u - M_u = (0,09 - 0,02)2,312 - 0,97 = -0,808 \text{ KN.m}$$

$$(0,337h - 0,81c')f_{bc} \times b \times h = (0,337 \times 0,1 - 0,81 \times 0,02)14,17 \times 10^3 \times 0,1 \times 1 = 24,7905 \text{ KN.m}$$

$$-0,808 \text{ KN.m} < 24,7905 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire $b \times h = (100 \times 10) \text{ cm}^2$

b. Calcul du ferrailage E. L. U. R :

$$M_u = 0,97 \text{ KN.m}$$

$$\mu = M_u / bd^2 f_{bc} = 0,97 \times 10^3 / 100 \times 9^2 \times 14,17 = 0,00845$$

c. vérification de l'existence des armatures comprimée A' :

$$\mu_l = 0,8 \alpha_l (1 + 0,4 \alpha_l)$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \epsilon_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,668 \quad , \text{Ave :}$$

$$1000 \epsilon_{sl} = \frac{f_e}{E \times \delta_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1,15} = 1,74$$

$$\mu_l = 0,8 \times 0,668 (1 - 0,4 \times 0,668) = 0,392 > \mu = 0,008 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,008 \Rightarrow \beta = 0,996$$

on calcul:

A_{fs} : section d'armatures en flexion simple.

A_{fc} : section d'armatures en flexion composée.

$$A_{fs} = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{0,97 \times 10^3}{348 \times 0,996 \times 9} = 0,311 \text{ cm}^2$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0,311 - \frac{2,312 \cdot 10^3}{100 \cdot 348} = 0,244 \text{ cm}^2$$

d. section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire:

$$A_{smin} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e - 0,45d}{e - 0,185d} \times 0,23 = 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$e = M_{ser}/N_{ser} = 1,7125/0,6 = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$d = 0,9h = 9 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm}$$

$$A_s = \max(A_{su}; A_{sl}; A_{min}) = 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte 4 ϕ 6 p.m; $A_s = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $St = 25 \text{ cm}$

e. Les armatures de répartition:

$$A_r = A_s/4 = 1,13/4 = 0,2825 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte: $A_s = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit 4 ϕ 6 p.m

f. Vérification des contraintes (E. L. S):

$$M_{ser} = N_{ser}(e - c + h/2)$$

$$M_{ser} = 1,4125(0,35 - 0,02 + 0,1/2) = 0,65075 \text{ KN.m}$$

g. Position de l'axe neutre:

$$\frac{b}{2} y_1^2 - \eta A_s (d - y_1) = 0$$

$$50y_1^2 + 16,95y_1 - 152,55 = 0 \Rightarrow y_1 = 1,59 \text{ cm}$$

h. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta A_s (d - y_1)^2 = \frac{100(1,59)^3}{3} + 15 \times 1,13(9 - 1,59)^2$$

$$I = 1064,68 \text{ cm}^4$$

A-Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{650,75}{1064,68} \times 1,59 = 0,97 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,97 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition. vérifiée}$$

B-Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\} \text{ Fissuration préjudiciable}$$

Avec η : coefficient de fissuration pour HA $\phi \geq 6\text{mm}$; $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(267; 202) = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 1,6 \frac{650,75}{1064,68} (9 - 1,59) = 69,74 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 69,74 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition. vérifiée}$$

C-Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

$$T = 1,5Q = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5}{0,09 \times 1} = 16,67 \text{ KN/m}^2 = 0,017 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(0,1f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,017 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition. vérifiée}$$

D-Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme:

D'après le R.P.A 99 (version 2003), les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante:

$$F_p = 4 \cdot A \cdot W_p \dots \dots \dots (1)$$

A: coefficient d'accélération de zone A = 0,15

Cp: facteur de force horizontal Cp=0,8

Wp: poids propre de l'acrotère Wp = 1,725 KN

Fp: force horizontale pour les éléments secondaires des structures

Il faut vérifier que: $F_p < 1,5Q$

$$F_p = 4 \cdot 0,15 \cdot 1,7125 \cdot 0,8 = 0,822 \text{ KN}$$

$$F_p = 0,822 \text{ KN} < 1,5Q = 1,5 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition. Vérifiée.}$$

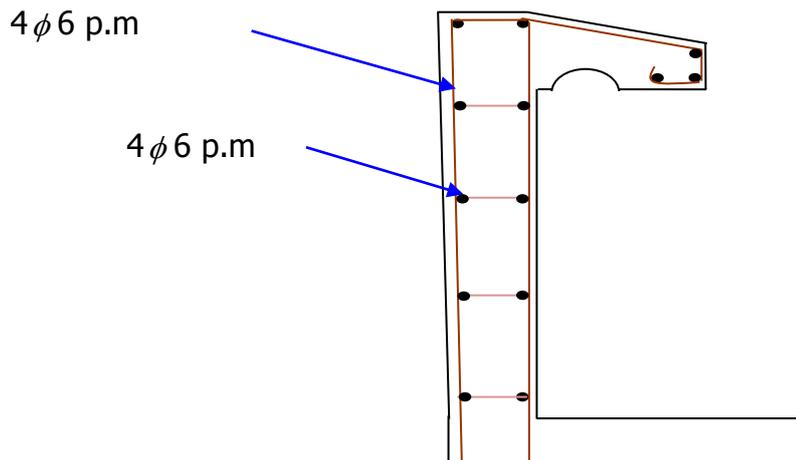


Figure III.7 : schéma du ferrailage de l'acrotère

III.3) Calcul de l'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers les différents étages ou niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans les quelles l'utilisation des escaliers devient très fatigant.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur.

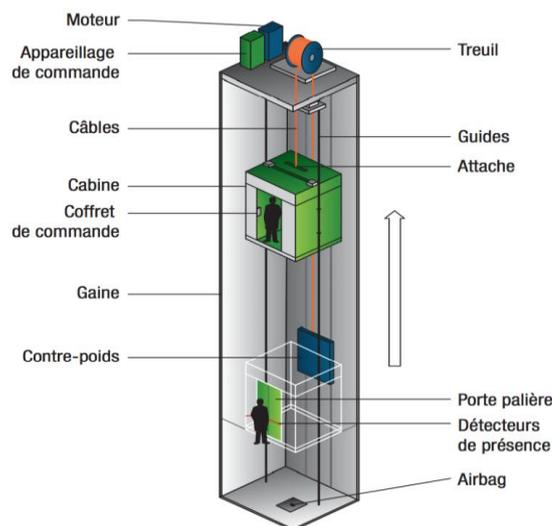


Figure III. 8: Schéma d'un ascenseur

La cabine et contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie Le treuil soit :

- P_m « poids mort » : le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.
- Q : la charge en cabine
- P_p : le poids de contre poids tel que $P_p = P_m + Q/2$

Dans notre projet, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes

D'après la norme (NFP82-201), la charge nominale est de 675 kg pour 9 personnes avec une surface utile de la cabine de 1,96 m².

Ses dimensions selon (NFP82-22)

-Largeur : 1,00 m

-profondeur : 1,00 m

-hauteur : 2,20 m

-la hauteur de passage libre : 2,00 m

-la hauteur de la course : 30.6 m

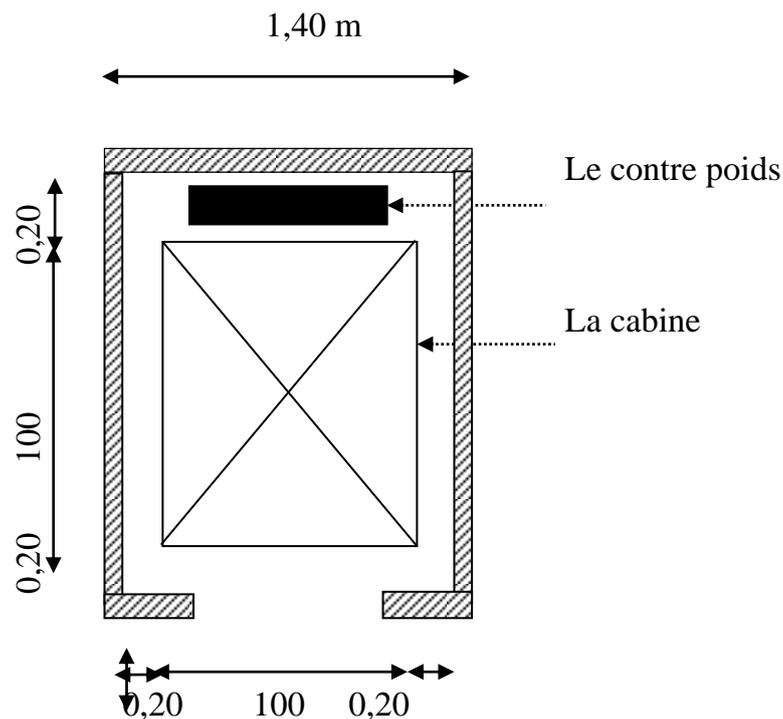


Figure III.9: coupe d'ascenseur

La surface latérale

$$S = (2 \times 1,00 + 1,00) \times 2,20 = 6,6 \text{ m}^2$$

L'épaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur :

$$h_0 = \frac{L_x}{30} = \frac{120}{30} = 4 \text{ cm}$$

L'épaisseur minimale pour une dalle pleine est de 12cm selon le **RPA** ; donc on prend une épaisseur de 15 cm

a. Le poids mort :

Poids de la cabine: $S = (2 \times 1,00 + 1,00) \times 2,20 = 6,6 \text{ m}^2$	$M1 = 11,5 \times 6,6 \times 1,00 = 75,9 \text{ kg}$
Poids de plancher : $S = 1,40 \times 1,40 = 1,96 \text{ m}^2$	$M2 = 110 \times 1,96 = 216 \text{ kg}$
Poids du toit :	$M3 = 20 \times 1,96 = 39,2 \text{ kg}$
Poids l'arcade :	$M4 = 60 + (80 \times 1,00) = 140 \text{ kg}$
Poids de parachute :	$M5 = 40 \text{ kg}$
Poids des accessoires :	$M6 = 80 \text{ kg}$
Poids des poulies de mouflage :	$M7 = 2 \times 30 = 60 \text{ kg}$
Poids de la porte de cabine : $= 0,20 \times 0,80 = 1,60 \text{ m}^2$	$M8 = 80 + (1,60 \times 25) = 120 \text{ kg}$

-Le poids mort total est : $P_m = \sum_{i=1}^{i=8} M_i = 771,1 \text{ kg}$

-le contre poids : $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 771,1 + \frac{675}{2} = 1108,6 \text{ kg}$

b. calcul de la charge de rupture :

Selon (NFP-82-202), la valeur minimale du coefficient de la sécurité C_s est de

$\frac{D}{d}$ 10 et le rapport $\frac{D}{d}$; (D : diamètre de la poulie et d : diamètre du câble)
Est d'au moins de 40 qu'elle que soit le nombre des tirons

$\frac{D}{d} = 45$
Prenons $\frac{D}{d}$ et $D = 500 \text{ mm} \Rightarrow d = 12,22 \text{ mm}$

On a : $C_r = C_s \cdot M \dots \dots \dots (1)$

Avec C_s : coefficients de sécurité du câble

C_r : quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble.

M : charge statique nominale portée par la nappe
 $M=Q + P_m + M_g \dots \dots \dots (2)$

M_g : Poids du câble.

On néglige M_g devant $(Q+P_m)$ ($M_g \ll Q+P_m \Rightarrow M=Q+P$)

Donc $C_r = C_s \cdot M = C_s \cdot (Q+P) = 12(675+771,1) = 17353,2 \text{ kg}$

C'est la charge de rupture effective, elle doit être divisée par le coefficient de câblage « 0.85 »

$$\Rightarrow C_r = \frac{17353,2}{0.85} = 20415,53 \text{ kg}$$

La charge de rupture pour « n » câble est : $C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n$

Avec m : type de mouflage (2brins, 3brins, ...)

n : nombre du câble

Pour un câble de $d=12,22 \text{ mm}$ et $m=2$ on a : $C_{r(1 \text{ câble})} = 8152 \text{ kg}$

$$n = \frac{C_r}{C_{r(1 \text{ câble})} \times m} = \frac{17353,2}{8152 \times 2} = 1,06 \text{ Soit } n = 2 \text{ câbles.}$$

Le nombre de câbles doit être pair et cela pour compenser les efforts de tension des câbles.

c. Le poids des câbles (M_g) :

$$M_g = m \times n \times L$$

m : la masse linéaire du câble $m=0,515 \text{ Kg/m}$

L : longueur du câble = 30.6 m

n : nombre des câbles = 2.

$$M_g = m \times n \times L = 0,515 \times 2 \times 30,6 = 31,52 \text{ kg}$$

$$(2) \Rightarrow M = Q + P_m + M_g = 675 + 771,1 + 31,52 = 1477,62 \text{ kg}$$

1) Vérification de C_r :

$$C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n = 8152 \times 2 \times 2 \times 0,85 = 27716,8 \text{ kg}$$

$$C_r = C_s \cdot M \rightarrow C_s = C_r / M = \frac{27716,80}{1477,62} = 18,76 > 12 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

2) Calcul de la charge permanente total G:

$$G = P_m + P_p + P_{\text{treuil}} + M_g$$

Le poids de (treuil + le moteur) : $P_{\text{treuil}} = 1200 \text{ kg}$

- La charge permanente totale : $G = 771,1 + 1108,6 + 1200 + 31,52 = 3111,22 \text{ kg}$
- la surcharge : $Q = 675 \text{ kg}$

À L'ELU :

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 5212,65 \text{ kg}$$

3) Vérification de la dalle au poinçonnement :

La dalle de l'ascenseur risque le poinçonnement sous l'effet de la force concentrée appliquée

Par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 04 cotes).

La charge totale ultime : $q_u = 5212,65 \text{ kg}$

Chaque appui reçoit le $\frac{1}{4}$ de cette

charge q_u

Soit : q_0 la charge appliquée sur chaque appui

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{5212,65}{4} = 1303,16 \text{ kg}$$

Selon le BAEL 91 la condition de non poinçonnement à vérifier est :

$$q_0 \leq 0,045 \mu_c \cdot h_0 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

q_u : charge de calcul à l'E.L.U

h_0 : Epaisseur totale de la dalle.

μ_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

La charge concentrée q_0 est appliquée sur un carré de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$

$$\mu_c = 2(U + V) ; h_0 = 15 \text{ cm}$$

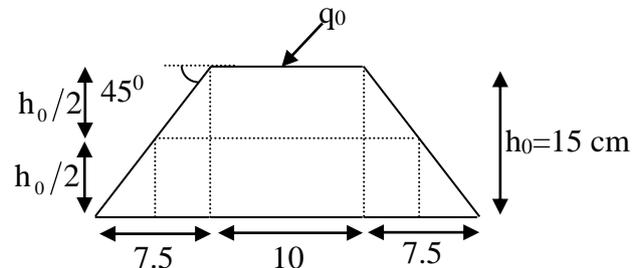
$$\begin{cases} U = a + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm} \\ V = b + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\mu_c = 2(25 + 25) = 100 \text{ cm}$$

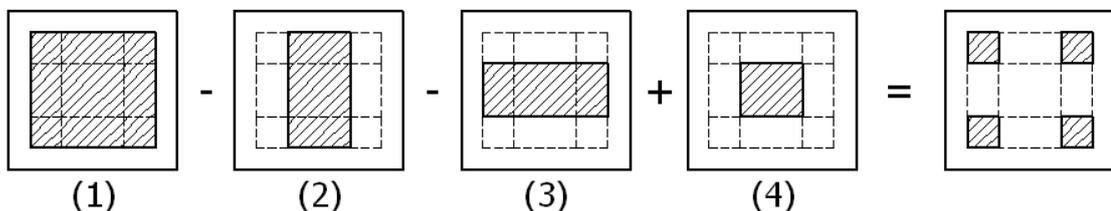
$$\Rightarrow 0,045 \times 100 \times 15 \times \frac{25 \times 10}{1,5} = 11250,00 \text{ kg}$$

$$\Rightarrow q_0 \leq 0,045 \mu_c \cdot h_0 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 11250,00 \text{ kg} > q_0 = 1303,16 \text{ kg}$$

Donc il n'ya pas de risque de poinçonnement.



4) Evaluation des moments dus aux charges concentrées :



A) Distances des rectangles :

- le rectangle (1) :

$$\begin{cases} U = 125 \text{ cm} \\ V = 135 \text{ cm} \end{cases}$$

- le rectangle (2):

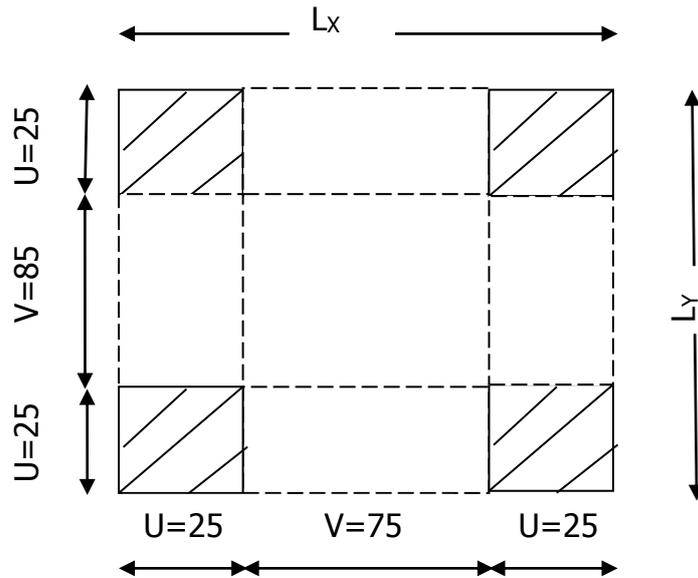
$$\begin{cases} U = 75\text{cm} \\ V = 135\text{cm} \end{cases}$$

- le rectangle (3)

$$\begin{cases} U = 125\text{cm} \\ V = 85\text{cm} \end{cases}$$

- le rectangle (4):

$$\begin{cases} U = 75\text{cm} \\ V = 85\text{cm} \end{cases}$$



b) Les moments suivant les deux directions :

A L'ELS:

$$\begin{cases} M_x = (M_1 + \nu M_2)P \\ M_y = (M_2 + \nu M_1)P \end{cases}$$

Avec ν : coefficient de Poisson

A L'ELU: ($\nu = 0$)

$$\begin{cases} M_n = M_1 P \\ M_y = M_2 P \end{cases}$$

$$P = P' \cdot S$$

La charge surfacique appliquée sur le rectangle A (25x25) cm² est :

$$P' = \frac{q_\mu}{u \cdot v} = \frac{1303,16}{0,25 \cdot 0,25} = 20850,56 \text{ kg/m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant: Lx=1,40m ; Ly=1,40m

Rect	U	v	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M ₁	M ₂	S (m ²)	P'	P=P'.S	M _x	M _y
								(Kg/m ²)	(Kg)	(Kg.m)	(Kg.m)
1	125	135	0,89	0,96	0,072	0,071	1,69	20850.56	35237.45	2537.10	2501.86
2	75	135	0,54	0,96	0,092	0,099	1,01	20850.56	21059.07	1937.43	2084.85
3	125	85	0,89	0,61	0,081	0,084	1,06	20850.56	22101.59	1790.23	1856.53
4	75	85	0,54	0,61	0,105	0,121	0,64	20850.56	13344.36	1401.16	1614.67

Tableau III.1:Calcul des moments isostatiques à l'ELU

c) Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{X1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 210.6 \text{ Kg.m}$$

$$M_{Y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 175.15 \text{ Kg.m}$$

d) Moments dues aux charges réparties (poids propre):

Chargement :

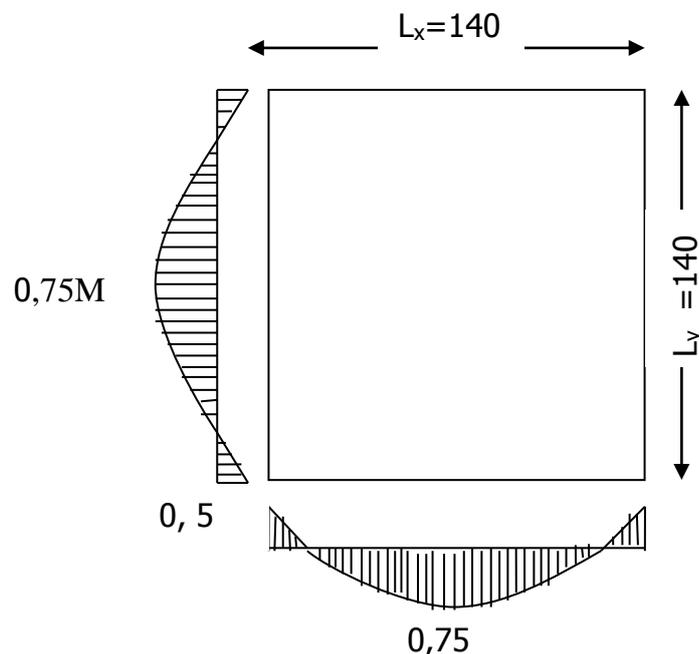
$$L_x = 1,40 \text{ m}$$

$$L_y = 1,40 \text{ m}$$

$$h_0 = 15 \text{ cm}$$

$$\text{- Poids propre : } G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg/m}$$

$$\text{- Charge d'exploitation : } Q = 100 \text{ Kg /m}$$



À L'ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 656,25 \text{ kg/m}$$

Sollicitations :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,40}{1,40} = 1,0 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille suivant les deux sens}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \end{cases}$$

$$\alpha = 0,95$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1,0000 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 47,33 \text{ kg.m/m} \\ M_{y2} = 47,33 \text{ kg.m/m} \end{cases}$$

e) Les moments appliqués à la dalle:

$$M_{0X} = M_{x1} + M_{x2} = 210,6 + 47,33 = 257,93 \text{ kg.m/m}$$

$$M_{0Y} = M_{y1} + M_{y2} = 175,15 + 47,33 = 222,48 \text{ kg.m/m}$$

f) Moments retenus :

En travée:

$$M_{tx} = 0,75 \cdot M_{0X} = 193,45 \text{ Kg.m/m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \cdot M_{0Y} = 166,86 \text{ Kg.m/m}$$

En appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 \cdot M_{0X} = 128,97 \text{ kg.m/m}$$

1.a) Ferrailage de la dalle:

Le ferrailage se fait sur une bande de (1m) de largeur

Avec :

- Largeur de la poutre $b = 100 \text{ cm}$.
- Hauteur de la section $h = 15 \text{ cm}$
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0,9h = 13,5 \text{ cm}$.
- Contrainte des aciers utilisés $f_e = 400 \text{ Mpa}$; $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$, $f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$.
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$

- Fissuration peu préjudiciable

En travée:

► **Sens Lx :**

$$\left\{ \begin{array}{l} At_x = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_x \leq \min(2h_0, 25 \text{ cm}) \\ St_x \leq 33 \text{ cm} \end{array} \right\} \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} 5T10 \text{ p.m} = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_x = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- **Sens Ly:**

$$\left\{ \begin{array}{l} At_y = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_y \leq \min(4h_0, 33 \text{ cm}) \\ St_y \leq 33 \text{ cm} \end{array} \right\} \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} 5T10 \text{ p.m} = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_y = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- **Sens Ly:**

$$\left\{ \begin{array}{l} Aa = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St \leq 33 \text{ cm} \end{array} \right\} \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} 5T10 = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

2.b) Justification vis-à-vis de l'effort tranchant :

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

$$\text{avec : } \tau_u = \frac{V_{u \text{ tot}}}{b \cdot d}; \text{ et } \bar{\tau} = \frac{10 \cdot h_0}{3} \cdot \min(0,13f_{c28}; 5 \text{ Mpa})$$

$$V_{u \text{ tot}} = \begin{cases} V_x + V_y & \text{Sens Lx} \\ V_y + V_u & \text{Sens Ly} \end{cases}$$

3.c) Efforts tranchants dus aux charges réparties :

$$\alpha > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} V_x = q_u \frac{L_x}{2} \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} & ; V_x > V_y \\ V_y = q_u \frac{L_x}{3} \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} V_x = 656,25 \times 10^{-2} \times \frac{1,40}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{1}{2}} = 3,07 \text{ KN} \\ V_y = 656,25 \times 10^{-2} \times \frac{1,40}{3} = 4,59 \text{ KN} < V_x \end{cases}$$

4.d) Efforts tranchants dus aux charges localisées :

$$V_u = V_v = \frac{p_u}{3 \cdot u} = \frac{1303,16 \times 10^{-2}}{3 \times 0,25} = 17,38 \text{ KN}$$

Efforts tranchants total V_{tot} :**Sens L_x :**

$$V_{tot} = V_x + V_v = 3,07 + 17,38 = 20,45 \text{ KN}$$

Sens L_y :

$$V_{tot} = V_y + V_u = 4,59 + 17,38 = 21,97 \text{ KN}$$

D'où:

$$V_{tot} = \max(V_{tot,x}, V_{tot,y}) = \max(20,45; 21,97) = 21,97 \text{ KN}$$

Donc:

$$\tau_u = \frac{V_{tot}}{b \cdot d} = \frac{21,97 \cdot 10^3}{1000 \cdot 135} = 0,163 \text{ MPa.}$$

on doit vérifier que :

$$\tau_u < \bar{\tau}_{ulim} = \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) \times k$$

$$\text{avec : } k = \min\left(\frac{10 \cdot h_0}{3}; 1\right) = \min(0,5; 1) \Rightarrow k = 0,5$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_{ulim} = \min(3,25; 5) \times 0,5 \Rightarrow \bar{\tau}_{ulim} = 1,63 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,163 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{ulim} = 1,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- le bétonnage ce fait sans reprise sur tout la hauteur
Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Les vérifications à L'E.L.S :**Calcul des sollicitations à L'E.L.S :****a. charge localisée:**

$$M_{0x} = (M_1 + \nu M_2) p'_{ser}$$

$$M_{0y} = (M_2 + \nu M_1) p'_{ser}$$

Avec: $\nu = 0,2$

$$P'_{\text{ser}} = q_{\text{ser}} \cdot S' = \frac{P_{\text{aser}}}{u \cdot v} \cdot S'$$

$$q_{\text{ser}} = \frac{P_{\text{aser}}}{u \cdot v}; \quad P_{\text{aser}} = (G + Q) \cdot \frac{1}{4}$$

$$P_{\text{aser}} = (3111,22 + 675) \cdot 1/4 = 946,56 \text{ kg}$$

$$\text{Donc : } q_{\text{ser}} = 946,56 / (0,25)^2 = 15144,96 \text{ kg/m}^2$$

$$P'_{\text{ser}} = 15144,96 \cdot S'$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant:

Rect	u	v	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M ₁	M ₂	S (m ²)	P'	P=P'.S	M _x	M _y
								(Kg/m ²)	(Kg)	(Kg.m)	(Kg.m)
1	125	135	0,89	0,96	0,072	0,071	1,69	15144.96	25594.98	2206.29	2185.81
2	75	135	0,54	0,96	0,092	0,099	1,01	15144.96	15296.41	1710.14	1795.80
3	125	85	0,89	0,61	0,081	0,084	1,06	15144.96	16053.66	1570.05	1608.58
4	75	85	0,54	0,61	0,105	0,121	0,64	15144.96	9692.77	1252.31	1376.37

Tableau III.2: Calcul des moments isostatiques à l'ELS

Moment due aux charges localisées :

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 178,41 \text{ Kg.m/m}$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 157,8 \text{ Kg.m/m}$$

b- Moment due aux charges réparties (E.L.S):

$$G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ Kg/m}^2; \quad h_0 = 15 \text{ cm}$$

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

$$Q_{\text{ser}} = 100 + 375 = 475 \text{ Kg/m}^2$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 1,00 > 0,4 \quad \text{donc la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\alpha = 1 \text{ (E.L.S)} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0441 \\ \mu_y = 1,0000 \end{cases}$$

$$M_{\text{oxr}} = \mu_x \cdot q_{\text{ser}} \cdot L_x^2 = 0,0441 \times 475 \times 1,40^2 = 41,06 \text{ kg/m}$$

$$M_{\text{oyr}} = \mu_y \cdot M_{\text{oxr}} = 1,0000 \times 41,06 = 41,06 \text{ kg.m/m}$$

Les moments appliqués au centre de rectangle d'impact seront donc :

$$M_{0x} = M_{0xc} + M_{0xr} = 178,41 + 41,06 = 219,47 \text{ Kg.m/m}$$

$$M_{0y} = M_{0yc} + M_{0yr} = 157,8 + 41,06 = 198,86 \text{ Kg.m/m}$$

Les moments en travées et en appuis :

$$M_{\text{tx}} = 0,75 M_{\text{ox}} = 164,60 \text{ Kg.m}$$

$$M_{\text{ty}} = 0,75 M_{\text{oy}} = 149,15 \text{ Kg.m}$$

$$M_{\text{ax}} = M_{\text{ay}} = 0,50 M_{\text{ox}} = 109,74 \text{ Kg.m}$$

Vérification des contraintes dans le béton :

Suivant L_x :

En travées :

$$M_{\text{tx}} = 1646 \text{ N.m} \quad ; A_t = 3,14 \text{ cm}^2/\text{mL} \quad ; A' = 0$$

Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = by^2/2 + nA_s' (y-d) - nA_s (d-y) = 0$$

On à :

$$A_s' = 0 \quad ; \quad \text{et } n = 15$$

D'où :

$$50y^2 + 47,10y - 635,85 = 0 \Rightarrow y = 3,13 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta A_s (d - y_1)^2 = \frac{100(3,13)^3}{3} + 15 \times 3,14(13,5 - 3,13)^2$$

$$I = 6087,13 \text{ cm}^4$$

La contrainte dans le béton σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{1646}{6087,13} \times 3,13 = 0,85 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6.f_c28 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,85 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition..v\u00e9rifi\u00e9e}$$

Donc les armatures calcul\u00e9es \u00e0 l'E.L.U conviennent.

En appuis :

$$M_{app} = 1097,4 \text{ N.m} \quad A_a = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad , A' = 0.$$

Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = 3,13 \text{ cm}$$

Moment d'inertie (I):

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta A_s (d - y_1)^2 = \frac{100(3,13)^3}{3} + 15 \times 3,14(13,5 - 3,13)^2$$

$$I = 6087,13 \text{ cm}^4$$

La contrainte dans le béton σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{1097,4}{6087,13} \times 3,13 = 0,56 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6.f_c28 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,56 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition..v\u00e9rifi\u00e9e}$$

Donc les armatures calcul\u00e9es \u00e0 l'E.L.U conviennent.

Suivant L_y :

En travée :

$$M_{t_y} = 1491,5 \text{ N.m} \quad ; A_t = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; A' = 0$$

Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = by^2/2 + nA_s'(y-d) - nA_s(d-y) = 0$$

On a : $A_s' = 0$; et $n = 15$

$$\text{D'ou : } 50y^2 + 47,1y - 635,85 = 0 \Rightarrow y = 3,13 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie:

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta A_s (d - y_1)^2 = \frac{100(3,13)^3}{3} + 15 \times 3,14 (13,5 - 3,13)^2$$

$$I = 6087,13 \text{ cm}^4$$

La contrainte dans le béton σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{1491,5}{6087,13} \times 3,13 = 0,77 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0,77 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition..vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

Longueur de scellement :

C'est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage total Fe400 ;

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

$$\text{Donc : } L_s = 40\Phi = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm.}$$

Arrêt des barres sur appuis :

$$L_1 = \max (L_s ; 0,2 L_x) = \max (32 \text{ cm} ; 28 \text{ cm}).$$

$$\text{Donc ; } L_1 = 32 \text{ cm.}$$

$$L_2 = \max(L_s ; L_1/2) = \max(32\text{cm} ; 16\text{cm})$$

Donc ; $L_2 = 32\text{cm}$.

Arrêt des barres en travée dans les deux sens :

Les armatures en travées doivent être présentées une disposition alternative d'une manière un barre prolongé jusqu'à l'axe d'appui (poutre) et l'autre on peu l'arrêté a une distance de $L/10$ de la portée L

$$L/10 = 140/10 = 14\text{ cm}$$

Soit la distance d'arrêté des barres et 25cm

Armatures finales :

Suivant L_x : $A_t = 3,14\text{cm}^2/\text{ml}$ soit 4T10 /mL avec $S_t = 20\text{cm}$

$$A_a = 3,14\text{cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 4\text{T}10 /\text{mL} \text{ avec } S_t = 20\text{cm}$$

Suivant L_y : $A_t = 3,14\text{cm}^2/\text{ml}$ soit 4T10 /mL avec $S_t = 20\text{cm}$

$$A_a = 3,14\text{cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 4\text{T}10 /\text{mL} \text{ avec } S_t = 20\text{cm}$$

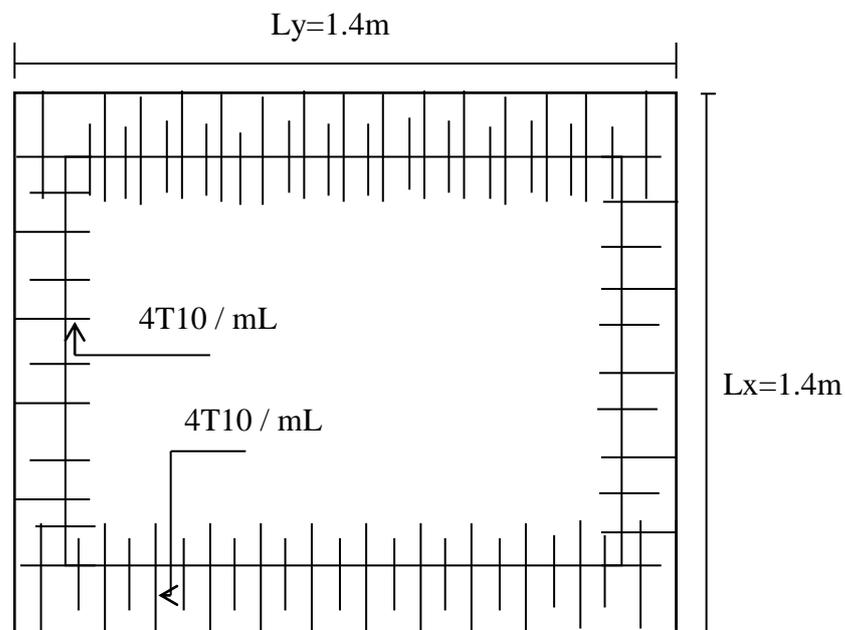


Figure III.10 : Ferrailage supérieur de la dalle de l'ascenseur.

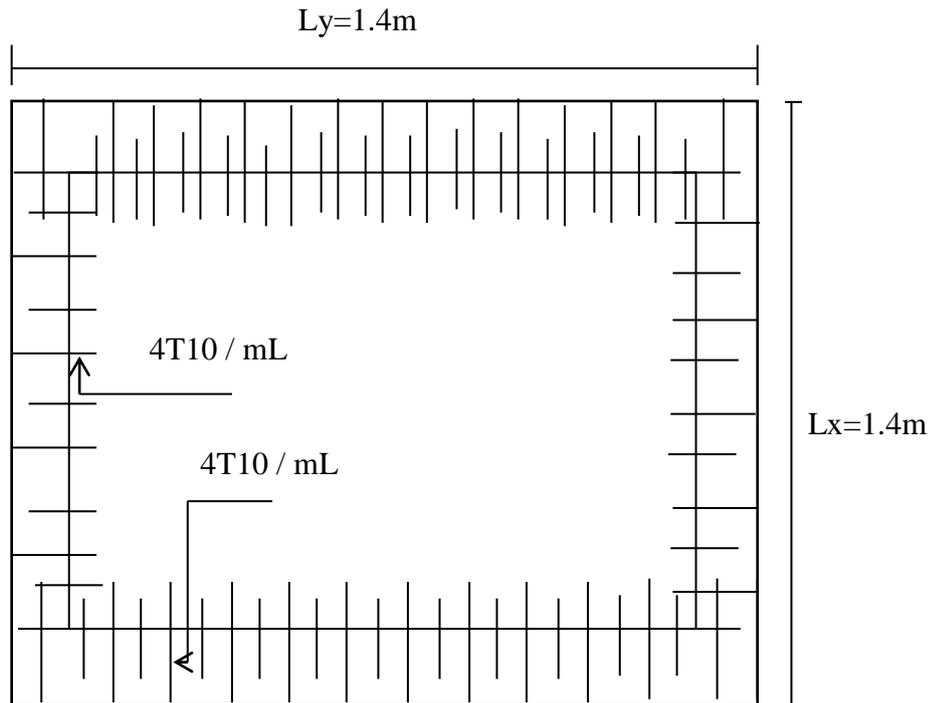


Figure III.11 : Ferrailage inférieur de la dalle de l'ascenseur.

Voile de la cage d'ascenseur :

D'après le R.P.A 99 (version 2003); l'épaisseur du voile doit être ≥ 15 cm.

On adopte une épaisseur $e_p = 15$ cm.

Dans notre cas le voile de la cage d'ascenseur n'est pas un élément porteur, il sera ferrailé par:

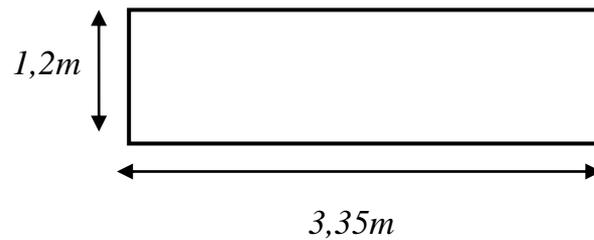
$$A_{\min} = 0,1 \% \times b \times h = 0,10,01.100.15 = 1,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le voile est ferrailé en deux nappes avec 5T10/ml soit ($A_{\text{adoptée}} = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$)

L'espaceur $S_t = 20$ cm.

III.4) Calcul de balcon :

Le balcon est un élément d'architecture consistant en une dalle pleine encastree dans la poutre et entourée d'une rampe ou d'un mur de protection, elle est considérée comme étant une console qui dépasse de la façade d'un bâtiment et communique avec l'intérieur par une porte ou une fenêtre.



On a :

L_y : La longueur suivant l'encastrement à la poutre ; $L_y = 3,35m$

L_x : La longueur suivant l'encastrement aux deux consoles ; $L_x = 1,2m$

$L_x/L_y = 1,2/3,35 = 0,35 < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens (suivant L_x)

Le calcul se fera à la flexion simple pour une bande d'un mètre linéaire.

L'épaisseur de la dalle pleine dépend de la :

□ Résistance à la flexion :
 $e \geq L_x/10 = 120/10 = 12 \text{ cm}$

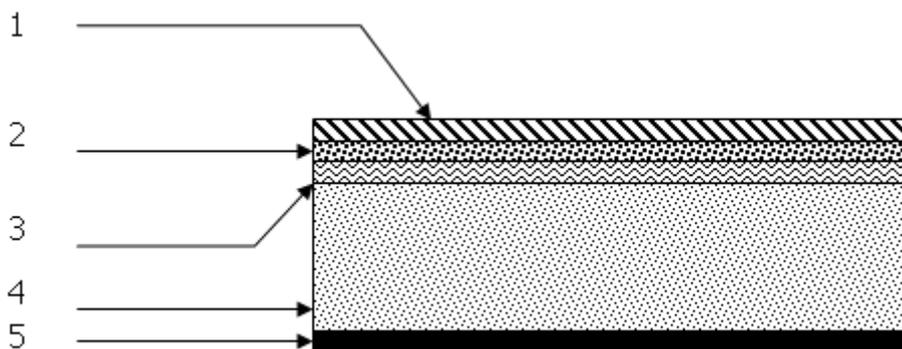
Isolation acoustique : $e \geq 12 \text{ cm}$;

Sécurité en matière d'incendie : $e > 11 \text{ cm}$ pour 2 heures de coup feu.

On adopte : $e = 16 \text{ cm}$.

1) Etude des charges et des sollicitations :

a) Découpe des charges



<i>Désignation</i>	<i>P (KN /m²)</i>
1-Carrelage (2cm)	0,40
2-Mortier de pose	0,40
3-Lit de sable	0,36
4-Dalle plane (ep=16cm)	4,00
5- Enduit plane (ep=2cm)	0,2
	G=5,36

Tableau III.3:charge permanente du balcon

$$G = 5,36 \text{ KN/m}^2$$

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

b) Charge surfacique et linéaire :

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 5,43) + (1,5 \times 3,50) = 12,49 \text{ KN/m}^2$$

Charge surfacique :

$$Q_u = 12,49 \times 1 \text{ m} = 12,49 \text{ KN/ml}$$

Charge linéaire :

$$Q_{ser} = G + Q = 5,36 + 3,50 = 8,86 \text{ KN/m}^2$$

Charge surfacique :

$$Q_{ser} = 8,86 \times 1 \text{ m} = 8,86 \text{ KN/ml}$$

2) Calcul de la charge concentrée :

Le balcon supporte la charge d'un mur en brique perforé de 1,2 m de hauteur et de 10 cm d'épaisseur. Sa longueur est de 4 m.

a) Poids propre du mur

$$P_{mur} = \delta \times b \times h \times 1 \text{ m} = 13 \times 0,1 \times 1,2 \times 1 \text{ m} = 1,56 \text{ KN}$$

$$D'où : P_u \text{ mur} = 1,35P_{mur} = 1,35 \times 1,56 = 2,11 \text{ KN}$$

b) Poids de l'enduit en ciment

$$\text{Pendu} = \delta \times b \times h \times 1 \text{ m} = 18 \times 0,02 \times 1,2 \times 1 \text{ m} = 0,43 \text{ KN}$$

$$\text{D'où : } P_u \text{ enduit} = 1,35 P_{\text{pendu}} = 1,35 \times 0,43 = 0,58 \text{ KN}$$

c) Charges totales

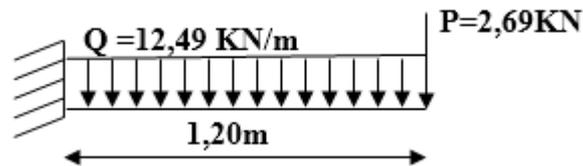
$$P_u = P_u \text{ mur} + P_u \text{ enduit} = 2,11 + 0,58 = 2,69 \text{ KN}$$

$$P_{\text{ser}} = P_{\text{mur}} + P_{\text{pendu}} = 1,56 + 0,43 = 1,99 \text{ KN}$$

d) Calcul du moment max et de l'effort tranchant max

$$M_{\text{max}} = -Q U l^2 / 2 - P_u l = - (12,49 \times 1,2^2) / 2 - (2,69 \times 1,2) = -12,22 \text{ KN.m}$$

$$T_{\text{max}} = Q U l + P_u = (12,49 \times 1,2) + 2,69 = 17,67 \text{ KN}$$



3) Ferrailage :

$$d = 0,9h = 0,9 \times 16 = 14,40 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{12,22 \times 10^3}{14,17 \cdot (14,4)^2 \cdot 100} = 0,042 > 0,392$$

$$\beta = 0,979$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{\text{cal}} = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{12,22 \cdot 10^3}{0,979 \times 14,4 \times 348} = 2,50 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 5T12 et $A_{\text{adpt}} = 5,65 \text{ cm}^2$ et $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_r = A_s / 4 = 5,65 / 4 = 1,41 \text{ cm}^2$$

On prend 5T8, et $A_{\text{adp}} = 2,51 \text{ cm}^2$ l'espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

4) Vérifications

a) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23bd f_{t28} / f_e = 0,23 \times 100 \times 14,4 \times 2,1 / 400 = 1,74 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} \dots\dots\dots \text{condition Vérifiée.}$$

Donc on adopte : 5T12/ml (As = 5,65)

b) Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{17,67 \times 10}{100 \times 14,4} = 0,12 \text{ MPa}$$

Pour une fissuration préjudiciable, on a :

$$\overline{\tau_u} = \min(0,12 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3,00 \text{ MPa.}$$

$$1) \tau_u = 0,12 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,00 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

La reprise de bétonnage n'existe pas donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

c) Contraintes d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{17,67 \times 10^3}{0,9 \times 14,4 \times 5 \times 1,885 \times 10^2} = 1,45 \text{ Mpa}$$

n = 5 : nombre d'armatures longitudinales tendues

μ = périmètre d'armatures tendues 5T12 = 18,85

$$\overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,45 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

d) La vérification des contraintes à l'E.L.S.

$$Q_{ser} = G + Q = 8,86 \text{ KN.ml} \quad \text{et} \quad P_{ser} = 1,99 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = -8,76 \text{ KN.m}$$

e) Détermination de la position de l'axe neutre

$$by^2/2 - 15As(d - y) = 0$$

$$50y^2 + 84,75y - 1220,40 = 0 \Rightarrow y = 4,16 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée

f) Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + \eta As(d - y_1)^2 = \frac{100(4,16)^3}{3} + 15 \times 5,65(14,4 - 4,16)^2$$

$$I = 11286,39 \text{ cm}^4$$

g) Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y_1 = \frac{8,76 \times 10^3}{11286,39} \times 4,16 = 3,23 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 3,23 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition..vérifiée}$$

h) Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st}

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{nf_{t28}} \right\} \text{ Fissuration préjudiciable}$$

Avec η : coefficient de fissuration pour HA $\varphi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266,67; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 15 \times \frac{8,76 \times 10^3}{11286,39} (14,4 - 4,16) = 119,22 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 119,22 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition..vérifiée}$$

c) Vérification de la flèche :

Pour les éléments supportés en console, la flèche F est égale à:

$$F = F_1 + F_2 \text{ avec: } F_1 = \frac{QL^4}{8EI} \dots \dots \dots \text{ flèche due à la charge répartie.}$$

$$F_2 = \frac{PL^3}{3EI} \dots \dots \dots \text{ flèche due à la charge concentrée.}$$

d) Détermination du centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{b \times h \times h/2 + \eta \times A_s \times d}{b \times h + \eta \times A_s}$$

$$Y_G = \frac{100 \times 16 \times 8 + 15 \times 5,65 \times 14,4}{100 \times 16 + 5,65 \times 15} = 8,32 \text{ cm}$$

$$Y_1 = Y_G = 8,32 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 7,68 \text{ cm.}$$

e) Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{bY_1^3}{3} + \frac{bY_2^3}{3} + \eta A(d - Y_1)^2$$

$$I = \frac{100(8,32)^3}{3} + \frac{100 \times (7,68)^3}{3} + 15 \times 5,65 \times (14,4 - 8,32)^2 = 37430,07 \text{ cm}^4$$

$$F = \frac{L^3}{EI} \left[\frac{QL}{8} + \frac{P}{3} \right]$$

$$F = \frac{(1,2)^3 \times 10^2}{32164,2 \times 10^{-5} \times 37430,07} \left[\frac{12,49 \times 1,2}{8} + \frac{2,69}{3} \right] = 0,039 \text{ cm}$$

$$F = 0,039 \text{ cm}$$

$$F_{ad} = L/250 = 100/250 = 0,40 \text{ cm}$$

$$F_{cal} = 0,039 \text{ cm} < F_{adm} = 0,40 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

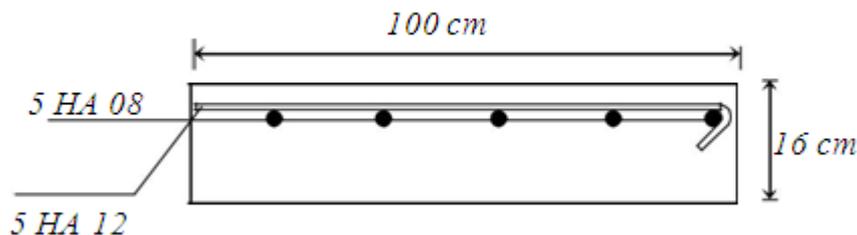


Figure III.12 : Ferrailage du balcon.

III .5) Calcul des planchers :**1) Introduction :**

Les planchers sont des surfaces planes limitant les étages et supportant les revêtements du sol, ils assurent principalement 2 fonctions :

La résistance : ils doivent supporter leurs poids propre et les surcharges d'exploitations appliquées sur eux ;

L'isolation : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

La structure étudiée a 1 seul type de planchers :

Planchers à corps creux : qui est constitué par des poutrelles en béton armé sur lesquelles reposent les hourdis en béton ; les poutrelles sont des poutres de section en T et disposées suivant la petite portée et elles travaillent dans une seule direction. D'après le pré dimensionnement déjà fait on a un plancher à corps creux de 20 cm de hauteur dont :

Hauteur du corps creux = 16 cm

Epaisseur de la dalle de compression = 4 cm

2) Pré dimensionnement des poutrelles :

$$h_t = 20 \text{ cm} \rightarrow \begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{Epaisseur du corps creux.} \\ 4 \text{ cm} : \text{Epaisseur de la dalle de compression.} \end{cases}$$

Pour la largeur de la nervure on va prendre $b_o = 12 \text{ cm}$

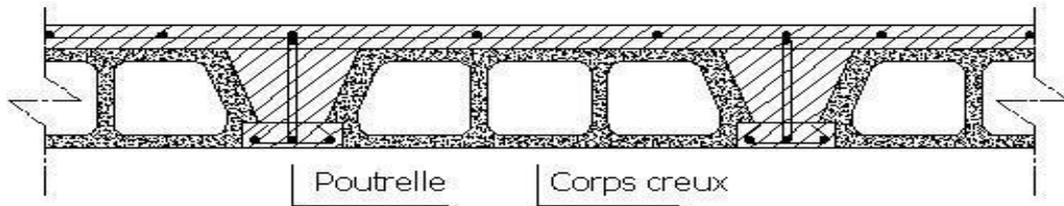


Figure III.13 : Schéma d'un plancher à corps creux

Selon le B.A.E.L 83

$$\begin{cases} b_1 \leq \frac{L_n - b_o}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ 6 h_o \leq b_1 \leq 8 h_o \end{cases}$$

Avec : L : La portée entre nus d'appui de la travée considérée.

L_n : La distance entre axes des nervures.

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

Donc pour $L_n = 65 \text{ cm}$ et $L = 355 \text{ cm}$

$$\begin{cases} b_1 \leq 24 \text{ cm.} \\ b_1 \leq \frac{355}{10} = 35.5 \text{ cm.} \\ 24 \leq b_1 \leq 32 \end{cases}$$

$b_1 = \min(24 ; 35.5 ; 32)$ On prend donc $b_1 = 26,5 \text{ cm}$.

$b = 2b_1 + b_o = 65 \text{ cm}$.

Les poutrelles étudiées dans notre structure auront les dimensions suivantes (figure III.14).

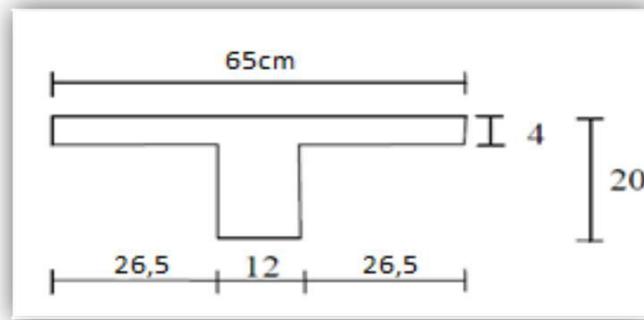


Figure III.14 : dimensionnement du poutrelle

3) Calcul des poutrelles :

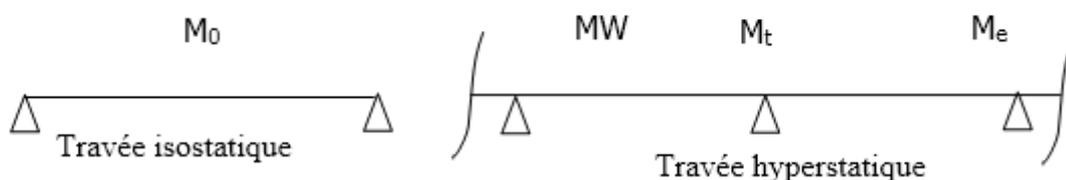
a) Méthodes de calcul:

Il existe plusieurs méthodes pour calculer les poutrelles :

1. La méthode forfaitaire
2. La méthode des trois moments
3. La méthode de Caquot
4. Le règlement de calcul BAEL 91 propose une méthode de calcul " méthode forfaitaire " qui est applicable si les conditions suivantes sont vérifiées.
5. 1-La surcharge d'exploitation est modérée $Q \leq \max (2.G ; 5 \text{ KN/ m}^2)$.
6. 2-Les moments d'inerte des sections transversales sont les même dans les différentes travées
7. 3-Le rapport des portées successives est compris entre 0,8 et 1,25.
8. 4-La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

b) Principe de calcul:

On exprime les moments maximaux en travée M_t et sur appuis, M_w , M_e en fonction du moment, fléchissant maximal de la travée, cette méthode s'applique pour les conditions courantes.



Selon le BAEL 91, les valeurs de M_w , M_t , M_e doivent vérifier les conditions suivantes:

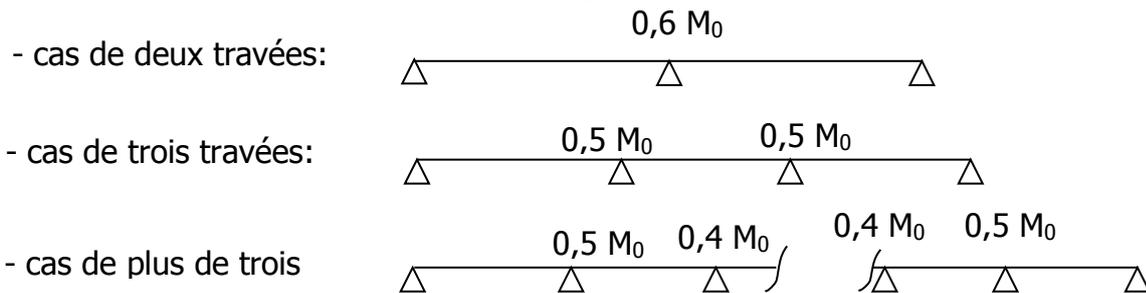
c) Les conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- $M_t \geq \max [1,05M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0] - (M_w+M_e)/ 2$

- $M_t \geq (1 + 0,3\alpha) M_0/2$ dans une travée intermédiaire
- $M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha) M_0/2$ dans une travée de rive
- M_0 : moment maximal dans la travée indépendante.
- M_t : moment maximal dans la travée étudiée.
- M_w : moment sur l'appui gauche de la travée.
- M_e : moment sur l'appui droit de la travée.
- α : $Q / (G + Q)$ rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitations.

d) Valeurs des moments aux appuis:

Les valeurs absolues des moments sur appuis doivent être comme suit :



Effort tranchant :

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales

Le règlement BAEL 91, prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié:

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{Q.L}{2}$$

$$T_e = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{Q.L}{2}$$

Efforts internes:

Poutrelles à trois (04) travées :(poutrelles du plancher terrasse)

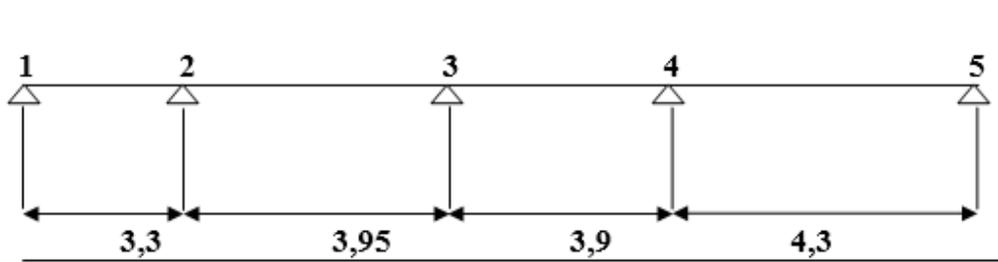


Figure III.15 : Schéma statique de la poutrelle à quatre travées.

Vérification de la condition de la méthode forfaitaire :

1-fissuration peu préjudiciable.....(vérifiée).

2- poutrelles à inerties transversales constantes.....(vérifiée).

3-charge d'exploitation modérée $Q \leq \max(2G, 5KN/m^2)$

Plancher terrasse :

$$\begin{cases} Q = 1 \text{ KN/m}^2 \\ G = 7.38 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \Rightarrow Q = 1 \text{ KN/m}^2 < 14.76 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots(\text{vérifiée}).$$

Plancher RDC et étage courant :

$$\begin{cases} Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \\ G = 6.11 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \Rightarrow Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 < 12.22 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots(\text{vérifiée}).$$

4-les rapports des portées successives sont compris entre :

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} = \left(\frac{330}{395} = 0.84 \right) \leq 1,25 \dots\dots\dots(\text{vérifiée}).$$

Donc on peut appliquer la méthode forfaitaire.

Calcul des sollicitations :

A l'E.L.U.R :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow q_u = 1.35 \times 7.38 + 1.5 \times 1 = 11.46 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Pour une bande de } 0.65 \text{ m on a : } q_u = 11.46 \times 0.65 = 7.45 \text{ KN/m}$$

A- Calcul des moments isostatiques :

$$M_0^{AB} = \frac{q_u \times l_{AB}^2}{8} \Rightarrow M_0^{AB} = \frac{7.45 \times 3.3^2}{8} = 10.14 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{q_u \times l_{BC}^2}{8} \Rightarrow M_0^{BC} = \frac{7.45 \times 3.95^2}{8} = 14.53 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{CD} = \frac{q_u \times l_{CD}^2}{8} \Rightarrow M_0^{CD} = \frac{7.45 \times 3.9^2}{8} = 14.16 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{DE} = \frac{q_u \times l_{DE}^2}{8} \Rightarrow M_0^{DE} = \frac{7.45 \times 4.3^2}{8} = 17.22 \text{ KN.m}$$

B - Calcul des moments sur appuis :

$$M_A = 0,2M_0^{AB} = 0,2 \times 10.14 = 2.03 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5M_0^{AB} = 0,5 \times 10.14 = 5.07 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4M_0^{BC} = 0,4 \times 14.53 = 7.27 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,5M_0^{DE} = 0,5 \times 14.16 = 7.08 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,2M_0^{DE} = 0,2 \times 14.16 = 2.83 \text{ KN.m}$$

C- Calcul des moments en travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+7.38} \Rightarrow \alpha = 0,169 \\ 1 + 0,3 \alpha = 1 + 0,3 \times 0,169 = 1,05 \geq 1,05 \\ \frac{1 + 0,3 \alpha}{2} = \frac{1 + 0,3 \times 0,169}{2} = 0.53 \text{ (travée intermédiaire)} \\ \frac{1,2 + 0,3 \alpha}{2} = \frac{1,2 + 0,3 \times 0,169}{2} = 0.63 \text{ (travée de rive)} \end{array} \right.$$

Travée AB :

$$\begin{cases} M_t^{AB} \geq 1.05M_0^{AB} - \frac{M_A + M_B}{2} = 7.10 \text{ KN.m} \\ M_t^{AB} \geq 0.63M_0^{AB} = 0.63 \times 10.14 = 6.39 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_t^{AB} \approx 7.10 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$\begin{cases} M_t^{BC} \geq 1.05M_0^{BC} - \frac{M_B + M_C}{2} = 9.09 \text{ KN.m} \\ M_t^{BC} \geq 0.53M_0^{BC} = 7.70 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_t^{BC} = 9.09 \text{ KN.m}$$

Travée CD :

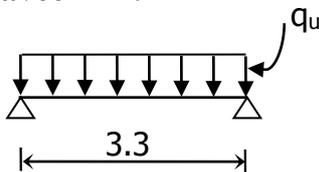
$$\begin{cases} M_t^{CD} \geq 1.05M_0^{CD} - \frac{M_C + M_D}{2} = 7.69 \text{ KN.m} \\ M_t^{CD} \geq 0.53M_0^{CD} = 7.50 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_t^{CD} \approx 7.69 \text{ KN.m}$$

Travée DE :

$$\begin{cases} M_t^{DE} \geq 1.05M_0^{DE} - \frac{M_D + M_E}{2} = 13.13 \text{ KN.m} \\ M_t^{DE} \geq 0.63M_0^{DE} = 10.85 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_t^{DE} \approx 13.13 \text{ KN.m}$$

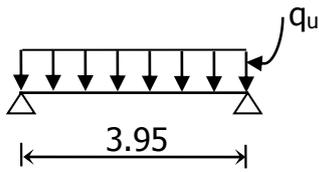
D- calcul des efforts tranchants :

Travée AB :



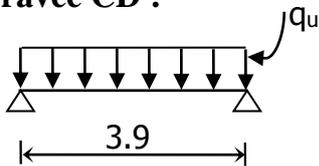
$$\begin{cases} T_A = \frac{M_A - M_B}{l} + \frac{q_l}{2} = 11.37 \text{ KN} \\ T_B = \frac{M_A - M_B}{l} - \frac{q_l}{2} = -13.21 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée BC :



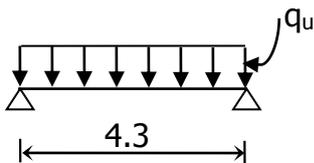
$$\begin{cases} T_B = \frac{M_B - M_C}{l} + \frac{q_l}{2} = 14.16 \text{ KN} \\ T_C = \frac{M_B - M_C}{l} - \frac{q_l}{2} = -15.27 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée CD :



$$\begin{cases} T_C = \frac{M_C - M_D}{l} + \frac{q_l}{2} = 14.58 \text{ KN} \\ T_D = \frac{M_C - M_D}{l} - \frac{q_l}{2} = -14.48 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée DE :



$$\begin{cases} T_D = \frac{M_D - M_E}{l} + \frac{q_l}{2} = 17.00 \text{ KN} \\ T_E = \frac{M_D - M_E}{l} - \frac{q_l}{2} = -15.03 \text{ KN} \end{cases}$$

Diagramme des moments(E.L.U) :

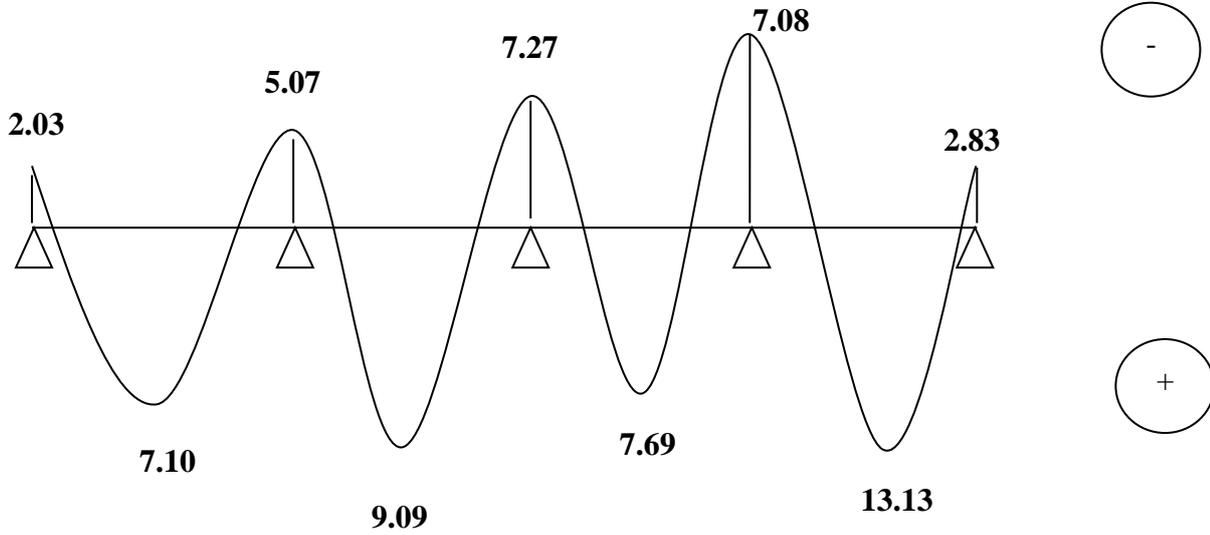
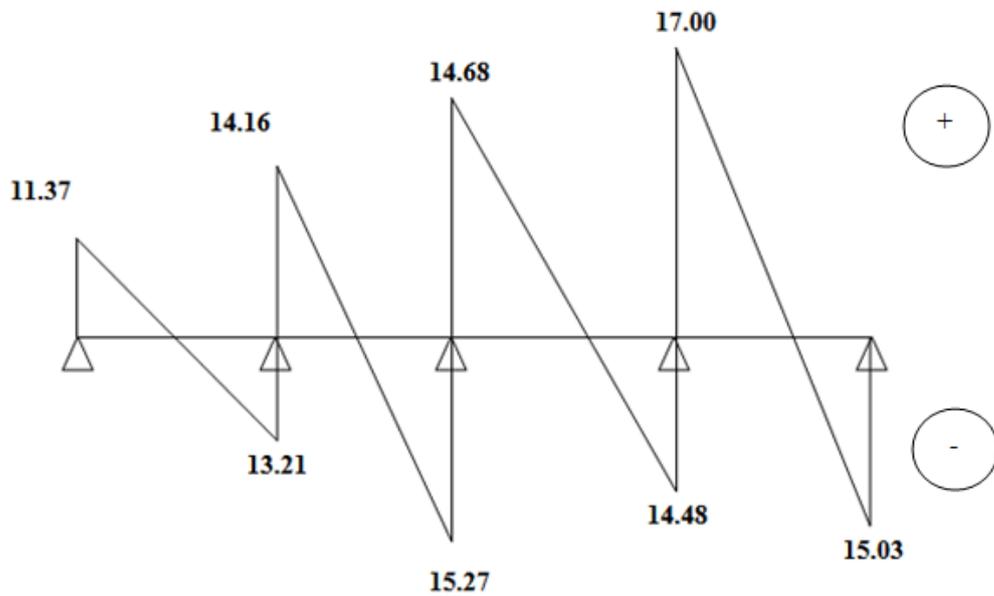


Diagramme des efforts tranchant (E.L.U):



A l'E.L.S :

$$q_s = G + Q \Rightarrow q_s = 7.38 + 1 = 8.38 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 0.65 m on a : $q_s = 8.38 \times 0.65 = 5.45 \text{ KN/m}$

A- Calcul des moments isostatiques :

$$M_0^{AB} = \frac{q_u \times l_{AB}^2}{8} \quad \Rightarrow \quad M_0^{AB} = \frac{5,45 \times 3,3^2}{8} = 7,42 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = 10,63 \text{ KN.m}, M_0^{CD} = 10,36 \text{ KN.m}, M_0^{DE} = 12,60 \text{ KN.m}$$

B - Calcul des moments sur appuis :

$$M_A = 0,2M_0^{AB} = 0,2 \times 7,42 = 1,48 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5M_0^{AB} = 0,5 \times 7,42 = 3,71 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4M_0^{BC} = 0,4 \times 10,63 = 4,25 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,5M_0^{DE} = 0,5 \times 12,60 = 6,30 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,2M_0^{DE} = 0,2 \times 12,60 = 2,52 \text{ KN.m}$$

C- Calcul des moments en travée :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1,5}{1,5 + 7,38} \Rightarrow \alpha = 0,169$$

$$1 + 0,3 \alpha = 1 + 0,3 \times 0,169 = 1,05 \geq 1,05$$

$$\frac{1 + 0,3 \alpha}{2} = \frac{1 + 0,3 \times 0,169}{2} = 0,53 \text{ (travée intermédiaire)}$$

$$\frac{1,2 + 0,3 \alpha}{2} = \frac{1,2 + 0,3 \times 0,169}{2} = 0,63 \text{ (travée de rive)}$$

Travée AB :

$$\begin{cases} M_t^{AB} \geq 1.05M_0^{AB} - \frac{M_A + M_B}{2} = 5,20 \text{ KN.m} \\ M_t^{AB} \geq 0,63M_0^{AB} = 0,63 \times 7,42 = 4,67 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_t^{AB} \approx 5,20 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$\begin{cases} M_t^{BC} \geq 1.05M_0^{BC} - \frac{M_B + M_C}{2} = 7,18 \text{ KN.m} \\ M_t^{BC} \geq 0,53M_0^{BC} = 5,63 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_t^{BC} = 7,18 \text{ KN.m}$$

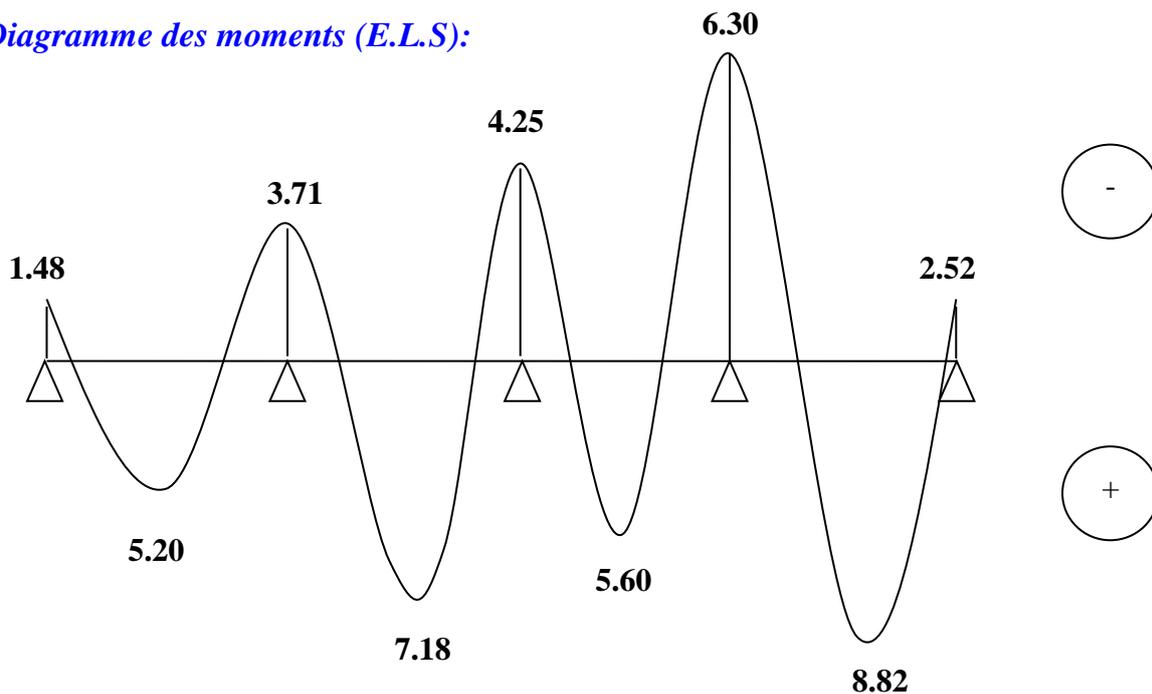
Travée CD :

$$\begin{cases} M_t^{CD} \geq 1.05M_0^{CD} - \frac{M_C + M_D}{2} = 5,60 \text{ KN.m} \\ M_t^{CD} \geq 0,53M_0^{CD} = 5,49 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_t^{CD} \approx 5,60 \text{ KN.m}$$

Travée DE :

$$\begin{cases} M_t^{DE} \geq 1.05M_0^{DE} - \frac{M_D + M_E}{2} = 8,82 \text{ KN.m} \\ M_t^{DE} \geq 0,63M_0^{DE} = 7,94 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_t^{DE} \approx 8,82 \text{ KN.m}$$

Diagramme des moments (E.L.S):

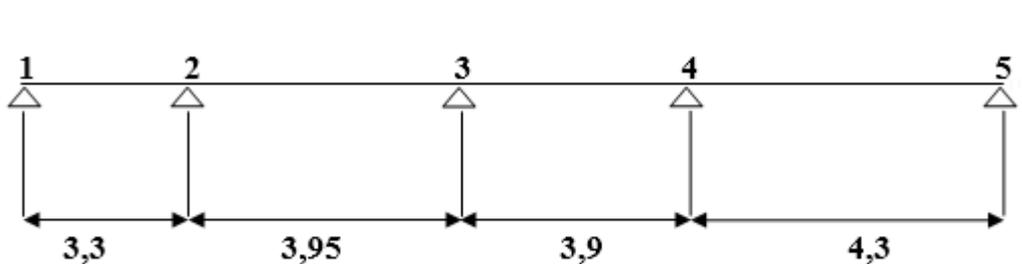


E.L.U.R							E. L. S		
Travée	L (m)	M _T (KN.m)	M _w (KN.m)	M _E (KN.m)	T _w (KN)	T _E (KN)	M _T (KN)	M _w (KN.m)	M _E (KN.m)
A-B	3.3	7.10	2.03	5.07	11.37	13.21	5.20	1.48	3.71
B-C	3.95	9.09	5.07	7.27	14.16	15.27	7.18	3.71	4.25
C-D	3.9	7.69	7.27	7.08	14.58	14.48	5.60	4.25	6.30
D-E	4.3	13.13	7.08	2.83	17.00	15.03	8.82	6.30	2.52

Tableau III.4 :Tableau récapitulatifs des sollicitations du plancher terrasse

Efforts internes :

Poutrelles à trois (04) travées :(poutrelles du plancher RDC et étage courant)



Calcul des sollicitations :

A l'E.L.U.R :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow q_u = 1.35 \times 6.11 + 1.5 \times 1.5 = 10.50 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 0.65 m on a : $q_u = 10.50 \times 0.65 = 6.83 \text{ KN/m}$

A- Calcul des moments isostatiques :

$$M_0^{BC} = \frac{q_u \times l_{BC}^2}{8} \quad \Rightarrow \quad M_0^{BC} = \frac{6.83 \times 3.3^2}{8} = 9.30 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = 13.32 \text{ KN.m}, M_0^{CD} = 12.99 \text{ KN.m}, M_0^{DE} = 15.79 \text{ KN.m}$$

B - Calcul des moments sur appuis :

$$M_A = 0,2M_0^{AB} = 0,2 \times 9.30 = 1.86 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5M_0^{AB} = 0,5 \times 9.30 = 4.65 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4M_0^{BC} = 0,4 \times 13.32 = 5.33 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,5M_0^{DE} = 0,5 \times 15.79 = 7.90 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,2M_0^{DE} = 0,2 \times 15.79 = 3.16 \text{ KN.m}$$

C- Calcul des moments en travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+6.11} \Rightarrow \alpha = 0,131 \\ 1 + 0,3 \alpha = 1 + 0,3 \times 0,131 = 1,04 < 1,05 \\ \frac{1 + 0,3 \alpha}{2} = \frac{1 + 0,3 \times 0,131}{2} = 0.52 \quad (\text{travée intermédiaire}) \\ \frac{1,2 + 0,3 \alpha}{2} = \frac{1,2 + 0,3 \times 0,131}{2} = 0.62 \quad (\text{travée de rive}) \end{array} \right.$$

Travée AB :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{AB} \geq 1.05M_0^{AB} - \frac{M_A + M_B}{2} = 6.51 \text{ KN.m} \\ M_t^{AB} \geq 0,62M_0^{AB} = 0.62 \times 9.30 = 5.77 \text{ KN.m} \end{array} \right. \Rightarrow M_t^{AB} \approx 6.51 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$\begin{cases} M_t^{BC} \geq 1.05M_0^{BC} - \frac{M_B + M_C}{2} = 9KN.m \\ M_t^{BC} \geq 0,52M_0^{BC} = 6.93KN.m \end{cases} \Rightarrow M_t^{BC} = 9 KN.m$$

Travée CD :

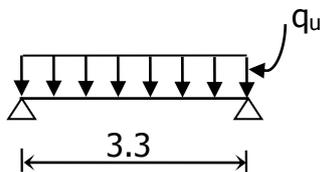
$$\begin{cases} M_t^{CD} \geq 1.065 - \frac{M_C + M_D}{2} = 7.02KN.m \\ M_t^{CD} \geq 0,52M_0^{CD} = 6.75KN.m \end{cases} \Rightarrow M_t^{CD} \approx 7.02 KN.m$$

Travée DE :

$$\begin{cases} M_t^{DE} \geq 1.05M_0^{DE} - \frac{M_D + M_E}{2} = 11.05KN.m \\ M_t^{DE} \geq 0,62M_0^{DE} = 9.79KN.m \end{cases} \Rightarrow M_t^{DE} \approx 11.05KN.m$$

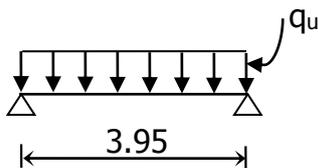
D- calcul des efforts tranchants :

Travée AB :



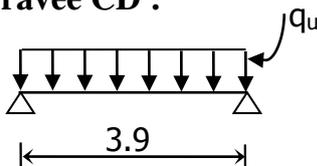
$$\begin{cases} T_A = \frac{M_A - M_B}{l} + \frac{q_l}{2} = 10.42 KN \\ T_B = \frac{M_A - M_B}{l} - \frac{q_l}{2} = -12.12 KN \end{cases}$$

Travée BC :



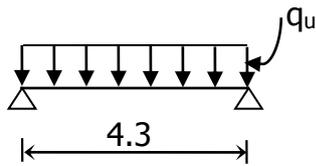
$$\begin{cases} T_B = \frac{M_B - M_C}{l} + \frac{q_l}{2} = 12.60 KN \\ T_C = \frac{M_B - M_C}{l} - \frac{q_l}{2} = -14.37 KN \end{cases}$$

Travée CD :



$$\begin{cases} T_C = \frac{M_C - M_D}{l} + \frac{q_l}{2} = 12.66 KN \\ T_D = \frac{M_C - M_D}{l} - \frac{q_l}{2} = -13.98 KN \end{cases}$$

Travée DE :



$$\begin{cases} T_D = \frac{M_D - M_E}{l} + \frac{q_l}{2} = 15.78 \text{ KN} \\ T_E = \frac{M_D - M_E}{l} - \frac{q_l}{2} = -13.58 \text{ KN} \end{cases}$$

Diagramme des moments(E.L.U) :

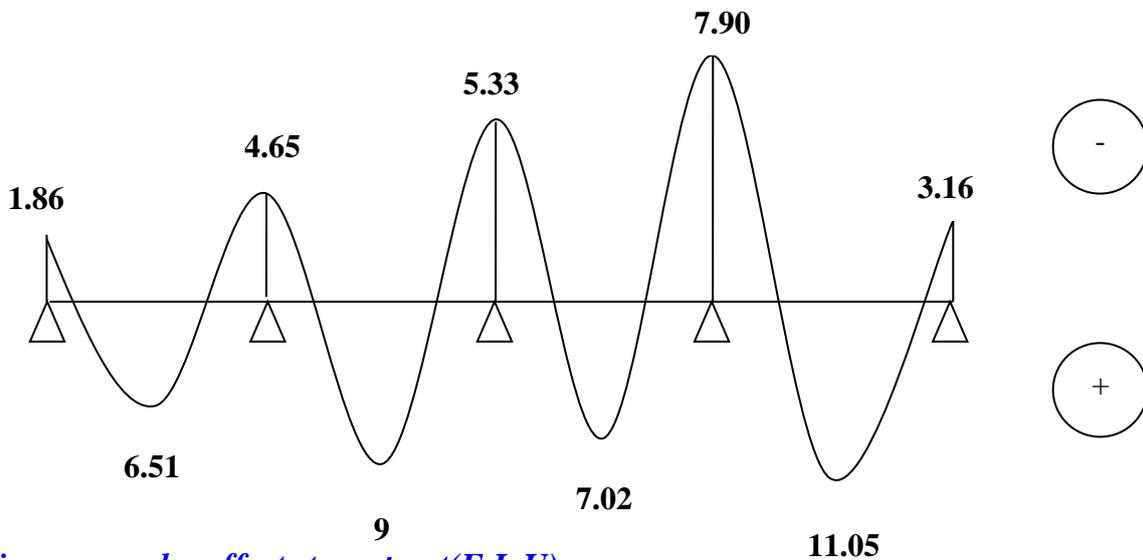
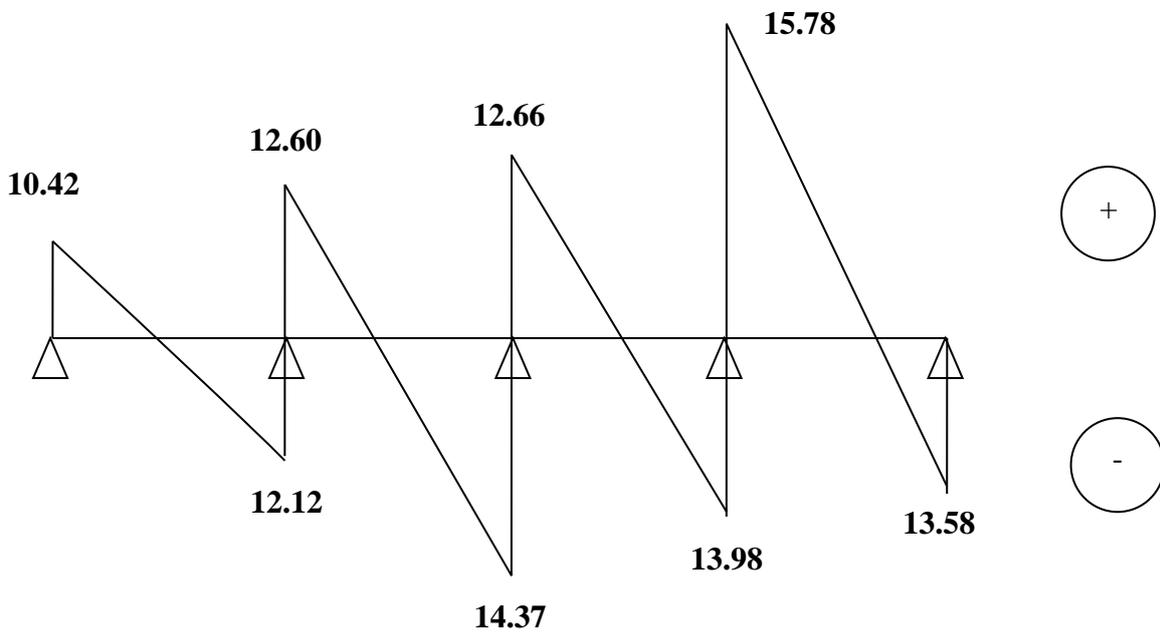


Diagramme des efforts tranchant(E.L.U) :



A P'E.L.S :

$$q_s = G + Q \Rightarrow q_s = 6.11 + 1.5 = 7.61 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 0.65 m on a : $q_s = 7.61 \times 0.65 = 4.95 \text{ KN/m}$

A- Calcul des moments isostatiques :

$$M_0^{AB} = \frac{q_u \times l_{AB}^2}{8} \Rightarrow M_0^{AB} = \frac{4.95 \times 3.3^2}{8} = 6.74 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = 9.65 \text{ KN.m}, M_0^{CD} = 9.41 \text{ KN.m}, M_0^{DE} = 11.44 \text{ KN.m}$$

B - Calcul des moments sur appuis :

$$M_A = 0,2M_0^{AB} = 0,2 \times 6,74 = 1,35 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5M_0^{AB} = 0,5 \times 6,74 = 3,37 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,4M_0^{BC} = 0,4 \times 9,65 = 3,86 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,5M_0^{DE} = 0,5 \times 11,44 = 5,72 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,2M_0^{DE} = 0,2 \times 11,44 = 2,29 \text{ KN.m}$$

C- Calcul des moments en travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+6.11} \Rightarrow \alpha = 0,197 \\ 1 + 0,3 \alpha = 1 + 0,3 \times 0,197 = 1,06 > 1,05 \\ \frac{1 + 0,3 \alpha}{2} = \frac{1 + 0,3 \times 0,197}{2} = 0,53 \text{ (travée intermédiaire)} \\ \frac{1,2 + 0,3 \alpha}{2} = \frac{1,2 + 0,3 \times 0,197}{2} = 0,63 \text{ (travée de rive)} \end{array} \right.$$

Travée AB :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t^{AB} \geq 1.06M_0^{AB} - \frac{M_A + M_B}{2} = 4,78 \text{ KN.m} \\ M_t^{AB} \geq 0,63M_0^{AB} = 0,63 \times 6,74 = 4,25 \text{ KN.m} \end{array} \right. \Rightarrow M_t^{AB} \approx 4,78 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$\begin{cases} M_t^{BC} \geq 1.06M_0^{BC} - \frac{M_B + M_C}{2} = 6,61 \text{ KN.m} \\ M_t^{BC} \geq 0,53M_0^{BC} = 5,11 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_t^{BC} = 6,61 \text{ KN.m}$$

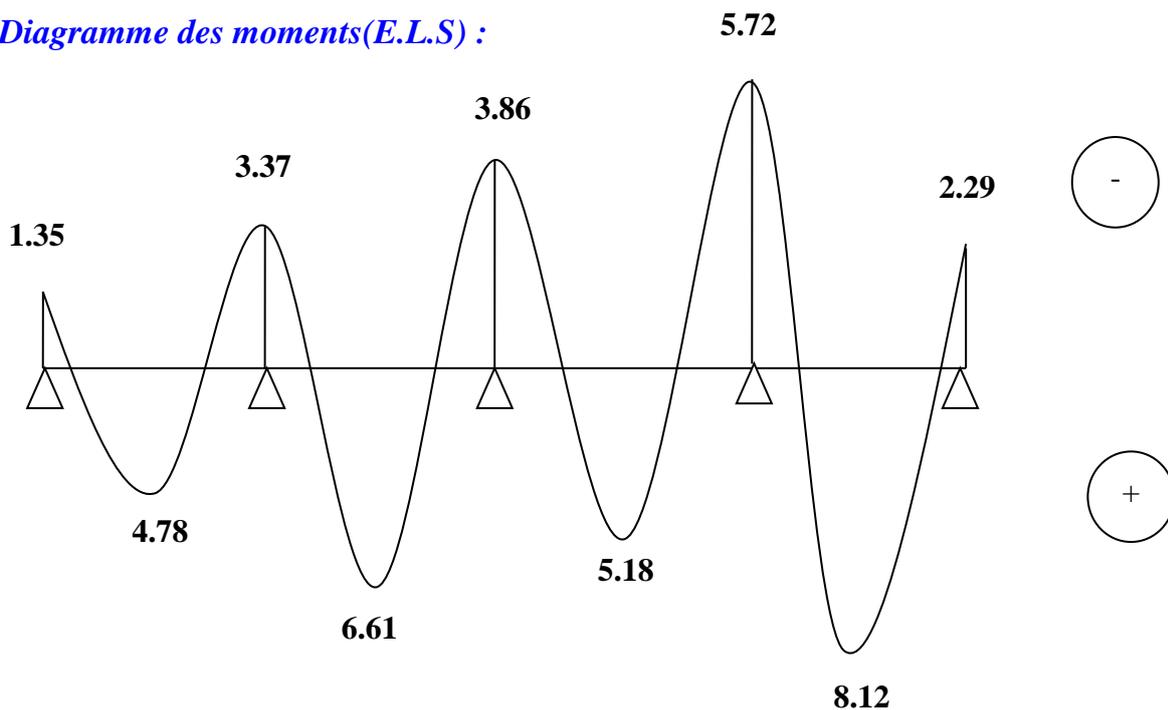
Travée CD :

$$\begin{cases} M_t^{CD} \geq 1.06M_0^{CD} - \frac{M_C + M_D}{2} = 5,18 \text{ KN.m} \\ M_t^{CD} \geq 0,53M_0^{CD} = 5,00 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_t^{CD} \approx 5,18 \text{ KN.m}$$

Travée DE :

$$\begin{cases} M_t^{DE} \geq 1.06M_0^{DE} - \frac{M_D + M_E}{2} = 8,12 \text{ KN.m} \\ M_t^{DE} \geq 0,63M_0^{DE} = 7,21 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow M_t^{DE} \approx 8,12 \text{ KN.m}$$

Diagramme des moments(E.L.S) :



E.L.U.R							E. L. S		
Travée	L (m)	M _T (KN.m)	M _W (KN.m)	M _E (KN.m)	T _W (KN)	T _E (KN)	M _T (KN)	M _W (KN.m)	M _E (KN.m)
A-B	3.3	6.51	1.86	4.65	10.42	12.12	4.78	1.35	3.37
B-C	3.95	9.00	4.65	5.33	12.60	14.37	6.61	3.37	3.86
C-D	3.9	7.02	5.33	7.90	12.66	13.98	5.18	3.86	5.72
D-E	4.3	11.05	7.90	3.16	15.78	13.58	8.12	5.72	2.29

Tableau récapitulatif des sollicitations du plancher RDC et étage courant

Type de plancher sollicitation	E.L.U			E.L.S	
	Max(appui) (KN.m)	Max(trav) (KN.m)	T(Max) (KN)	Max(appui) (KN.m)	Max(trav) (KN.m)
plancher terrasse inaccessible	7.27	13.13	17.00	6.30	8.82
Plancher RDC et étage courant	7.90	11.05	15.78	5.72	8.12

Tableau III.5 :Tableau Des moments des efforts tranchants Max

Ferraillage des poutrelles :

Les moments maximaux en travée tendent à comprimer les fibres supérieures et à tendre les fibres inférieures et par conséquent les armatures longitudinales seront disposées en bas pour reprendre l'effort de traction puisque le béton résiste mal à la traction.

Pour le calcul du ferraillage des poutrelles on prend le cas le plus défavorable.

Les poutrelles sont des sections en "T" dont les dimensions sont données comme suit:

Géométrie :

- Largeur de la poutrelle $b = 65$ cm.
- Largeur de la nervure $b_0 = 12$ cm.
- Hauteur de la section $h_t = 20$ cm.
- Hauteur de la section $h_0 = 4$ cm.
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0,9h = 18$ cm.

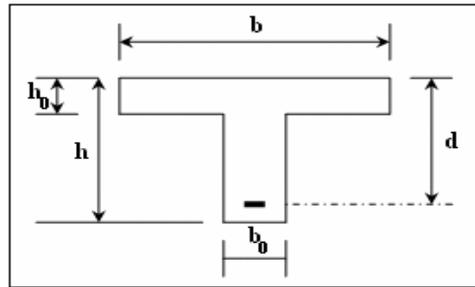
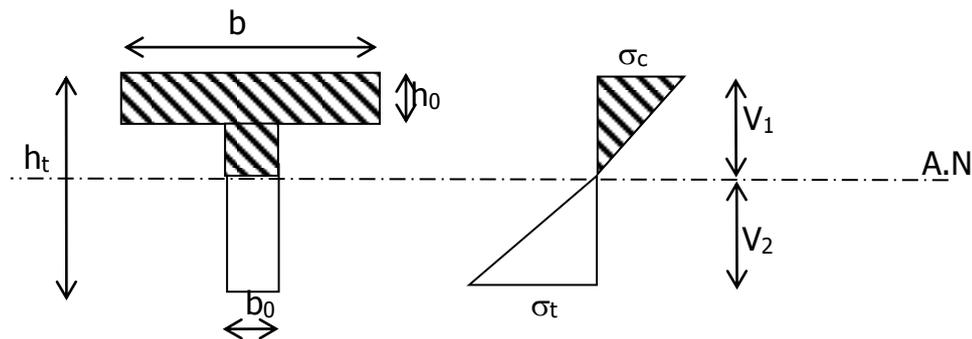


Figure III.16 : Ferrailage des poutrelles

Moment d'inertie :



$$\begin{cases} I = \frac{b \times V_1^3}{3} + \frac{b_0 \times V_2^3}{3} - \frac{(b - b_0) \times (V_1^3 - h_0^3)}{3} \\ V_1 = \frac{b_0 \cdot h^2 + (b - b_0) \cdot h_0^2}{2[b_0 \cdot h + (b - b_0) \cdot h_0]} \\ V_2 = h_t - V_1 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} V_1 = 6.25 \text{ cm} \\ V_2 = 13.75 \text{ cm} \\ I = 15486.92 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

Matériaux :

- ✓ contrainte des aciers utilisés : $f_{eE40} = 400$ Mpa
- ✓ contrainte du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25$ Mpa

- ✓ Contrainte limite de traction du béton : $f_{t28}=2.1$ Mpa.
- ✓ Fissuration peu préjudiciable.

Sollicitations de calcul :

On ferraille toute les poutrelles avec les sollicitations maximales à L'E.L.U

<p>E.L.U.R :</p> $\left\{ \begin{array}{l} M_t \text{ max} = 13.13 \text{ KN.m} \\ M_a \text{ max} = 9.12 \text{ KN.m} \\ T \text{ max} = 17.00 \text{ KN} \end{array} \right.$	<p>E.L.S:</p> $\left\{ \begin{array}{l} M_t \text{ max} = 8.82 \text{ KN.m} \\ M_a \text{ max} = 6.30 \text{ KN.m} \end{array} \right.$
--	--

- *Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U):*
- *En travée :*

Dans l'étude d'une section en T il est nécessaire de savoir si la partie comprimée intéresse la table de compression ou si elle intéresse également la nervure.

On calcule le moment équilibré par la table telle que :

$$M_T = b \cdot h_0 \cdot \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \Rightarrow M_T = 65 \times 4 \times 14.17 \left(21.6 - \frac{4}{2} \right) = 72.2 \text{ KN.m}$$

Donc : $\left\{ \begin{array}{l} M_T = 72.2 \text{ KN.m} \\ M_{max} = 13.13 \text{ KN.m} \end{array} \right. \Rightarrow M_{max} < M_T$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension

$(b \times h_t) = (65 \times 24) \text{ cm}^2$ soumise à : $M_{tmax} = 13.13 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{13,13 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (21,6)^2 \cdot 65} = 0,030 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,030 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,985$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{13,13 \cdot 10^3}{0,985 \cdot 21,6 \cdot 348} = 1,77 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité (section en T):**

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \cdot h_t \cdot V_1} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,44 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{calculer}} = 1,77 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,44 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : On adopte : **3T10 = 2.36 cm²**

• **Sur appuis :**

$$(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{7,27 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (21,6)^2 \cdot 12} = 0,092 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,115 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,952$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7,27 \cdot 10^3}{0,952 \cdot 21,6 \cdot 348} = 1,02 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (section en T):

$$A_{\min} = \frac{I}{0,81 \cdot h_t \cdot V_1} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,92 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{calculer}} = 1,02 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,92 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : On adopte : 1T10 (filante) + 1T10 (chapeau) ;
 $A_s = 1,56 \text{ cm}^2$

▪ **Vérification des contraintes à l'E.L.S :**

Position de l'axe neutre :

Soit «y» la distance entre le centre de gravité de la section homogène «S» et la fibre la plus comprimée.

$$\frac{by^2}{2} + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0.$$

$$d = 21.6 \text{ cm} ; b = 65 \text{ cm} ; \eta = 15 ; A' = 0 , A = 2,36 \text{ cm}^2.$$

$$32,5 \cdot y^2 - 15 \cdot 2,36 \cdot (d - y) = 0.$$

$$32,5 \cdot y^2 + 35,4 - 764,64 = 0 \Rightarrow y = 4,34 \text{ cm}.$$

• **Le moment d'inertie :**

$$I_G = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A'(y - c') + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} y^3 + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} (4,34)^3 + 15 \cdot 2,36 \cdot (21,6 - 4,34)^2 = 12317,10 \text{ cm}^4.$$

• **Calcul des contraintes :**

1- Contrainte maximale dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \cdot y = \frac{8,82 \cdot 10^3}{12317,10} \cdot 4,34 = 3,11 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = 3,11 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la Contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st} .

• **Sur appuis :**

Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0.$$

$$b = 65 \text{ cm} ; \eta = 15 ; A' = 0 , A = 1,56 \text{ cm}^2.$$

$$32,5 \cdot y^2 - 15 \cdot 1,56 \cdot (d - y) = 0. \Rightarrow y = 3,61 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie :

$$I_G = \frac{b \cdot y^3}{3} + \eta A'(y - c') + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} y^3 + \eta A(d - y)^2.$$

$$I_G = \frac{65}{3} (3,61)^3 + 15 \cdot 1,56 \cdot (21,6 - 3,61)^2 = 8592,51,05 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} \cdot y = \frac{6,30 \cdot 10^3}{8592,51} \cdot 3,61 = 2,65 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = 2,65 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Contrainte de cisaillement :(effort tranchant)

L'effort tranchant maximal $T_{max} = 17,00 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{17,00 \cdot 10^3}{120 \cdot 216} = 0,66 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable :

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

$$\tau_u = 0,66 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

On utilise des étriers perpendiculaires à la ligne moyenne

Les armatures transversales At:

$$\Phi_t \leq \min(h/35; b_0/10; \Phi_L)$$

$$\text{Diamètre } \Phi_t \leq \min(6,86, 12, 10) = 6,86 \approx 6 \text{ mm}.$$

$$\text{on adopte: } \Phi_t = 8 \text{ mm}.$$

Calcul des espacements :

$$\left. \begin{array}{l} St \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \\ St \leq \min(19,44; 40 \text{ cm}) \end{array} \right\} St \leq 16,20 \text{ cm}$$

La section des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot s_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u(h/2) - 0,3k \cdot f_{tj}^*}{0,9(\sin\alpha + \cos\alpha)} \dots\dots\dots(*)$$

k = 1 (fissuration non préjudiciable)

f_{tj}* = min (2,1; 3,3 Mpa) = 2,1 Mpa

α = 90° ⇒ sinα + cos α = 1

f_e = 235 Mpa ; δ_s = 1,15

D'où:
$$\tau_u(h/2) = \frac{T_u(h/2)}{b_0 \cdot d}$$

On calcul la valeur de l'effort tranchant T_u (h/2) par la méthode des triangles semblable

$$\frac{T_{max}}{X} = \frac{T_u(h/2)}{X - (h/2)} \Rightarrow T_u(h/2) = \frac{T_{max} \cdot [X - (h/2)]}{X}$$

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \cdot L}$$

X = 4,3/2 + (7,08 - 2,83)/4.3x7,45 = 2,28 m

h/2 = 0,24/2 = 0,12 m

X - (h/2) = 2,28 - 0,12 = 2,16m

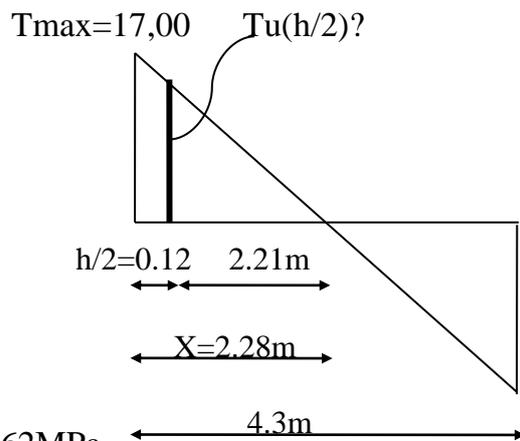
Donc: T_u(h/2) = 17x2,16/2,28 = 16,11 KN

T_u(h/2) = 16,11 KN

D'où: τ_u(h/2) = (16,11.10⁻³)/(0,12.0,216) = 0,62MPa

τ_u (h/2) = 0,62MPa

$$(*) \Rightarrow \left(\frac{A_t}{s_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,62 - 0,3 \times 1 \times 2,1) \cdot 10}{0,19 \times 1 \times 204,35} = 0,008 cm \dots\dots\dots(1)$$



Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u(h/2)}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times s_t} \geq \max \left(\frac{0,62}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right) = 0,4 \text{ Mpa}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{min} \geq \frac{0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 12}{235} = 0,02 \text{ cm} \dots\dots\dots(2)$$

On prend le max entre (1) et (2) $\Rightarrow \left(\frac{At}{S_t} \right) \geq 0,020 \text{ cm}$, on prend $S_t = 12 \text{ cm}$

$$\Rightarrow At \geq 0,02 \times 12 = 0,24 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 2\phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 12 \text{ cm} \end{cases}$$

-Zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\Phi_L,; 15\text{cm})$$

$$S_t \leq 10\text{cm}$$

-Zone courante:

$$S_t \leq 15\text{cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

On adopte $\begin{cases} S_t = 10\text{cm} & \text{Zone nodale.} \\ S_t = 15\text{cm} & \text{Zone courante.} \end{cases}$

Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T_u = 17,00 \text{ KN}$$

$$M_{\text{appui}} = 7,27 \text{ KN.m}$$

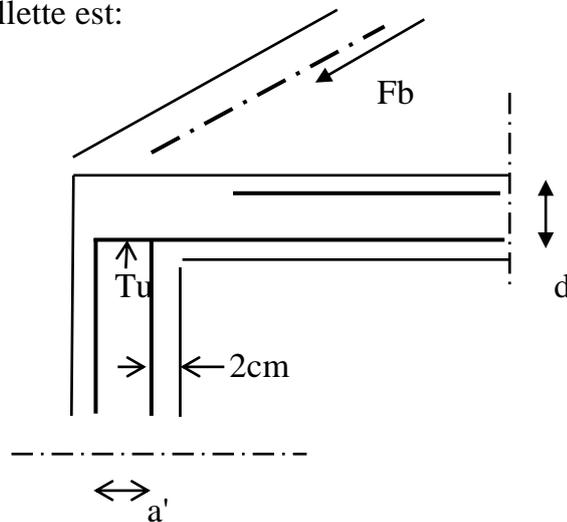
$$F_u = \frac{M_{\text{appui}}}{z} = \frac{7,27}{0,9.21,6.10^{-2}} = 37,40 \text{ KN} > T_u = 17,00 \text{ KN}$$

Compression de la bille d'about :

La contrainte de compression dans la bielle est:

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} \quad \text{Avec} \quad \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases}$$

$$\text{D'où} \quad \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$$



a: la longueur d'appui de la bielle

On doit avoir $\bar{\sigma}_b < f_{c28}/\gamma_b$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45° donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq 0,8f_{c28}/\gamma_b$$

$$\frac{2T}{a \cdot b_0} \leq \frac{0,8 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \cdot b_0 \cdot f_{c28}}$$

$$\Rightarrow a \geq \frac{2 \times 17,00 \times 1,5}{0,8 \cdot 12 \cdot 25 \cdot 10} = 0,021 \text{ m} = 2,1 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9 d)$$

$$a = \min(31 \text{ cm}; 19,44 \text{ cm}) = 19,44 > 2,3 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Entraînement des armatures :

$$\tau_{\text{user}} = T/0,9d \cdot \mu \cdot n \leq \tau_{\text{user}} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

ψ_s : coefficient de cisaillement $\psi_s = 1,5$ pour H.A

T: effort tranchant max T=17,00 KN

n : nombre d'armatures longitudinales tendues n = 3

$$\mu : \text{périmètre d'armature tendue } \mu = \pi \phi = 3,14 \times 1,0 = 3,14 \text{ cm}$$

$$\tau_{\text{user}} = 17,00 \times 10^3 / 0,9 \times 21,6 \times 3,14 \times 3 \times 10^2 = 0,93 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_{\text{user}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{\text{user}} = 0,93 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{\text{user}} = 3,15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit "L_s" est la longueur que doit avoir une barre droite de diamètre ϕ pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_s .

La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante est égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6 \psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 (1,5)^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

La longueur de scellement droit $L_s = \phi f_e / 4\tau_s$.

ϕ : Diamètre d'une barre égale 1cm

$$L_s = 1.400 / 4 \cdot 2,835 = 35,27 \text{ cm.}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre $b = 35 \text{ cm}$

Nous somme obligés de courber les armatures de telle sorte que

$$r = 5,5\phi = 5,5 \cdot 1 = 5,5 \text{ cm.}$$

Vérification de la flèche :

Il faut que les conditions suivantes soient vérifiées:

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{430} = 0,047 > 0,044 \right) \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.} \\ \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15.M_{0ser}} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{430} = 0,0465 > \frac{9.34}{15 \times 13.34} = 0,0466 \right) \dots\dots \text{condition non vérifiée} \\ \left(\frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{3,6}{f_e} \right) \Rightarrow \left(\frac{2.36}{12 \times 21.6} = 0,0091 > \frac{3.6}{400} = 0,009 \right) \dots\dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Puisque la portée max est supérieure a 5 m , la flèche n'est pas vérifiée donc on doit multiplier la flèche par 0.8 et on obtient :

$$\left\{ \begin{array}{l} \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{430} = 0,047 > 0,044 \right) \dots\dots\dots \text{condition. vérifiée.} \\ \left(\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15.M_{0ser}} \times 0.8 \right) \Rightarrow \left(\frac{20}{430} = 0,0465 > \frac{9.34}{15.13.34} = 0,0373 \right) \dots\dots \text{condition vérifiée.} \\ \left(\frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{3,6}{f_e} \right) \Rightarrow \left(\frac{2.36}{12.21,6} = 0,0091 > \frac{3,6}{400} = 0,009 \right) \dots\dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les conditions préliminaires sont satisfaites donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

FERRAILLAGE		
	TRAVEE	APPUI
Plancher terrasse	3T10 = 2.36 cm ²	1T10 + 1T10 = 2.36 cm ²
Plancher RDC et étages courants	3T10 = 2.36 cm ²	1T10 + 1T10 = 2.36 cm ²

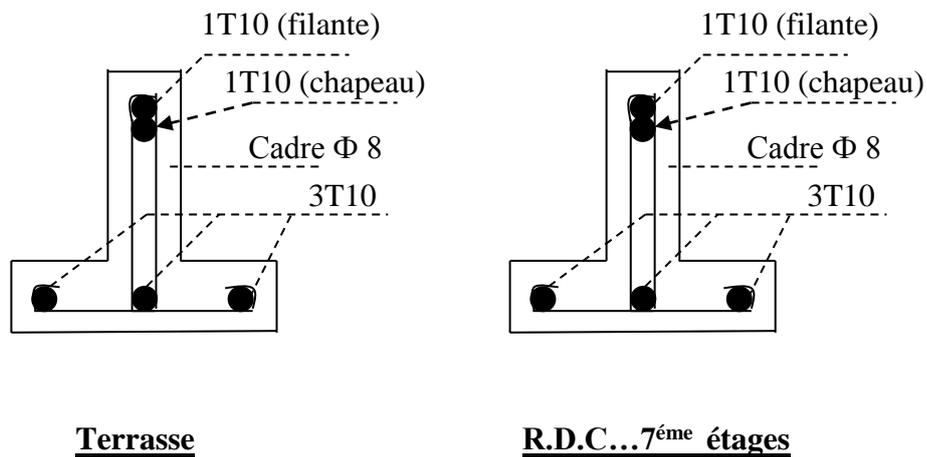


Figure III.17 : Dessin de ferrailage des poutrelles

3) Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, elle est armée d'un quadrillage de barres, les dimensions de la maille ne doivent pas dépasser :

20 cm (5.par m) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles

33 cm (3.par m) pour les armatures parallèles aux poutrelles.

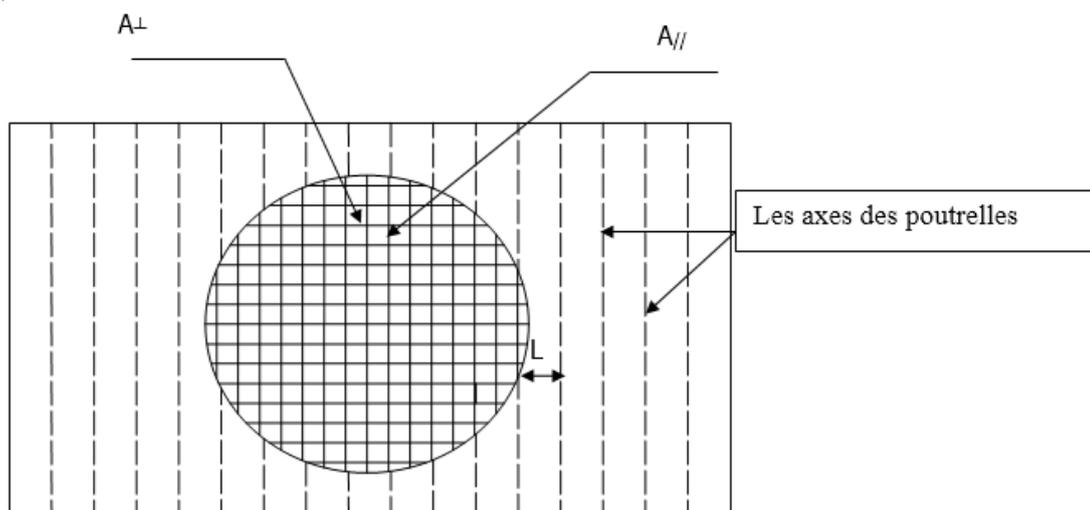


Figure III.18 : Ferrailage de la dalle de compression.

Section minimale des armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} \geq 200/fe \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{si } L \leq 50 \text{ cm}$$

$$A_{\perp} \geq 4L/fe \quad (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{si } 50\text{cm} \leq L \leq 80 \text{ cm}$$

Avec : L : l'écartement entre axe des nervures

Section minimale des armatures parallèles aux poutrelles:

$$A_{//} \geq A_{\perp} / 2$$

$$L = 0,65 \text{ m}$$

$$F_e = 235 \text{ MPa}$$

$$50 \text{ cm} \leq L = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A_{\perp} \geq 4 \times 65 / 235 = 1,10 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend } A_{\perp} = 5 \phi 6 = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{//} \geq 1,41 / 2 = 0,7 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{on prend } A_{//} = 3 \phi 6 = 0,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend un quadrillage de section $3 \phi 6$ avec un espacement de 25 cm



Chapitre IV

Etude au vent

Chapitre IV
Etude au vent

Chapitre IV Etude au vent :

IV.1) présentation générale :

Il s'agit de déterminer les actions du vent s'exerçant sur la tour présentée à l'étude.

On déterminera la pression dynamique du vent ainsi que les coefficients de pression nette.

L'ouvrage se comporte comme une console verticale encastrée dans le sol soumise à une pression répartie sur sa hauteur.

Le document technique réglementaire (DTR C2-47) intitulé "Règlement Neige et vent- (R.N.V.1999)" fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties

1) Les caractéristiques de la construction :

- . Située à zone I de vent
- . Le site: site plat $C_t(z)=1$ (coefficient de rugosité)
- . La pression dynamique de référence $q_{réf}(N/m^2)$ pour les constructions permanentes ; elle est donnée par le tableau suivant en fonction de la zone de vent :

Tableau IV.1 : valeur de la pression dynamique de référence

Zone	V _{réf} (m/s)	q _{réf} (N/m ²)
I	25	375
II	28	470
III	31	575

La vitesse de référence du vent, $V_{réf}$ est la vitesse moyenne sur dix minutes mesurée dans les conditions conventionnelles avec une probabilité de dépassement égale à 0,02 (ce qui correspond à une période de retour de 50 ans).

$q_{réf}$ est calculée par: $q_{réf} = 0,5 \times \rho \times V_{réf}^2$, ou ρ (en kg/m³) est la masse volumique de l'air égale à 1,20 kg/m³.

2) La catégorie de terrain :

La catégorie de notre terrain est la catégorie (IV), elle est donnée dans le tableau suivant, ainsi que les valeurs des paramètres suivants :

- K_T , facteur de terrain,
- Z_0 (en m); paramètre de rugosité,
- Z_{min} (en m); hauteur minimale,
- ϵ : coefficient utilisé pour le calcul de coefficient C_d

Catégorie de terrain	K_T	Z_0 (m)	Z_{min} (m)	ϵ
(IV): zone urbaine dont aux moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieur à 15m.	0,24	1	16	0,46

IV. 2) Calcul de l'action du vent :

a) principe de calcul:

- ❖ Les actions du vent sont proportionnelles à la projection de la surface considérée dans un plan perpendiculaire à la direction du vent, appelée maître-couple
- ❖ Pour la détermination de l'action du vent, on distingue la catégorie de la construction:
Catégorie I (regroupe l'ensemble des bâtiments à usage d'habitation, administratif, Scolaire, industriel ...)
- ❖ Pour une direction du vent donnée, on doit effectuer les opérations suivantes:

b) Vérification à la stabilité d'ensemble de la construction:

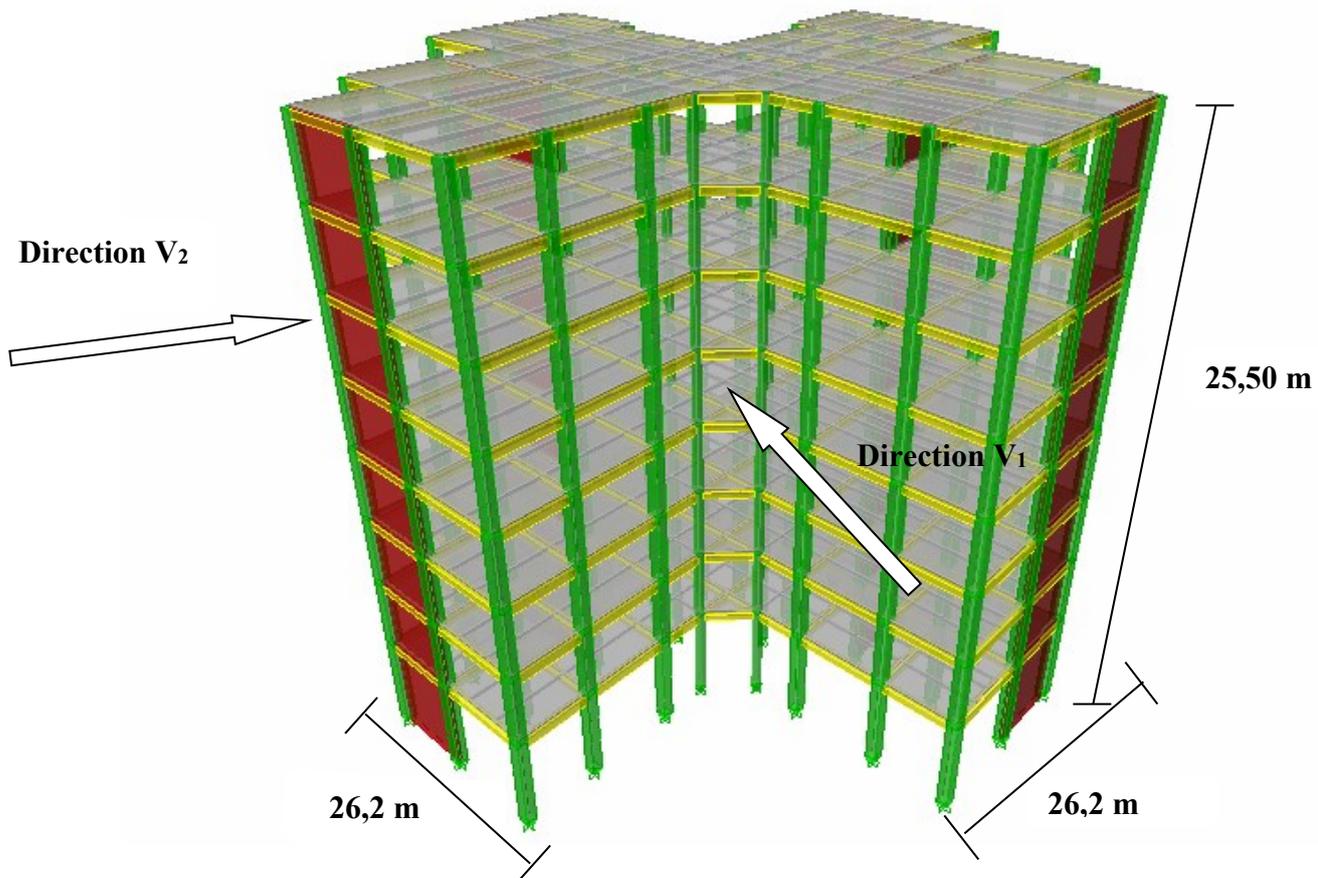
Pour déterminer la force qui tend à renverser la construction on doit effectuer les opérations suivantes:

1-Détermination de coefficient dynamique C_d :

Doit être déterminée à l'aide de l'abaque donnée dans la fig.3.1 (R.N.V99)

On a : pour les dimensions suivantes:

- la hauteur total =25,50 m
- la longueur b =26,2 m
- la largeur d =26,2 m



- suivant la direction du vent V_1 on a: $C_{d1}=0,94 < 1,2$
- suivant la direction du vent V_2 on a: $C_{d2}=0,96 < 1,2$

Donc la structure est peu sensible aux excitations dynamiques

2- détermination de la pression dynamique de vent q_{dyn} :

Pour la vérification à la stabilité d'ensemble, et pour le dimensionnement des éléments de structure, la pression dynamique doit être calculée en subdivisant le maître couple en éléments de surface j horizontaux selon la procédure donnée à l'article 3.1.1 des RNV99.

La procédure qui convient pour notre cas est :

- les constructions avec planchers intermédiaires dont la hauteur est supérieure à 10 m doivent être considérées comme étant constituées de n éléments de surface, de hauteur égale à la hauteur d'étage; Avec « n » étant le nombre de niveaux de la

Construction.

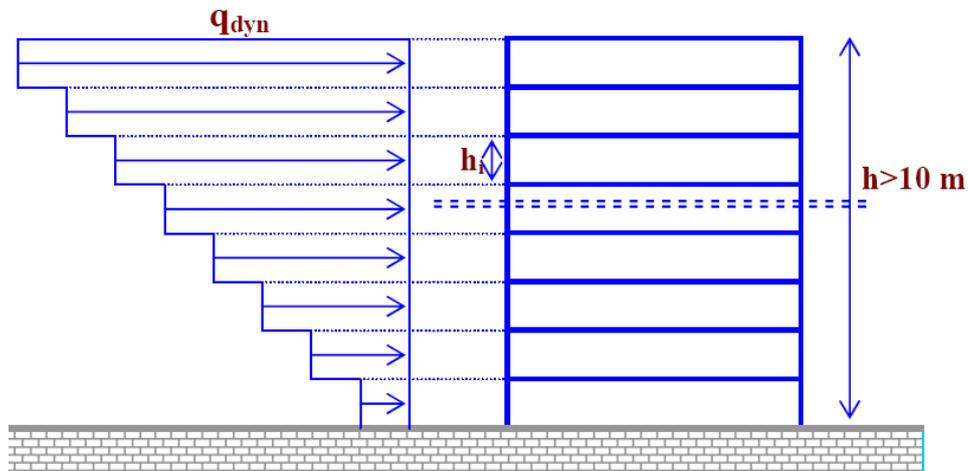


Figure IV.1 Répartition de la pression dynamique.

La pression dynamique $q_{dyn}(Z_j)$ qui s'exerce sur un élément de surface j est donnée par La formule (2.12 des RNV99)

$$q_{dyn} = q_{réf} \cdot C_e \quad (\text{N/m}^2) \quad \text{avec: } q_{réf} = 375 \text{ N/m}^2$$

C_e : coefficient d'exposition au vent, il tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol.

$$C_{e(z)} = C_{t(z)}^2 \times C_{r(z)}^2 \times \left[1 + \frac{7 \times K_T}{C_{r(z)} \times C_{t(z)}} \right]$$

C_t : coeff. de rugosité $C_t=1$

C_r : coeff. de topographie

K_T : facteur de terrain $K_T=0,24$

(z) : (en m) hauteur considérée

On détermine le coefficient d'exposition C_e à chaque hauteur considérée

D'abord on calcule le coeff. de topographie $C_{r(z)}$:

$$C_{r(z)} = K_T \cdot \ln(Z/Z_0) \dots \dots \dots \text{pour } Z_{min} \leq Z \leq 200 \text{ m}$$

$$C_{r(z)} = K_T \cdot \ln(Z_{min}/Z_0) \dots \dots \dots \text{pour } Z < Z_{min}$$

($Z_{min}=16 \text{ m}$, $Z_0=1 \text{ m}$)

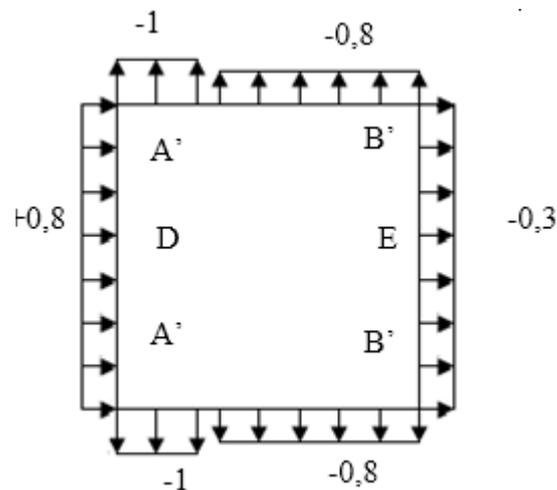
Tableau IV.2 : valeurs de la pression dynamique:

Niveau	Z(m)	Z _{min} (m)	Z ₀ (m)	C _r	C _t	C _e	q _{réf}	Q _{DYN} (N/M ²)
RDC	4.08	16	1,00	0.665	1,00	1,56	375	585
1	7.14	16	1,00	0,665	1,00	1,56	375	585
2	10.20	16	1,00	0,665	1,00	1,56	375	585
3	13.26	16	1,00	0,665	1,00	1,56	375	585
4	16.32	16	1,00	0.670	1,00	1,57	375	588,75
5	19.38	16	1,00	0.711	1,00	1,70	375	637.5
6	22.44	16	1,00	0.746	1,00	1,80	375	675
7	25.50	16	1,00	0,777	1,00	1,90	375	712,5

3-coefficient de pression extérieur C_p et intérieur C_p :

Pour la pression intérieure C_p dans le cas des bâtiments pour les quels μ_p ne peut être déterminée (dossier technique incomplet par exemple), les valeurs extrême peuvent être utilisées : C_p=0,8 et C_p=-0,5

-Détermination de C_p :



IV.3) Calcul de la pression du au vent:(q_j)

Les pressions q_j sont calculées à l'aide de la formule suivante

$$q_j = C_d \cdot q_{\text{dyn}(z_j)} \cdot (C_{pe} - C_{pi}) \quad [N/m^2]$$

1-Direction V₁ du vent :

On détermine la pression q_j dans chaque face de la tour (A, B, D, E) : [Cd=0,94, Cpi=-0,5]

q _j (N/m ²)	C _{pe}	C _{pi}	q _{dyn}	face
-274,95	-1	-0,5	585	A
-164,97	-0,8	-0,5	585	B
714,87	+0,8	-0,5	585	D
109,98	-0,3	-0,5	585	E
-276,71	-1	-0,5	588,75	A
-166,03	-0,8	-0,5	588,75	B
719,45	+0,8	-0,5	588,75	D
110,68	-0,3	-0,5	588,75	E
-299,62	-1	-0,5	637,5	A
-179,77	-0,8	-0,5	637,5	B
779,02	+0,8	-0,5	637,5	D
119,85	-0,3	-0,5	637,5	E
-317,25	-1	-0,5	675	A
-190,35	-0,8	-0,5	675	B
824,85	+0,8	-0,5	675	D
126,90	-0,3	-0,5	675	E
-334,87	-1	-0,5	712,5	A
-200,92	-0,8	-0,5	712,5	B
870,67	+0,8	-0,5	712,5	D
133,95	-0,3	-0,5	712,5	E

2-Direction V₂ du vent: [Cd=0,96, Cpi=-0,5]

q _j (N/m ²)	C _{pe}	C _{pi}	q _{dyn}	face
-280,80	-1	-0,5	585	A
-168,48	-0,8	-0,5	585	B
730,08	+0,8	-0,5	585	D
112,32	-0,3	-0,5	585	E
-282,60	-1	-0,5	588,75	A
-169,56	-0,8	-0,5	588,75	B
734,76	+0,8	-0,5	588,75	D
113,04	-0,3	-0,5	588,75	E
-306	-1	-0,5	637,5	A
-183,6	-0,8	-0,5	637,5	B
795,6	+0,8	-0,5	637,5	D
122,40	-0,3	-0,5	637,5	E
-324	-1	-0,5	675	A
-194,40	-0,8	-0,5	675	B
842,40	+0,8	-0,5	675	D
129,60	-0,3	-0,5	675	E
-342	-1	-0,5	712,5	A
-205,20	-0,8	-0,5	712,5	B
889,20	+0,8	-0,5	712,5	D
136,80	-0,3	-0,5	712,5	E

3-Calcul de la résultante des pressions agissant à la surface de la construction

En général, la force résultante(**R**) se décompose en deux forces:

- ❖ un force globale horizontale F_w qui correspond à la résultante des forces horizontales agissant sur les parois verticales de la construction
- ❖ une force de soulèvement F_u qui est la composante verticale des forces appliquées à la toiture.

Dans notre construction on n'a pas de toiture, alors $F_u=0$ est sera donc:

$$R=F_w=\Sigma F_{wi}=\Sigma (q_j \cdot S_j) \quad [\text{en N}]$$

Avec: Σ :désigne la somme vectorielle (pour tenir compte du sens des forces)

q_j :en(N/m²) la pression du vent.

S_j : en (m²) air de l'élément de surface.

Donc en détermine la force horizontale (F_w) parallèle à la direction du vent considérée dans les deux faces perpendiculaires à cette force, (face A etD) à chaque niveau :

$$F_w=q_j \cdot S_j$$

1-suivant la direction V_1 :

Face	D			A			$F_{wi}=\Sigma$ $F_{wA}+F_{wD}$ [KN]	
	niveau	$S_j=b \cdot h(\text{m}^2)$	q_j (N/m ²)	F_{wA}	$S_j=b \cdot h(\text{m}^2)$	q_j (N/m ²)		F_{wD}
RDC	26,2x4,08=106 ,9	714,87	76,42	26,2x4,08=106,9	-29,44	-31,47	44,95	
1^{er} au 4^{em}	26,2x12,24=320,68	719,45	230,71	26,2x12,24=320,68	-276,71	-88,74	141,97	
5	26,2x3,06=80,17	779,02	62,45	26,2x 3,06=80,17	-299,62	-24,02	38,43	
6	80,17	824,85	66,13	80,17	-317,25	-25,43	40,70	
7	80,17	870,67	69,80	80,17	-334,85	-26,84	42,96	
							$F_{w\text{total}}=309,01\text{KN}$	

La force horizontale globale suivant la direction V_1 du vent est: $F_w=309,01$ KN

2-suivant la direction V_2 :

Face	B			E			$F_{w_i} = \Sigma$ $F_{w_A} + F_{w_D}$ [KN]
	niveau	$S_j = b.h(m^2)$	q_i (N/m ²)	F_{w_A}	$S_j = b.h(m^2)$	q_i (N/m ²)	
RDC au 3 ^{eme}	26,2x4,08=106,9	-168,48	-18,01	26,2x4,08=106,9	112,32	12,00	-6,01
1 ^{er} au 4 ^{em}	26,2x12,24=320,68	-169,56	-54,37	26,2x12,24=320,68	113,04	26,25	-28,12
5	26,2x3,06=80,17	-183,60	-14,71	26,2x3,06=80,17	122,40	9,81	-4,9
6	80,17	-194,40	-15,59	80,17	129,60	10,39	-5,2
7	80,17	-205,20	-16,45	80,17	136,80	10,97	-5,48
							$F_{w_{total}} = -49,71$ KN

La force horizontale globale suivant la direction V_2 du vent est: $F_w = -49,71$ KN



Chapitre V

Etude sismique

Chapitre V
Etude sismique

Chapitre V **Etude sismique :**

V.1) Généralités sur les séismes :

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

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

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

V.2) Introduction :

Il est nécessaire d'étudier le comportement ou bien la réponse de la structure sous l'action sismique pour garantir un degré de protection acceptable à la construction en cas de séisme ou tremblement de terre, et éviter au maximum les dégâts qui pourraient être provoqués par ce phénomène.

V.3) Calcul sismique :

C'est le calcul de la réponse sismique et la répartition des efforts dans les différents éléments de la structure. On distingue essentiellement deux méthodes d'analyse :

Analyse statique équivalente : Pour les bâtiments réguliers et moyennement réguliers, on peut simplifier les calculs en ne considérant que le premier mode de la structure (mode fondamental). Le calcul statique a pour but de se substituer au calcul dynamique plus compliqué en ne s'intéressant qu'à produire des effets identiques.

1-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. On utilise directement les spectres de dimensionnement puisque ce sont surtout les maxima des réponses qui intéressent le concepteur et non la variation temporelle. Elle permet de simplifier les calculs. On procède alors à une analyse modale en étudiant un certain nombre de modes propres de la structure.

2-Méthode du calcul

Pour l'évaluation des forces sismiques, on utilise le logiciel « ETABS » qui contient différentes méthodes de calcul sismique (Response Spectrum Function; Time History Fonction...) Pour notre cas, on a choisie « Response Spectrum Fonction » qui est basée sur la méthode dynamique modale spectrale, la méthode prend en compte la réponse de la structure suivant les modes déterminés en se basant sur les hypothèses suivantes:

- Masse supposée concentrée au niveau des nœuds principaux (nœud maître).
- Seul les déplacements horizontaux sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations sont considérés rigides dans leur plan.
- Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation massique soit au moins égale à 90%.

3-Conditions à vérifier :

Dans cette étude dynamique on doit s'assurer que :

- 1) la période dynamique T_{dyn} ne doit pas être supérieure à la majoration de 30% de la période statique fondamentale T_{sta} :

$$T_{dyn} < 1,3 T_{sta}$$

- 2) la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante de la force sismique déterminée par la méthode statique équivalente :

$$V_{dx} > 80\% V_{st}$$

$$V_{dy} > 80\% V_{st}$$

- 3) les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \overline{\delta_k} \text{ avec : } \delta_k = R\delta_{ek}$$

- **R** : Coefficient de comportement
- δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de torsion)
- $\overline{\delta_k}$: Déplacement admissible (égale à 1% h_e)

4) Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « K » :

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « K »

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « K » par rapport à « K-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « K » :

- 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 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 partiellement instable et doit être redimensionnée.

5) le facteur de participation massique dépasse 90 % : $\sum \overline{\alpha_i} \geq 90 \% :$

$$\overline{\alpha_i} = \frac{\left(\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki} \right)^2}{\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki}^2} \times \frac{1}{\sum_{K=1}^n W_K}$$

Le logiciel Etabs peut déterminer directement les valeurs des coefficients de participation massiques.

6) la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité ; cette distance doit être très petite afin d'éviter des efforts de torsion élevés.

V.4) Méthode d'analyse modale spectrale :

a-Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode est de rechercher, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets qu'engendrent les forces sismiques dans la structure, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets seront combinés pour avoir la réponse de la structure.

La méthode la plus couramment employée pour le calcul dynamique des structures sont basées sur l'utilisation de spectre de réponse.

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.

Pour la détermination de la fonction du spectre de réponse, on utilise le programme « spectre RPA » qui permet de donner les valeurs du spectre de réponse en fonction des périodes.

b-Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représenté par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1}\right) \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

c-Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée Successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule 4.1 des RPA99/Version 2003 :

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

Avec :

- **A** : Le coefficient d'accélération de zone A est donné par le tableau (4.1) du RPA en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. Dans notre cas nous avons une structure située en Zone (IIa) avec un groupe d'usage 2

Donc **A = 0,15**

- **D** : Le Facteur d'amplification dynamique moyenne D est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T) selon formule :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \leq 3 \text{ s} \end{cases}$$

η : Le facteur de correction d'amortissement « η » est donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau (4.2) du RPA 2003.

$$\xi = 10 \%$$

Donc

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = 0.76$$

T : 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.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_t h_N^{3/4}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base la structure jusqu'au dernier niveau

$$h_N = 25.50 \text{ m}$$

C_t : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, il est donné par le tableau (4.6) du RPA 2003.

$$C_t = 0.05$$

$$\rightarrow T = C_t h_N^{3/4} = 0.050 \times 25.50^{3/4} = 0.567 \text{ sec}$$

(T_1, T_2) : Période caractéristique associé la catégorie du sol : (Tableau 4.7)

On a un sol meuble \Rightarrow site 3 donc : $T_1 = 0,15 \text{ sec}$ et $T_2 = 0,5 \text{ sec}$

On a : $T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \rightarrow 0.5 \leq 0.567 \leq 3$

$$\rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0.76 \times \left(\frac{0.5}{0.567}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.748$$

Q : Facteur de qualité : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

Tableau V. 1 : Facteur de qualité

Critère q	Observé	Non observé
1. Condition minimales sur les filles de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

$$Q = 1 + (0,05 + 0,00 + 0,05 + 0,05 + 0,00 + 0,10) = 1,25$$

R : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par le (tableau 4.3) des RPA99/Version 2003 en fonction du système de contreventement.

$$R = 5$$

d-Le poids total de la structure :**Tableau V. 2 : Poids de la structure**

Niveau	W(t)
Terrasse	572,5
6	604,5
5	599,6
4	599,6
3	606,3
2	613,9
1	613,9
RDC	663,9
TOTAL	4874,2

V.5) Vérification des forces sismiques : ($V_{dy} > 80\% V_{st}$) :**a.1-Le calcul de la force sismique totale :**

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} = \frac{0.15 \times 1,748 \times 1.25 \times 4874,2}{5} = 319,5 \text{ t}$$

Les valeurs de la force sismique obtenue après l'analyse dynamique de l'ETABS :

Tableau V.3 : Valeurs de la force sismique totale

	V_{dx} (t)	V_{dy} (t)
Forces sismiques	398,45	381,81

$$V_{dx} = 398,45 \text{ t} > 80\% V_{st} = 255,6 \text{ t} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$V_{dy} = 381,81 \text{ t} > 80\% V_{st} = 255,6 \text{ t} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

b.2-Vérification de la période fondamentale :

La valeur de la période du premier mode obtenu après l'analyse dynamique : $T_{dyn} = 0,854 \text{ s}$

$$T_{dyn} = 0,854 < 1,3 T_{sta} = 1,3 \times 0,567 = 0,737 \text{ sec} \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée}$$

NB : D'après la vérification de la période fondamentale, nous trouvons que cette Condition non vérifiée pas. à cet effet, nous nous ajoutons des voiles dans notre projet Pour augmenter leur rigidité et stabilité.

		Facteur de participation massique (%)					
Mode	Période	U_x	U_y	U_z	ΣU_x	ΣU_y	ΣU_z
1	0,853873	13,5435	49,5443	0	13,5435	49,5433	0
2	0,772434	53,3866	17,0161	0	66,9300	66,5604	0
3	0,576789	4,3200	4,1258	0	71,2501	70,6861	0
4	0,199635	6,3670	10,5850	0	77,6170	81,2711	0
5	0,181953	11,6004	7,8052	0	89,2174	89,0764	0
6	0,125003	1,3191	1,3220	0	90,5365	90,3983	0
7	0,088747	2,3807	3,0735	0	92,9171	93,4718	0
8	0,081856	3,3883	2,7723	0	96,3054	96,2441	0
9	0,054873	1,2235	1,4132	0	97,5289	97,6573	0
10	0,054185	0,0253	0,0366	0	97,5542	97,6939	0
11	0,050916	1,1787	1,0111	0	98,7330	98,7050	0
12	0,039502	0,3492	0,4094	0	99,0822	99,1144	0

Tableau V.4 : facteur de participation massique**c.3-Vérification des facteurs de participation massique :****Sens transversal :**

$\Sigma\alpha_y = 99.11 \% > 90\%$ condition vérifiée.

Sens longitudinal :

$\Sigma\alpha_x = 99.08 \% > 90\%$ condition vérifiée.

d.4-Les déplacements latéraux inter- étage :**Tableau V.5 : les déplacements latéraux inter-étage**

Niveau	Déplacement maximum (m)	
	Sens x	Sens y
7	0,0219	0,0336
6	0,0188	0,0288
5	0,0156	0,0238
4	0,0123	0,0188
3	0,0091	0,0139

2	0,0061	0,0093
1	0,0035	0,0052
RDC	0,0014	0,0021

Selon le Rpa99/2003 (l'article 5.10), concernant les déplacements latéraux inter étages. La formule ci-dessous doit être vérifiée :

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta}$$

$$\Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec :

$\bar{\Delta} = 0.01 h_e$, et h_e : la hauteur de l'étage.

$$\rightarrow \Delta_x^k = R \Delta_{ex}^k \quad \text{et} \quad \Delta_y^k = R \Delta_{ey}^k$$

$$\Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1} \quad \text{et} \quad \Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$$

Δ_{ex}^k : correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x

δ_{ex}^k : le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x (idem dans le sens y, δ_{ey}^k).

R : coefficient de comportement global de la structure, R = 5

Tableau V.6 : vérifications des déplacements latéraux inter-étage

NIVEAU	Δ_{ex} (m)	Δ_{ey} (m)	Δ_x (m)	Δ_y (m)	$\bar{\Delta}$ (m)	
7	0,0031	0,0048	0.0155	0.0240	0.0306	Vérifiée
6	0,0032	0,0050	0.0160	0.0250	0.0306	Vérifiée
5	0,0033	0,0050	0.0165	0.0250	0.0306	Vérifiée
4	0,0032	0,0049	0.0160	0.0245	0.0306	Vérifiée
3	0,0030	0.0046	0.0150	0.0230	0.0306	Vérifiée
2	0,0026	0.0041	0.0130	0.0205	0.0306	Vérifiée
1	0,0021	0.0031	0.0105	0.0155	0.0306	Vérifiée
RDC	0.0014	0.0021	0.0070	0.0105	0.0408	Vérifiée

e.5-Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ :

Selon le Rpa99/2003 (l'article 5.9), Les effet de deuxième ordre (ou l'effet de P-Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10$$

Sens x :

Tableau V.7 : Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ(sens x)

NIVEAU	$W_I(t)$	P_K	Δ_k	V_K	$h_i (m)$	Θ
7	572,5	57,25	0.0155	103,59	3,06	0.02621
6	604,5	117,70	0.0160	180,63	3,06	0.03190
5	599,6	177,66	0.0165	238,24	3,06	0.03765
4	599,6	237,62	0.0160	284,91	3,06	0.04083
3	606,3	298,25	0.0150	323,74	3,06	0.04228
2	613,9	359,64	0.0130	355,53	3,06	0.04023
1	613,9	421,03	0.0105	379,96	3,06	0.03560
RDC	663,9	487,42	0.0070	398,45	4,08	0.03493

Sens y :

Tableau V.8 : Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ(sens y)

NIVEAU	$W_I(t)$	P_K	Δ_k	V_K	$h_i (m)$	Θ
7	572,5	57,25	0.0240	100,77	3.06	0.04172
6	604,5	117,70	0.0250	174,04	3.06	0.05173
5	599,6	177,66	0.0250	228,00	3.06	0.05960
4	599,6	237,62	0.0245	271,70	3.06	0.06556
3	606,3	298,25	0.0230	308,48	3.06	0.06804
2	613,9	359,64	0.0205	339,14	3.06	0.06652
1	613,9	421,03	0.0155	363,22	3.06	0.05497
RDC	663,9	487,42	0.0105	381,81	4.08	0.05468

$\Theta \leq 0,10 \Rightarrow$ Donc l'effet P-Δ est négligeable pour les deux directions transversale et longitudinale.

f.6-Vérification de la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité :

L'excentricité accidentelle :

Dans l'analyse tridimensionnelle, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action

sismique) doit être Appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction.

$$\begin{cases} X_G = x_g + 0,05L_{max} \\ Y_G = y_g + 0,05L_{max} \end{cases}$$

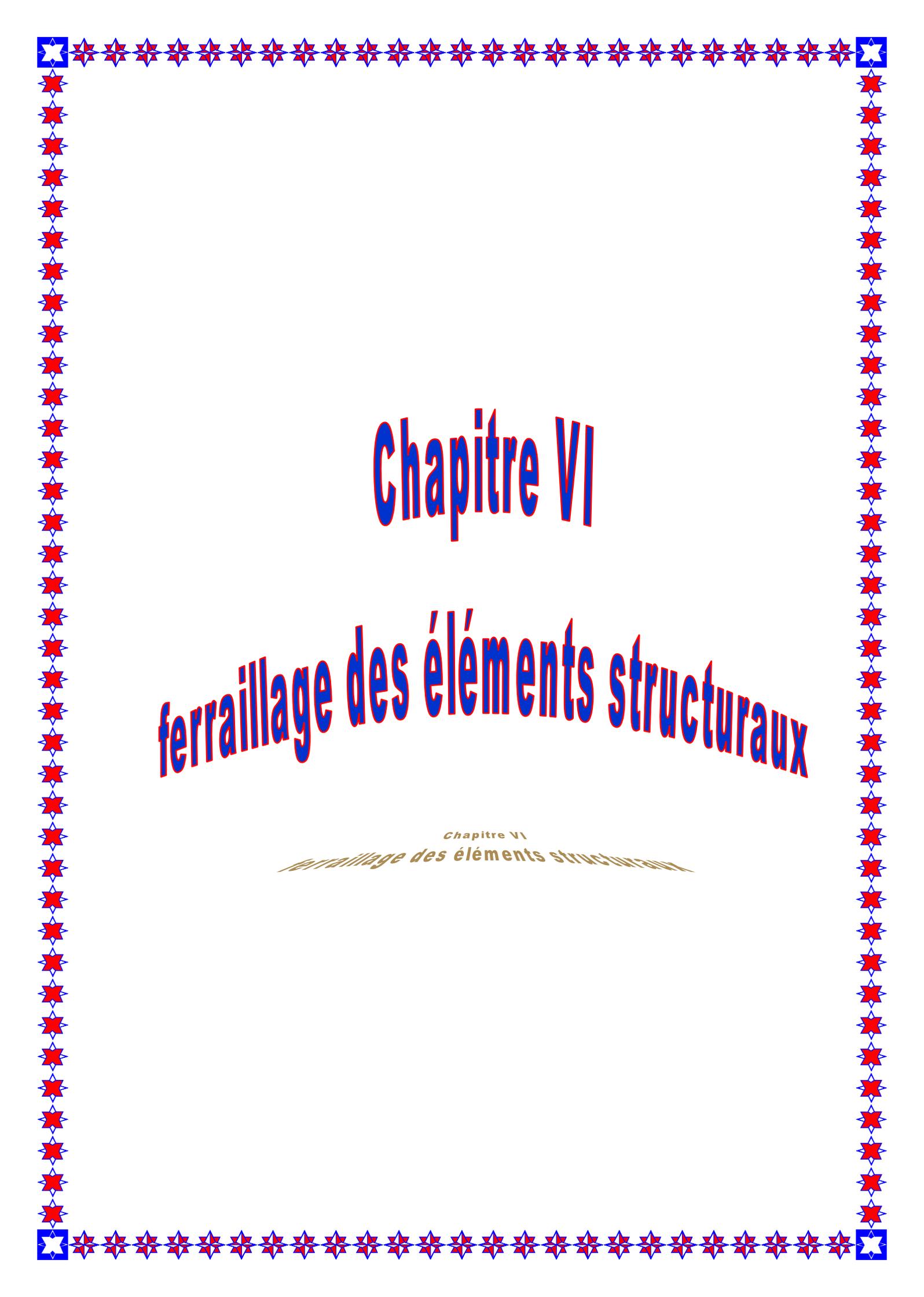
On peut directement introduire cette excentricité dans le logiciel Etabs

[Define → Define response spectra → Add new spectra →
Ecc. Ratio (All Diaph)]

Tableau V.9 : l'excentricité accidentelle

plancher	W étage (t)	Centre de masse		Centre de torsion		Excentricité	
		x _G	y _G	c _R	Y _{CR}	e _x	e _y
terrasse	572,5	13,056	13,059	10,852	11,207	2,204	1,852
6	604,5	13,131	13,134	10,788	11,196	2,343	1,938
5	599,6	13,126	13,129	10,701	11,081	2,425	2,048
4	599,6	13,126	13,129	10,597	10,939	2,529	2,190
3	606,3	13,126	13,129	10,493	10,787	2,636	2,342
2	613,9	13,126	13,129	10,395	10,628	2,731	2,501
1	613,9	13,126	13,129	10,352	10,509	2,774	2,620
RDC	663,9	13,107	13,250	10,491	10,553	2,616	2,697
Total	4874,2						

- ❖ Les effets engendrés par l'action de vent sur le bâtiment sont faibles par rapport à ceux engendrés par le séisme. Pour la suite des calculs, on prendra en compte les efforts engendrés par l'effet du séisme, car la probabilité d'avoir les deux phénomènes en même temps est faible.



Chapitre VI

ferraillage des éléments structuraux

Chapitre VI

ferraillage des éléments structuraux

Chapitre VI

Ferraillage des éléments structuraux :

VI.1) Introduction :

L'étude sous charge verticales et horizontales, nous permet de déterminer tous les efforts qui sollicitent les éléments (poteaux et poutres) dans les différents nœuds et travées. Le logiciel ETABS a été utilisé pour déterminer les sollicitations, ce qui permettra le calcul des portiques.

1. Les combinaisons de calcul :

Les combinaisons des actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont donnée ci-dessous, les éléments de la structure doivent être ferraillés par les combinaisons des charges sur la base des règlements BAEL 91 et RPA 99/2003.

- Poutres : $\left\{ \begin{array}{l} \text{Sollicitations du 1er genre (BAEL 91) : } 1,35G + 1,5Q \\ \text{Sollicitations du 2ème genre (RPA 99/2003) : } \begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases} \end{array} \right.$
- Poteaux : $\left\{ \begin{array}{l} \text{Sollicitations du 1er genre (BAEL 91) : } 1,35G + 1,5Q \\ \text{Sollicitations du 2ème genre (RPA 99/2003) : } \begin{cases} G + Q \pm 1,2E \\ G + Q \pm E \end{cases} \end{array} \right.$

Avec :

G : Charges permanentes ;

Q : Charges d'exploitation ;

E : Effort sismique.

VI.2) Ferraillage des poutres :

1.1 Méthode de calcul :

En cas générale, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent, le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort normal dans les poutres est très faible, donc on fait le calcul en flexion simple.

Le ferraillage se fera à l'ELU, car la fissuration est jugée peu préjudiciable.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1^{ier} et du 2^{ème} genre :

Sollicitations du 1^{er} genre (BAEL 91) :

$$S_{p1} = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp1}$$

Sollicitations du 2^{ème} genre (RPA 99/2003) :

$$\begin{cases} S_{p2} = 0,8G \pm E \\ S_{p2} = G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp2}$$

$$\text{Si : } \begin{cases} \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} < 1,15 ; \text{ On détermine les armatures sous } S_{p2} \\ \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} > 1,15 ; \text{ On détermine les armatures sous } S_{p1} \end{cases}$$

Dans le calcul relatif à l'ELU, on induit des coefficients de sécurités (γ_s ; γ_b).

$$\text{Pour la situation accidentelle : } \begin{cases} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\text{Pour la situation normale ou durable : } \begin{cases} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 384 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa} \end{cases}$$

1. 2Recommandations du DTR pour les armatures longitudinales :

D'après le RPA 99/2003 (article 7.4.2) on a :

- Section d'armature minimale : $A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t$;
- Section d'armature maximale :

$$\begin{cases} A_{max1} = 4\% \times b \times h_t ; \text{ Zone courante} \\ A_{max2} = 6\% \times b \times h_t ; \text{ Zone de recouvrement} \end{cases} ;$$
- Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- La longueur minimale des recouvrements est de : $\begin{cases} 40\Phi \text{ en zone I et II} \\ 50\Phi \text{ en zone III} \end{cases}$
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90°.

Dans ce cas, le ferraillage se fera sur les poutres les plus sollicitées, et il se fera pour une situation accidentelle (le cas le plus défavorable).

Les poutres en travées seront ferraillées pour une situation durable et sur appuis pour une situation accidentelle.

1.3 Exemple de calcul :

Une seule poutre sera calculée en détail, les résultats des autres poutres seront résumés dans un tableau.

A.1-Ferraillage d'une poutre :

L'exemple ci-dessous sera fait sur une poutre principale de rive, les moments M_{sp1} et M_{sp2} sont tirés à partir du logiciel ETABS.

a) Ferraillage sur appuis :

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = 11,46 \text{ t.m} \\ M_{sp2} = 11,96 \text{ t.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 0,96 < 1,15$$

\Rightarrow Donc le calcul se fait sous S_{p2}

Données :

- Largeur de la poutre : $b = 30 \text{ cm}$;
- Hauteur de la section : $h = 35 \text{ cm}$;
- Hauteur utile des aciers tendus : $d = 0,9h = 31,5 \text{ cm}$;
- Contrainte des aciers utilisés : $f_e = 400 \text{ MPa}$;
- Contrainte du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;
- Contrainte limite du béton : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$;
- Fissuration peu préjudiciable.

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{sp2}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{119,6 \times 10^3}{30 \times 31,5^2 \times 14,17} = 0,284 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,829$$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{sp2}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{119,6 \times 10^3}{0,829 \times 31,5 \times 348} = 13,16 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc on prend : 3T20+ 3T16 ce qui nous donne $A = 15,45 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

b) Ferraillage en travée :

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = 8,58 \text{ t.m} \\ M_{sp2} = 10,89 \text{ t.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 0,79 < 1,15$$

\Rightarrow Donc le calcul se fait sous S_{p2}

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{sp2}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{108,9 \times 10^3}{30 \times 31,5^2 \times 14,17} = 0,258 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,848$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{sp2}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{108,9 \times 10^3}{0,848 \times 31,5 \times 348} = 11,71 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc on prend : 3T16 + 2T16 ce qui nous donne $A = 12,06 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

b.2-Vérification du ferraillage de la poutre :

a) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 31,5 \times 2,10}{400} = 1,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$A_{adpt} > A_{min}$; Condition vérifiée

$A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t = 5,25 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow$ Condition vérifiée sur toute la section.

b) Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{157,30 \times 10}{30 \times 31,5} = 1,66 \text{ MPa}$$

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

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

$\tau_u = 1,66 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$; Condition vérifiée

Il n'y a pas de risque de cisaillement, les cadres seront perpendiculaire à la ligne moyenne de la poutre.

c) Détermination du diamètre des armatures transversal :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_l \right\} = \min \{ 10 \text{ mm} ; 30 \text{ mm} ; 14 \text{ mm} \} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

d) L'espacement :

$$S_t \leq \min \{ 0,9d ; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 28,35 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \}$$

D'après le R.P.A 99/2003 :

Zone nodale : $S_t \leq \min \left\{ h/4 ; 30 \text{ cm} ; 12\Phi_l \right\} = \min \{ 8,75 ; 30 \text{ cm} ; 16,8 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$

Zone courante : $S_t \leq h/4 = 17,5 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

e) Vérification de la section d'armatures minimale :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right\} = \max \{ 0,83 ; 0,4 \} = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,4 \times 30}{235} = 0,05 \text{ cm} \quad (1)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t \times \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3Kf_{tj}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(1,66 - (0,3 \times 1 \times 2,1)) \times 30 \times 1,15}{0,9 \times 1 \times 235} = 0,011 \text{ cm} \quad (2)$$

On prend le max (1) et (2) $\left\{ \begin{array}{l} A_t \geq 0,011S_t \\ \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm} \\ A_t \geq 1,31 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$

f) Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T = 15,73 \text{ t} ; M_{ap} = 11,46 \text{ t.m}$$

$$\delta_u = \frac{M_{ap}}{Z} = \frac{11,46}{0,9 \times 31,5 \times 10^{-2}} = 40,42 \text{ t} > 11,74 \text{ t}$$

Les armatures longitudinales ne sont pas soumises à un effort de traction.

g) Compression de la bielle d'about :

La contrainte de compression dans la bielle est de :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} ; \text{ Avec : } \left\{ \begin{array}{l} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab}{\sqrt{2}} \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\sigma}_b$$

$$= \frac{2T}{ab} ; \text{ Où } a \text{ est la longueur d'appui de la bielle.}$$

$$\text{On doit avoir : } \bar{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45° , donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Leftrightarrow \frac{2T}{ab} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Leftrightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b \times f_{c28}} \Leftrightarrow a \geq \frac{2 \times 157,30 \times 1,5}{0,8 \times 30 \times 25 \times 10} = 0,078 \text{ m} = 7,80 \text{ cm}$$

$$a' = b - 4 = 26 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) = \min(26 \text{ cm}; 28,35 \text{ cm}) = 26 \text{ cm}; a > 7,80 \text{ cm}; \text{Condition vérifiée.}$$

h) Entraînement des armatures :

h.1) Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \bar{\tau}_{ser} = \psi_s \times f_{t28}$$

ψ_s : Coefficient de cisaillement ; $\psi_s = 1,5$ pour H.A ;

T : L'effort tranchant maximum ; T = 15,7 kN ;

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ; n = 7 ;

μ : Périmètre d'armatures tendue ; $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1,4 = 4,40 \text{ cm}$

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{157,30 \times 10^3}{28,35 \times 4,4 \times 7 \times 10^2} = 1,80 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = 1,80 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{ser} = 3,15 \text{ MPa}; \text{Condition vérifiée.}$$

h.2) Ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit « L_s » est la longueur qui ne doit pas avoir une barre droite de diamètre Φ pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_s .

La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\begin{cases} \tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa} \\ L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,83} = 58,82 \text{ cm} \end{cases}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre secondaire ($b = 30 \text{ cm}$), on est obligés de courber les armatures d'une valeur « r » : $r = 5,5\Phi = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm}$

h.3) Calcul des crochets :

Crochets courant d'angle de 90° :

$$L_2 = d - \left(c + \frac{\Phi}{2} + r \right) ; L_1 \geq L_s - 2,19r - L_2/1,87$$

$$\Phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} L_2 = 26,38 \text{ cm} \\ L_1 = 8,33 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} L_2 = 26,35 \text{ cm} \\ L_1 = 8,35 \text{ cm} \end{cases}$$

h.4) La longueur de recouvrement :

D'après le RPA 99/2003, la longueur minimale de recouvrement est de :

$$\begin{cases} 40\Phi \text{ en zone I et II} \\ 50\Phi \text{ en zone III} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \Phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow l = 56 \text{ cm} \\ \Phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow l = 48 \text{ cm} \end{cases}$$

i) Vérification des contraintes à l'ELS :

$$M_{ser} = 8,21 \text{ t.m} ; A = 15,45 \text{ cm}^2$$

i.1) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s(d - y) = 0 \rightarrow 15y^2 + 108,15y - 3406,73 = 0 \rightarrow y = 19,10 \text{ cm}$$

i.2) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30 \times 19,10^3}{3} + (15 \times 15,45 \times (31,5 - 19,10)^2) = 105312,59 \text{ cm}^4$$

i.3) Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{8,21 \times 10^4}{105312,59} \times 15,45 = 12,04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 12,04 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

j) Vérification de la flèche :

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$M_{t,ser} = 6,15 \text{ t.m} ; \text{Tirée à partir du logiciel ETABS}$$

$$M_{0\text{ ser}} = \frac{(G + Q)l^2}{8} = \frac{(2,32 + 1,9) \times 3,8^2}{8} = 7,62 \text{ t.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{380} = 0,092 > 0,092 ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t\text{ ser}}}{10 \times M_{0\text{ ser}}} \Rightarrow \frac{35}{380} = 0,092 > \frac{6,15}{10 \times 7,62} = 0,081 ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{6,09}{30 \times 31,5} = 0,006 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 ; \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Les résultats obtenus sont notés dans le tableau suivant :

Tableau 1 : Armatures adoptées pour les poutres.

	Section	M_{sp1}	M_{sp2}	A_s	Armatures adoptées	A_s adoptées
PP (35 X 30 cm ²)	Appui	11,46t.m	11,96t.m	15,45cm ² /m	3T20+ 3T16	15,45cm ² /m
	Travée	8,58 t.m	10,89t.m	15,45cm ² /m	3T20 + 3T16	12,06cm ² /m
PS (30 X 30 cm ²)	Appui	9,803t.m	9,67t.m	10,65cm ² /m	3T16 + 3T14	10,65cm ² /m
	Travée	7,20t.m	8,07t.m	9,42cm ² /m	3T16+3T12	9,24cm ² /m

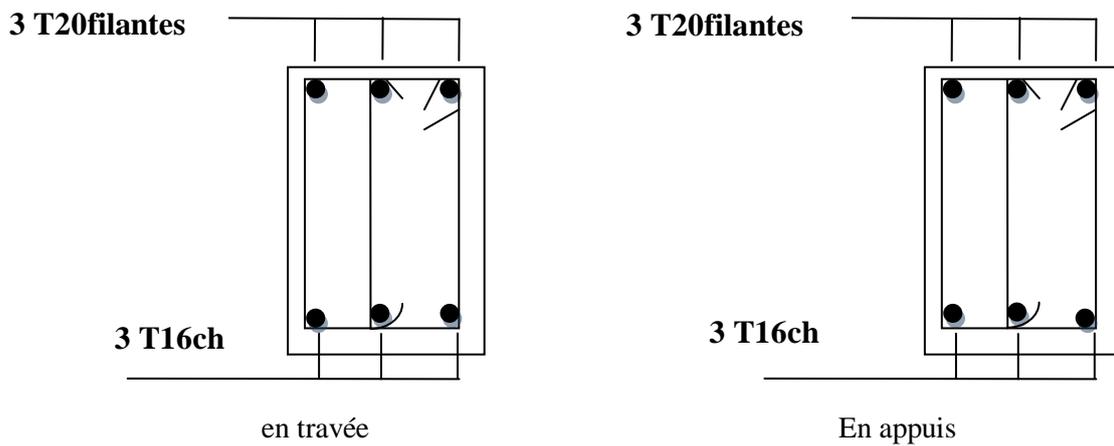


Figure VI.1 : Ferraillage des poutres principales

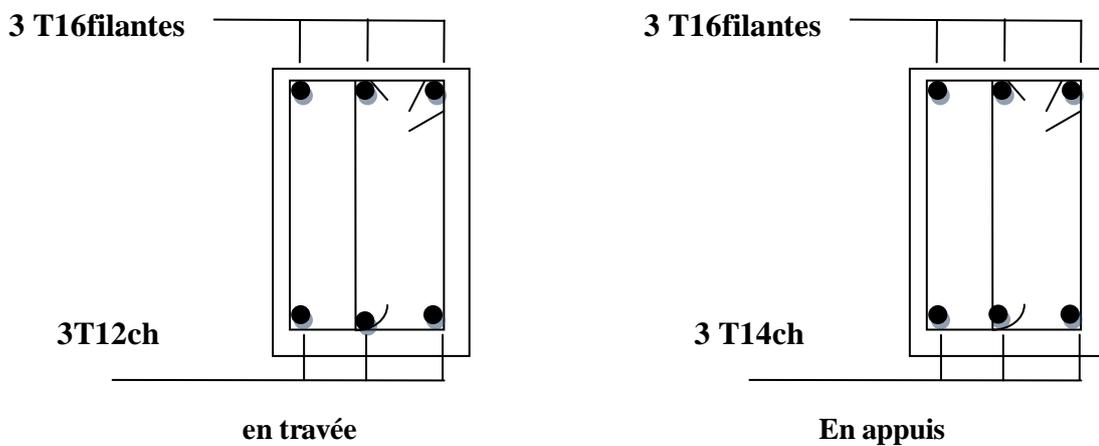


Figure VI.2 : Ferraillage des poutres secondaires

VI.3) Ferraillage des poteaux :

1) Méthode de calcul :

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion, un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée. La section

des armatures doit être égale au maximum des sections données par les 6 combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Premier genre : } 1,35G + 1,5Q \Rightarrow \begin{cases} N_{max} ; M_{correspondant} \rightarrow A_1 \\ N_{min} ; M_{correspondant} \rightarrow A_2 \\ M_{max} ; N_{correspondant} \rightarrow A_3 \end{cases} \\ \text{Deuxième genre : } \begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm 1,2E \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{max} ; M_{correspondant} \rightarrow A_4 \\ N_{min} ; M_{correspondant} \rightarrow A_5 \\ M_{max} ; N_{correspondant} \rightarrow A_6 \end{cases} \end{array} \right.$$

Dans le calcul relatif aux ELU, on introduit des coefficients de sécurité γ_s ; γ_b :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Situation accidentelle : } \begin{cases} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa} \end{cases} \\ \text{Situation normale : } \begin{cases} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa} \end{cases} \end{array} \right.$$

2) Ferrailage exigé par le RPA 99/2003 :

- Les armatures longitudinales doivent être haute adhérences droites et sans crochet ;
- Le pourcentage minimale des aciers sur toute la longueur sera de 0,7% (zone I) ;
- Le pourcentage minimale des aciers sur toute la longueur sera de 0,4% en zone courante, 0,6% en zone de recouvrement ;
- Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- La longueur minimale des recouvrements est de : $\begin{cases} 40\Phi \text{ en zone I et II} \\ 50\Phi \text{ en zone III} \end{cases}$
- Le distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone I ;
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales.

On fait un seul exemple de calcul, pour un seul niveau et les résultats des calculs des autres niveaux donnés dans des tableaux.

Le tableau suivant donne les sections minimale et maximale imposée par le RPA 99/2003 :

Tableau VI.2 : Armatures minimales pour les poteaux.

Type de poteaux	$A_{min} = 0,7\% \times S$	$A_{max1} = 4\% \times S$	$A_{max2} = 6\% \times S$
Type 1 (45 x 45 cm ²)	14,18 (cm ²)	81 (cm ²)	121,5 (cm ²)
Type 2 (40 x 40 cm ²)	11,2 (cm ²)	64 (cm ²)	96 (cm ²)
Type 3 (30 x 30 cm ²)	6,3 (cm ²)	36 (cm ²)	54 (cm ²)
Type 4 (40 cm ²)	8,79 (cm ²)	50,24 (cm ²)	75,36(cm ²)
Type 5 (45 cm ²)	11,13 (cm ²)	63,59 (cm ²)	95,37 (cm ²)

3) Exemple de calcul :**3.1 Les sollicitations défavorables :**

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du premier genre, l'unité est de t.m :

Tableau VI. 3 : Sollicitations du premier genre.

Etages		Type 1 (45x45cm ²)	Type 2 (40 x 40cm ²)	Type 3 (30 x 30 cm ²)	Type 4 (40 cm ²)	Type 5 (45cm ²)
Combinaison						
A	N_{max}	229	106,17	37,72	69,53	149,41
	M_{cor}	0,58	1,07	0,01	0,77	0,61
B	N_{min}	33,6	3,40	1,65	10,11	52,92
	M_{cor}	0,16	0,09	0,21	0,68	0,10
C	M_{max}	7,79	7,16	0,61	2,38	2,68
	N_{cor}	118,33	15,57	3,35	13,27	86,67

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du deuxième genre, l'unité est de t.m :

Tableau VI.4 : Sollicitations du deuxième genre.

Etages		Type 1 (45 x 45cm ²)	Type 2 (40 x 40cm ²)	Type 3 (30 x 30 cm ²)	Type 4 (40 cm ²)	Type 5 (45 cm ²)
Combinaison						
A	N_{max}	357,81	95,69	158,27	58,67	128,94
	M_{cor}	2,00	2,25	0,445	3,98	2,35
B	N_{min}	226,07	25,40	125,3	5,17	25,19
	M_{cor}	0,32	2,92	0,24	2,13	0,27
C	M_{max}	13,57	13,30	2,90	6,93	7,94
	N_{cor}	65,85	12,29	3,62	10,02	47,22

3.2 Calcul d'un poteau :

a. Méthode de calcul :

Pour cet exemple le calcul se fera à l'aide des combinaisons de premier genre.

1. On détermine le centre de pression puis le moment :

$$\begin{cases} e = \frac{M}{N} \\ M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) \end{cases}$$

2. On vérifie si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \times \left(\frac{1 - 0,514 N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases}$$

Si les conditions sont vérifiées, alors la section est surabondante et les armatures ne sont pas nécessaires ($A = A' = 0$)

b) Poteau (4, 5, 6, 7^{em} étages)

Section (40x40) cm²

b.1-Sens longitudinale :

Données :

- Largeur du poteau $b = 40$ cm.
- hauteur de la section $h_t = 40$ cm.
- Enrobage $c = 4,5$ cm.
- Hauteur utile des aciers tendus $d = h_t - c = 35,5$ cm
- Contrainte des aciers utilisés $f_e = 400$ Mpa
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25$ Mpa
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1$ Mpa.

3. Sinon, on calcul la section des armatures :

$$\begin{cases} \mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \\ A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} \\ A_{sl} = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} \end{cases}$$

4. On calcul la section des armatures minimale, puis on choisit la plus grande section calculée précédemment :

$$\begin{cases} A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t \\ A_{adoptée} = \max\{A_1; A_2; \dots; A_{min}\} \end{cases}$$

A_{cal} est tirée du logiciel SOCOTEC

- Fissuration peu préjudiciable

b.2-Combinaison du 1^{ère} genre :

$$\longrightarrow N_{max} = 106,17 \text{ t} \quad M_{corresp} = 1,07 \text{ t.m}$$

1. Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 1,07/106,17 = 0,01 \text{ m}$$

$$Mu = Nu \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 106,17 \times (0,355 - 0,4/2 + 0,01) = 17,52 \text{ t.m}$$

2. Vérification si la section est surabondante :

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 \times fbc \times b \cdot h \\ Mu \leq Nu \cdot d \left(1 - 0,514Nu/b \cdot d \cdot fbc \right) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} Nu = 106,17 \text{ t} < 184,03 \text{ t} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ Mu = 17,52 \text{ t.m} < 25,36 \text{ t.m} \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_1 = A'_1 = 0$).

$$\longrightarrow N_{min} = 3,4 \text{ t} \quad M_{corresp} = 0,09 \text{ t.m}$$

3. Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 0,09/3,4 = 0,026 \text{ m}$$

$$Mu = Nu \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 3,4 \left(0,335 - 0,40/2 + 0,026 \right) = 0,55 \text{ t.m}$$

4. Vérification si la section est surabondante :

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 fbc \cdot b \cdot h \\ Mu \leq Nu \cdot d \left(1 - 0,514Nu/b \cdot d \cdot fbc \right) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} Nu = 3,4 \text{ t} < 184,03 \text{ t} \dots \text{Condition vérifiée.} \\ Mu = 0,55 \text{ t.m} < 1,13 \text{ t.m} \dots \text{Condition} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_2 = A'_2 = 0$).

$$\longrightarrow N_{min} = 15,57 \text{ t} \quad M_{corresp} = 7,16 \text{ t.m}$$

5. Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 7,16/15,57 = 0,46 \text{ m}$$

$$Mu = Nu \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 15,57 \left(0,355 - 0,40/2 + 0,46 \right) = 9,58 \text{ t.m}$$

6. Vérification si la section est surabondante :

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ Mu \leq Nu \cdot d \left(1 - 0,514 \frac{Nu}{b \cdot d \cdot f_{bc}} \right) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} Nu = 15,57 \text{ t} < 184,03 \text{ t} \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ Mu = 9,58 \text{ t.m} > 5,31 \text{ t.m} \dots \text{Condition non vérifiée.} \end{array} \right.$$

La 2^{ème} condition n'est pas vérifiée, donc la section n'est pas surabondante, le calcul du ferraillage est obligatoire. On doit d'abord procéder par vérifier si la section est entièrement ou partiellement comprimée :

$$(d - c) \cdot N_u - M_u \leq \left(0,337 - 0,81 \cdot \frac{c}{d} \right) b \cdot d^2 \cdot f_{cb}$$

$$(0,355 - 0,045) \times (15,57 - 9,58) = 1,857$$

$$\left(0,337 - 0,81 \times \frac{0,045}{0,335} \right) \times 0,40 \times 0,335^2 \times 18,48 \times 10^2 = 61,36$$

$$\rightarrow 1,857 \leq 18,93$$

La section est partiellement comprimée.

Ferraillage :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{95,8 \times 10^3}{40 \times 35,5^2 \times 18,48} = 0,102 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\text{On a : } \beta = 0,946$$

$$: \alpha = 0,1389$$

$$A_s = \frac{95,8 \times 10^3}{0,946 \times 35,5 \times 400} = 7,13 \text{ cm}^2$$

$$A_{s5} = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} = 7,13 - \frac{15,57 \times 10^2}{400} = 3,24 \text{ cm}^2$$

b.2-Combinaisons du 2eme genre :

$$\text{---} > N_{min} = 95,69 \text{ t} \quad M_{corresp} = 2,25 \text{ t.m}$$

1. Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 2,25/95,69 = 0,024 \text{ m}$$

$$Mu = Nu \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 95,69 \left(0,355 - 0,40/2 + 0,024 \right) = 17,13 \text{ t.m}$$

2. Vérification si la section est surabondante :

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ Mu \leq Nu \cdot d \left(1 - 0,514 \frac{Nu}{b \cdot d \cdot f_{bc}} \right) \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} Nu = 95,69 \text{ t} < 184,03 \text{ t} \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ Mu = 17,13 \text{ t.m} < 25,68 \text{ t.m} \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_4=A'_4=0$).

$$\rightarrow N_{min} = 25,4t \quad M_{corresp} = 2,92 t.m$$

3. Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 2,92/25,4 = 0,114 m$$

$$Mu = Nu \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 25,4(0,355 - 0,40/2 + 0,114) = 6,83 t.m$$

4. Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} Nu \leq 0,81 f_{bc} . b . h \\ Mu \leq Nu . d \left(1 - 0,514 Nu / b . d . f_{bc} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Nu = 25,4 t < 184,03 t \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ Mu = 6,83 t.m < 8,43 t.m \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas Nécessaires ($A_5=A'_5=0$).

$$\rightarrow N_{min} = 12,29 t \quad M_{corresp} = 13,30 t.m$$

5. Détermination le centre de pression :

$$e = M/N = 13,30/12,29 = 1,08 m$$

$$Mu = Nu \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 12,29 (0,355 - 0,40/2 + 1,08) = 15,18 t.m$$

6. Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} Nu \leq 0,81 f_{bc} . b . h \\ Mu \leq Nu . d \left(1 - 0,514 Nu / b . d . f_{bc} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Nu = 12,29 t < 184,03 t \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ Mu = 15,18 t.m > 4,22 t.m \dots \dots \text{Condition non vérifiée.} \end{cases}$$

La 2^{ème} condition n'est pas vérifiée, donc la section n'est pas surabondante, le calcul du ferrailage est obligatoire. On doit d'abord procéder par vérifier si la section est entièrement ou partiellement comprimée :

$$(d - c) . Nu - Mu \leq \left(0,337 - 0,81 \cdot \frac{c}{d} \right) b . d^2 . f_{cb}$$

$$(0,355 - 0,045) \times (12,29 - 15,18) = -0,896$$

$$\left(0,337 - 0,81 \times \frac{0,045}{0,335} \right) \times 0,40 \times 0,335^2 \times 18,48 \times 10^2 = 61,36$$

$$\rightarrow -0,896 \leq 18,93$$

La section est partiellement comprimée.

Ferrailage :

$$\mu = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{151,8 \times 10^3}{40 \times 35,5^2 \times 18,48} = 0,162 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,911$

: $\alpha = 0,2223$

$$A_s = \frac{151,8 \times 10^3}{0,911 \times 35,5 \times 400} = 11,73 \text{ cm}^2$$

$$A_{s5} = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} = 11,73 - \frac{12,29}{400} = 8,66 \text{ cm}^2$$

Section adoptée :

$$A_{min} = 0,005 \times 40 \times 40 = 8 \text{ cm}$$

$$A_{adopté} = \max(A_1, A_2, A_3, A_4, A_5, A_6, A_{min}) = \max(0, 0, 7,13, 0, 0, 11,73, 8)$$

$$= 11,73 \text{ cm}^2$$

Les résultats obtenus sont notés dans le tableau suivant :

Tableau VI.5 : Ferrailage des poteaux.

Niveaux	Com bis	1 ^{ème} genre			2 ^{ème} genre			A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
		N _u (t)	M _u (t.m)	A _{cal} (cm)	N _{ACC} (t)	M _{ACC} (t.m)	A _{sl} (cm ²)		
Type 1 (45x 45cm ²)	A	229	0,58	0	357,81	2,00	3,31	10	4T14/fac e = 12,31
	B	33,6	0,16	0	226,07	0,32	0		
	C	118,33	7,79	0	65,85	13,57	3,75		
Type 2 (40x40cm ²)	A	106,17	1,07	0	95,69	2,25	0	8	3T14+3T 14/face = 9,24
	B	3,40	0,09	0	25,40	2,92	0		
	C	15,57	7,16	7,13	12,29	13,27	8,66		
Type (30x30cm ²)	A	37,72	0,01	0	158,27	0,45	1,31	4,5	3T16/fac e = 6,03
	B	1,65	0,21	0	125,3	0,24	1,03		
	C	3,35	0,61	0,95	3,62	2,90	2,47		
Type 4 (40cm ²)	A	69,53	0,77	0	58,67	3,98	0	6,28	8T12= 9,05
	B	10,11	0,68	0	5,17	2,13	0,80		
	C	13,27	2,38	0	10,02	6,93	3,76		
Type 5 (45cm ²)	A	149,41	0,64	0	128,94	2,35	0	7,95	8T14= 12,31
	B	52,92	0,10	0	25,19	0,27	0		
	C	86,67	2,68	0	47,22	7,94	0		

A- Vérifications de la contrainte de cisaillement :

Le poteau le plus sollicité est de type 1 (45 x 45 cm²).

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{8,91 \times 10}{45 \times 40,5} = 0,048 \text{ MPa}$$

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

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

$$\tau_u = 0,048 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

B- Calcul des armatures transversales :

Le calcul des armatures transversales se fait suivant les directives données par l'article 7.4.2.2 du RPA 99/2003.

a) Le diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t = \frac{\Phi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4,67 \text{ mm}$$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_l \times f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul ;

h_l : Hauteur totale de la section brute ;

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;

ρ_a : Coefficient correcteur égale à : $\begin{cases} 2,5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 \text{ si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$

S_t : Espacement des armatures transversales.

b) L'espacement :

D'après le RPA 99/2003 on

$$a : \begin{cases} \text{Zone nodale : } S_t \leq \min\{10\Phi_l ; 15 \text{ cm}\} = 14 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{Zone courante : } S_t \leq 15\Phi_l = 21 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

c) Calcul de l'élançement géométrique :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0,7L_0}{b} = \frac{0,7 \times 4,08}{0,45} = 6,34 > 5 \rightarrow \rho_a = 2,5$$

Donc :

$$A_t = \frac{S_t \times \rho_a \times V_u}{h_t \times f_e} = \frac{15 \times 2,5 \times 189}{45 \times 235} = 0,67 \text{ cm}^2$$

d) Quantité d'armatures transversales minimales :

$A_t/T \times b$ en % est donné comme suit : $\lambda_g > 5 \rightarrow 0,3\%$

$$\text{Alors : } \begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0,3\% \times 10 \times 45 = 1,3 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,3\% \times 15 \times 45 = 2,02 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_t = 10\Phi 8 = 5,03 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

e) Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max\{\tau_u; 0,4 \text{ MPa}\} = 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow A_t \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} = 1,14 \text{ cm}^2$$

$< 1,8 \text{ cm}^2$; Condition vérifiée

f) Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit, et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure suivante :

$$\left\{ h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6} ; b ; h ; 60 \text{ cm} \right\} = \max \{ 68 \text{ cm} ; 45 \text{ cm} ; 45 \text{ cm} ; 60 \text{ cm} \} = 68 \text{ cm} \right.$$

$$L' = 2h = 90 \text{ cm}$$

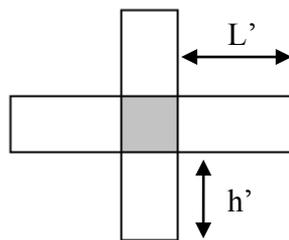


Figure VI.3 : La zone nodale.

VI.4) Ferraillage des voiles:

1. Introduction :

Le voile ou mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction. Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités. Pour cette structure, la hauteur d'étage est de 4,08 m du RDC, puis de 3,06 m pour le reste des étages, à cet effet l'épaisseur du voile sera prise en appliquant la formule suivante : $e = h_e/25 = 306/25 = 12,24 \text{ cm}$, l'épaisseur des voiles a été prise égale à 15 cm.

Les voiles sont des éléments verticaux ayant deux dimensions grandes par rapport à l'épaisseur, ainsi tout poteau «allongé » de longueur supérieure à cinq fois son épaisseur est considéré comme un voile.

2 .Le système de contreventement :

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux actions climatiques et géologiques, dans cette construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique), il est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structure qui obéissent à des lois de comportement différentes de l'interaction portique-voile, naissent des forces qui peuvent changées de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'à ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacement. Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure.

a) Conception :

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (torsion) ;
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher) ;
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

b) Calcul :

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique - voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

3. Le principe de calcul :

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable selon les combinaisons suivantes :

- $G + Q \pm E$; Vérification du béton ;
- $0,8G + E$; Calcul des aciers de flexion.

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode de contraintes et vérifier selon le règlement RPA 99/2003.

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- Armatures verticales ;
- Armatures horizontales (parallèles aux faces des murs) ;
- Armatures transversales.

a) La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la RDM) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \times V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec :

N : effort normal appliqué ;

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée ;

M : moment fléchissant appliqué ;

I : moment d'inertie.

A : section du voile ;

On distingue 3 cas :

- *Premier cas :*

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$; La section du voile est entièrement comprimée « pas de zone tendue ». La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 99/2003 :

$$A_{min} = 0,15aL$$

- *Deuxième cas :*

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$; La section du voile est entièrement tendue « pas de zone comprimée ». On calcul le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$A_v = F_t / f_e$; On compare A_v par la section minimale exigée par le RPA 99/2003 :

- Si : $A_v < A_{min} = 0,15\%aL$, on ferraille avec la section minimale ;
- Si : $A_v > A_{min}$, on ferraille avec A_v .

- *Troisième cas :*

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcul le volume des contraintes pour la zone tendue.

b) Armatures verticale :

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le RPA exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton. Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le $1/10$ de l'épaisseur du voile.

c) Armatures horizontales :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément du mur limité par des ouvertures, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales données comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15% ;
- En zone courante 0,10%.

d) Armatures transversales :

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m^2 au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieure ou égal à 12 mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètres de 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieure ou égal à 20 mm et de 8 mm dans le cas contraire.

e) *Armatures de coutures :*

L'effort tranchant doit être repris par des aciers de coutures tout au long des joints de reprise de coulage, leur section est donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} \\ T = 1,4V_u \end{cases}$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

A .Ferrailage des voiles :

$$A = 0,51 \text{ m}^2$$

$$I = 0,83 \text{ m}^4$$

$$V = 2,03 \text{ m}$$

0,8G + EY :

$$N = 224,86 \text{ t}$$

$$M = 1,15 \text{ t.m}$$

$$V_u = 0,67 \text{ t}$$

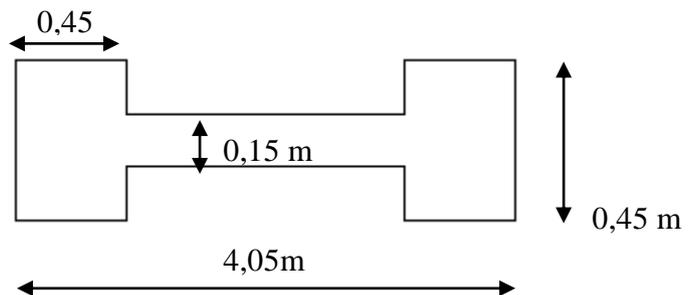


Figure VI .4 : Schéma du voile + poteaux.

a) *Détermination des contraintes :*

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{224,86}{0,51} + \frac{1,15 \times 2,03}{0,83} = 443,71 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} = \frac{224,86}{0,51} - \frac{1,15 \times 2,03}{0,83} = 438,09 \text{ t/m}^2 \end{cases}$$

On à $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue".

Alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003).

B- Calcul des armatures verticales :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on à :

$$A_{\min} = 0,15\% \cdot a \cdot L$$

On calcul le ferraillage pour une bande de 1 mètre ($L = 1 \text{ m}$)

$$A_{\min} = 0,15\% \times a \times 1 \text{ m} = 0,0015 \times 15 \times 100 = 2,25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le diamètre : $D \leq 1/10 \times a$ (mm)

$$D \leq (1/10) \cdot 200$$

$$D \leq 20 \text{ mm}$$

On adopte : $D = 12 \text{ mm}$

L'espacement:

-Selon le BAEL 91, on à :

$$St \leq \min \{ 2 \cdot a, 33 \text{ cm} \}$$

$$St \leq \min \{ 30, 33 \text{ cm} \} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots (1).$$

- Selon le R.P.A 99 (version 2003) on à:

$$St \leq \min \{ 1,5 \times a ; 30 \text{ cm} \}$$

$$St \leq \min \{ 22,5, 30 \text{ cm} \} \Rightarrow St \leq 22,5 \text{ cm} \dots \dots \dots (2).$$

Donc : $St \leq \min \{ St_{\text{BAEL}} ; St_{\text{R.P.A 99}} \}$

$$St \leq 22,5 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 20 cm.

Le choix de la section des armatures verticales est $5T12 = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

C- Calcul des armatures horizontales :

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferraillage que les armatures verticales soit $5T12 = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de 20 cm.

D- calcul des armatures transversales :

D'après le D.T.R-B.C-2,42 et le BAEL 91, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4/m² au moins; on prend donc 4φ6 par m².

E-Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b :

On calcul la contrainte de cisaillement $\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.L}$

Avec : $\bar{T} = 1,4 T_{cal}$ l'effort tranchant de calcul majoré de 40%

a : Epaisseur du voile

L : longueur du voile

Cette contrainte est limitée par: $\bar{\tau} = 0,2.f_{c28} = 5\text{MPa}$

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.l} = \frac{1,4 \times 6,7 \times 10}{15 \times 315 \times 0,9} = 0,022 \text{ Mpa}$$

$\tau_b = 0,022\text{MPa} < 0,05f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$ condition vérifiée

Donc pas de risque de cisaillement

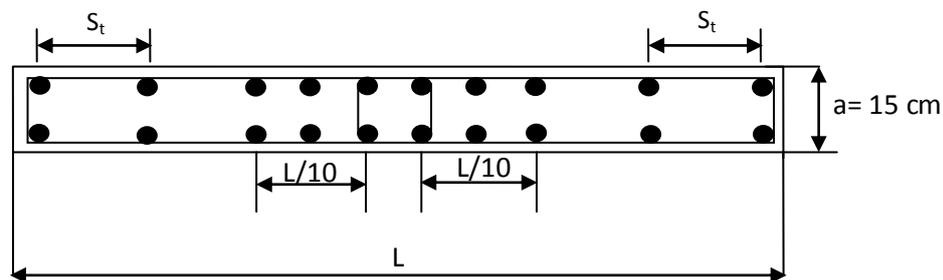


Figure VI.5 : Disposition des armatures verticales dans le voile



Chapitre VII

Etude de l'infrastructure

*Chapitre VII
Etude de l'infrastructure*

Chapitre VII

Etude de l'infrastructure :

VI.1) Introduction :

La fondation est la partie d'un ouvrage qui sert exclusivement à transmettre au sol naturel le poids de cet ouvrage ; elle doit être telle que la construction dans son ensemble soit stable.

Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaître d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevée, et d'autre part la force portante du sol.

D'après le rapport du sol notre terrain à une contrainte admissible de 1.5 bar à un ancrage de

1.5 m.

-Pour qu'il n'y est pas de chevauchement entre deux fondations, il faut au minimum une distance de 40 cm.

-Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura 10 cm d'épaisseur.

-Le calcul des fondations se fait comme suit :

1- Dimensionnement à l'E.L.S $N_{ser} = G+Q.$

2- Ferrailage à l'E.L.U $N_u = 1,35 G+ 1,5 Q .$

V_u la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure, ainsi que l'existence de plusieurs voiles dans cette construction, et la faible portance du sol, le dimensionnement des fondation donne des semelles de grandes dimensions qui se chevauchent dans l'un ou dans l'autre sens, donc il est préférable de les relier de manière à former un radier général qui constitue un ensemble rigide qui doit remplir les conditions suivantes:

- Assurer l'encastrement de la structure dans le sol.
- Transmettre au sol la totalité des efforts.
- Eviter les tassements différentiels.

a. Définition

Le radier c'est une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en étant résistant aux contraintes de sol.

b. Calcul du radier

- Les radiers sont des semelles de très grandes dimensions supportant toute la construction.

- Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité

(Réaction de sol \cong poids total de la structure).

c. Pré dimensionnement du radier

Poids supporté par le radier.

Superstructure G_T : la charge permanente totale.

Q_T : la charge d'exploitation totale.

$$G_T = \sum_{i=1}^{12} G_i = 2280.56 \text{ t.}$$

$$Q_T = \sum_{i=1}^{12} Q_i = 254.85 \text{ t}$$

- **Combinaison d'actions**

$$\text{E.L.U: } N_u = 1,35G_T + 1,5Q_T = 7469,45 \text{ t.}$$

$$\text{E.L.S: } N_{\text{ser}} = G_T + Q_T = 5461,22 \text{ t.}$$

- **Surface du radier**

La surface du radier est donnée par la formule suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{\text{sol}}$

$$N = N_{\text{ser}} = 5461.22 \text{ t.}$$

$$S \geq N/\sigma_{\text{sol}} = 5461,22 / 15 = 364,08 \text{ m}^2.$$

On prend un débord de 80 cm de chaque côté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise $S_{\text{radier}} = 418,93 \text{ m}^2$.

d. Calcul de l'épaisseur du radier :

L'épaisseur nécessaire du radier sera déterminée à partir des conditions suivantes :

1^{ère} condition

$$\tau_u = V_u / b.d \leq 0,06.f_{c28}.$$

V_u : Effort tranchant ultime : $V_u = Q.L/2$

L : Longueur maximal d'une bande 1m ; $L = 3,8$ m

$Q_u = N_u / S = 7469,45 / 407,87 = 18.31$ t/m².

Par ml: $Q_u = 18.31 \cdot 1 \text{ ml} = 18.31$ t/ml.

$V_u = 18.31 \cdot 3.8 / 2 = 34.79$ t

$$\frac{V_u}{b \cdot d} \leq 0,06 \cdot f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06 f_{c28} \cdot b}$$

$$d \geq \frac{34.79 \times 10^{-2}}{0,06 \times 25 \times 1} = 0,23 \text{ m}$$

2^{ème} condition

$$\frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \quad .L = 3.8 \text{ m}$$

$$15.2 \leq d \leq 19 \text{ cm}$$

$h = d + c = 19 + 5 = 24 \text{ cm}$; on prend : $h = 40 \text{ cm}$; $d = 30 \text{ cm}$

VI.2) Détermination de la hauteur de la poutre de libage :

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier les conditions suivantes :

$$L/9 \leq h \leq L/6 \Rightarrow 42.2 \text{ cm} \leq h \leq 63.33 \text{ cm}$$

On prend : $h = 80 \text{ cm}$; $d = 70 \text{ cm}$; $b = 45$

a. Vérification des contraintes

En tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b [h_r \times S_r + h_p \times b_p \times \sum L_i]$$

$$G_{\text{radier}} = 2,5 [0.3 \times 418.93 + 0.8 \times 0.45 \times 111.24] = 414.31 \text{ t}$$

$$E.L.S : N_{\text{ser}} = 147.93 + 5461.22 = 5609.15 \text{ t.}$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{5609.15}{418.93} = 13.39 \text{ t/m}^2 < 15 \text{ t/m}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

b. Inerties du radier

$$I_{XG} = 10557.80 \text{ m}^4$$

$$I_{YG} = 22119.91 \text{ m}^4$$

c. La longueur élastique :

La longueur élastique de la poutre est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \cdot b}}$$

Avec : I : Inertie de la poutre : $I = bh^3/12 = 0.45 \times (0.8)^3 / 12 = 0.019 \text{ cm}^4$.

E : module d'élasticité du béton, $E = 3216420 \text{ t/m}^2$.

b : largeur de la poutre $b = 0.45 \text{ m}$.

K : coefficient du raideur de sol $k = 500 \text{ t/m}^3$.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0.019}{500 \times 0.45}} = 5.74 \text{ m}$$

$$L_{\max} = 3.8 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \cdot L_e = 9.01 \text{ m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

L_{\max} : la longueur maximale entre nues des poteaux.

Donc la poutre de libage se calcule, comme une poutre continue (nervure) soumise à la réaction du sol (répartition linéaire).

c. Evaluation des charges pour le calcul du radier

-Poids unitaire du radier

$$\sigma_{\text{rad}} = \gamma_b \times h = 2,5 \times 0.4 = 1.00 \text{ t/m}^2.$$

$$\sigma_{\text{max}} = N_{\text{ser}}/S_r = 13.39$$

$$q = \sigma_{\text{max}} - \sigma_{\text{rad}} = 13.39 - 1.00 = 12.39 \text{ t/m}^2.$$

Donc la charge en « m^2 » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est :

$$q = 123.9 \text{ KN/m}^2.$$

VI.3) Ferrailage du radier :

a. Ferrailage des dalles

Soit une dalle reposant sur 4 côtés de dimensions entre nus des appuis L_x et L_y avec $L_x \leq L_y$.

Pour le ferrailage des dalles on a deux cas :

1^{ère} cas :

Si : $\alpha = L_x/L_y \geq 0,4$ La dalle portante suivant les deux directions.

Les moments sont données par :

$$M_{\text{ox}} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 ; M_{\text{oy}} = \mu_y \cdot M_{\text{ox}}.$$

Moment en travée :

$M_t = 0,85M_o$panneau de rive.

$M_t = 0,75M_o$panneau intermédiaire.

Moment sur appuis :

$M_a = 0,35M_o$appuis de rive.

$M_a = 0,5M_o$appuis intermédiaire.

2^{ème} cas :

Si : $\alpha = l_x / L_y < 0,4$ La dalle se calcule comme une poutre continue dans les sens de la petite portée.

Pour notre cas, on prend le panneau le plus défavorable (le plus grand).

• **Exemple de calcul**

$\alpha = l_x / L_y = 3.55 / 3.8 = 0.93 > 0,4$

La dalle porte dans les deux sens.

$\alpha = 0.93 \Rightarrow \mu_x = 0,0428; \mu_y = 0.8450$

$M_{0x} = \mu_x \cdot q \cdot L_y^2$

$M_{0x} = 0,0428 \cdot 12 \cdot 39 \cdot 3.8^2 = 7.66 \text{ t.m}$

$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$

$M_{0y} = 0.8450 \cdot 7.66 = 6.47 \text{ t.m}$

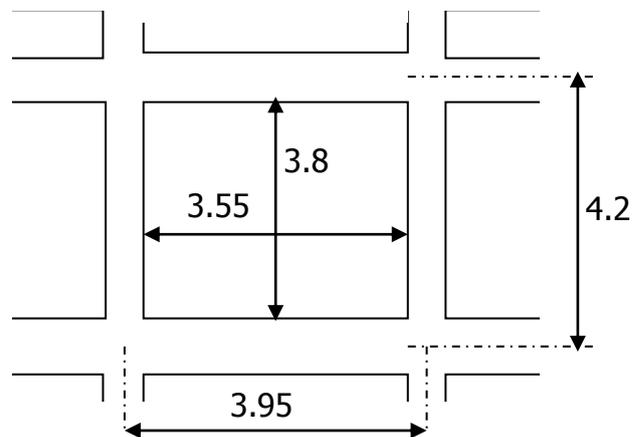


Figure VII.1 : dalle reposé sur 4 cotés

En travée

Sens x :

$M_{tx} = 0,85M_{0x} = 0,85 \times 7.66 = 6.51 \text{ t.m}$

$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{6.51 \cdot 10^4}{100 \cdot (30)^2 \cdot 14,17} = 0.051 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$

$\mu = 0,051 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,974$

$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{6.51 \cdot 10^4}{0,974 \times 30 \times 348} = 6.40 \text{ cm}^2$

On adopte : 10T12/ ml ; A = 11.31 cm²/ml ; S_t = 10 cm

Sens y :

On adopte même ferrailage : 5T14/ ml ; A = 6.15 cm²/ml ; S_t = 20 cm. A_{cal} = 5.37 cm²/ml

En appuis

Sens x:

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_{ox} = 0,5 \cdot 7,66 = 3,83 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,004 ; \beta = 0,999$$

$$A = 3,67 \text{ cm}^2$$

On adopte : 5T12/ ml ; A = 6,15 cm²/ml ; S_t = 20 cm

Sens y :

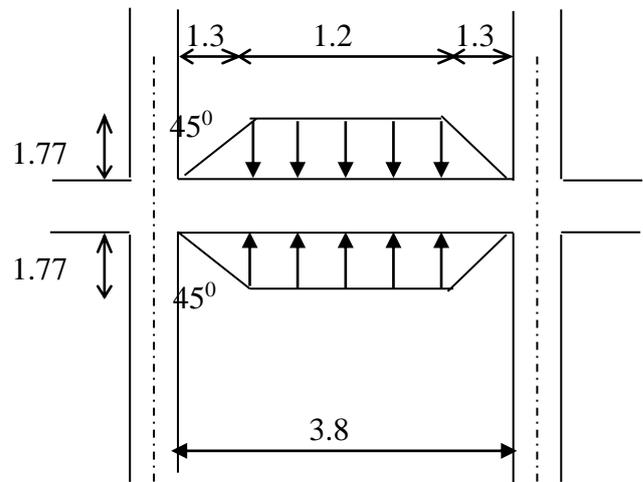
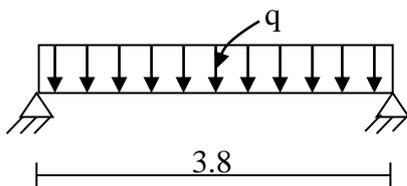
On adopte même ferrailage : 5T12/ ml ; A = 6,15 cm²/ml ; S_t = 20 cm

b. Ferrailage des poutres de libages

Le rapport $\alpha = L_x/L_y > 0,4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

• **Sens transversal (y)**

$$L_{max} = 3,8 \text{ m}$$



a. Détermination des chargements

Figure VII.2 : poutre de libage sens transversal

Poids propre p_p: $P_p = \gamma \cdot h \cdot b = 2,5 \times 0,8 \times 0,45 = 0,90 \text{ t/m}$

$$\sigma = 12,34 \text{ t/ml}$$

-Calcul de q_u:

$$q_u = \sigma_{rad} - p_p = 12,34 - 0,90 = 11,44 \text{ t/ml}$$

-Calcul de q':

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$q' = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{Lx_1^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_1 + \left(1 - \frac{Lx_2^2}{3.Ly_1^2} \right) . Lx_2 \right]$$

Avec : $Lx_1 = 3.55m$

$Ly_1 = 3.8 m$

$Lx_2 = 3.55 m$

$q = 11.44 t/m^2$

Donc :

$$q' = \frac{11.44}{2} \left[\left(1 - \frac{3.55^2}{3 \times 3.8^2} \right) \times 3.55 + \left(1 - \frac{3.55^2}{3 \times 3.8^2} \right) \times 3.55 \right] = 28.82 \quad t/m$$

$$M_0 = \frac{q'.L^2}{8} = \frac{28.82 \times 3.8^2}{8} = 52.02 \text{ t.m}$$

b. Calcul du ferrailage

En travée

$M_t = 44.22 \text{ t.m}, \quad b = 45 \text{ cm}, \quad h = 80 \text{ cm}, \quad d = 70 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_t}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{44.22 \times 10^4}{45 \times (70)^2 \times 14,17} = 0.142 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$;\beta = 0.923$

$$A = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{44.22 \times 10^4}{0,923 \times 70 \times 348} = 19.66 \text{ cm}^2$$

on adopte: $\begin{cases} 2 \text{ lits } 4T16 \\ 1 \text{ lit } 4T14 \end{cases} \text{ donc } A = 33.16 \text{ cm}^2$

En appuis

Appuis intermédiaires

$M_a = 0,5M_0 = 0,5 \times 52.02 = 26.01 \text{ t.m}$

$\mu = 0.083 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (A' = 0) \quad ; \beta = 0,957 \quad ; A_s = 11.15 \text{ cm}^2$

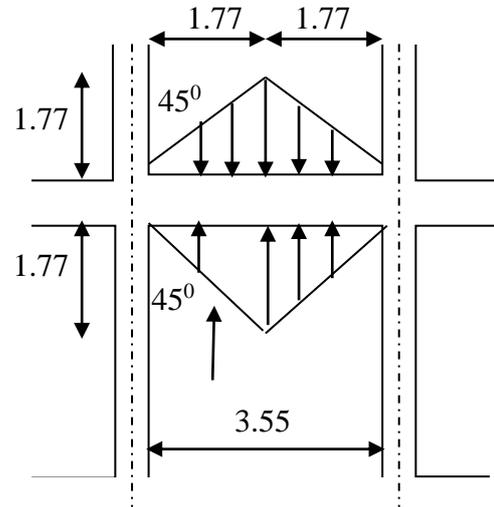
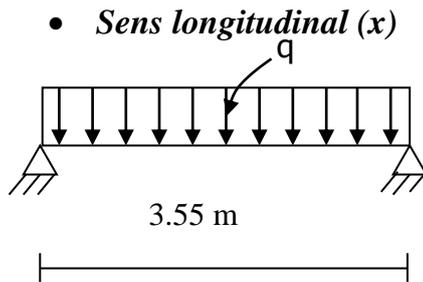
On adopte: $\begin{cases} 1 \text{ lit } 4T14 \\ 1 \text{ lit } 4T14 \end{cases} \text{ donc } A = 16.08 \text{ cm}^2$

Appuis de rive

$M_a = 0,2.M_0 = 0,2 \times 52.02 = 10.40 \text{ t.m}$

$\mu = 0,033 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow (A' = 0) \quad ; \beta = 0,984 \quad ; A_s = 4.35 \text{ cm}^2$

On adopte: $\begin{cases} 1 \text{ lit } 4T14 \text{ fil} \\ \text{donc } A = 8.04 \text{ cm}^2 \end{cases}$



Calcul de q' :

Figure VII.3 : poutre de libage sens longitudinal

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$q' = \frac{2}{3} \cdot q \cdot Lx_1$$

Tel que : $q = 11.44 \text{ t/m}^2$

$$L_{\max} = 3.55 \text{ m}$$

$$q' = 27.07 \text{ t/m}$$

$$M_o = \frac{q' \cdot L^2}{8} = 42.64 \text{ t.m}$$

• **Calcul du ferrailage**

En travée : On adopte $\begin{cases} 2 \text{ lits } 4T16 \\ 1 \text{ lit } 4T14 \end{cases}$ donc $A = 33.16 \text{ cm}^2$

En appuis intermédiaire : On adopte : $\begin{cases} 1 \text{ lit } 4T16 \\ 1 \text{ lit } 4T20 \end{cases}$ donc $A = 20.6 \text{ cm}^2$

Appuis de rive : On adopte : $\begin{cases} 1lit\ 4T16\ fil \\ donc\ A = 8.04cm^2 \end{cases}$

VI.4) Armature de peau :

Selon le BAEL 91 la hauteur de l'âme de la poutre : $h_a \geq 2 (80 - 0,1 fe) = 80$ cm. Dans notre cas $h_a = 80$ cm (vérifiée), donc notre poutre est d'une hauteur importante, dans ce cas il devient nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau). En effet, les armatures déterminées par le calcul et placées à la partie inférieure de la poutre n'empêchent pas la fissuration que dans leur voisinage et les fissures risquent d'apparaître dans la zone de béton tendue. Ces armatures, qui doivent être placées le long de la paroi de chaque côté de la nervure, elles sont obligatoires lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable, mais il semble très recommandable d'en prévoir également lorsque la fissuration peu préjudiciable; leur section est d'au moins 3 cm² par mètre de longueur de paroi; pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

Donc pour une poutre de section $(h \times b_0) = (0.8 \times 0.45)$ m², on a :

$$A_{sp} = 3 \times 2 (b_0 + h) \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$A_{sp} = 3 \times 2 (0.45 + 0.8) = 7.5 \text{ cm}^2$$

On adopte 4T16 ; A = 8.04cm².

Contrainte de cisaillement

$$T_{\max} = 21.74 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{21.74}{0,45 \times 0,70 \times 100} = 0.69 \text{ MPa.}$$

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

$$\tau_u = 0.69 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

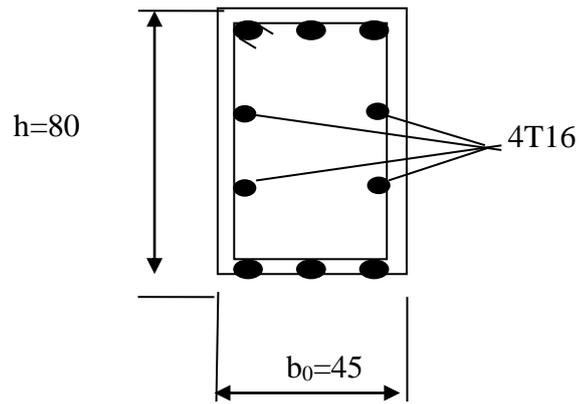


Figure VII.4: Les armatures de peau

- *Armatures transversales*

a. Diamètre : $\phi_t \leq \min(h/35; \phi_l; b/10) = \min(22,8 \text{ mm}; 12 \text{ mm}; 45 \text{ mm}) = 12 \text{ mm}$
on prend : $\phi_t = 10 \text{ mm}$

b. Espacement :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \phi_l\right) = \min(17,50 \text{ cm}; 14,40 \text{ cm}) = 14,40 \text{ cm}$$

on prend: $S_t = 14,40 \text{ cm}$.

Donc on utilise des armatures HA, Fe400, soit 4T10, $A=3,14\text{cm}^2$.

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max(\tau_u/2; 0,4 \text{ MPa}) = \max(0,70 \text{ MPa}; 0,4 \text{ MPa}) = 0,70 \text{ MPa}$$

$$\frac{3,14 \times 400}{45 \times 14,40} = 1,94 \text{ MPa} > 0,70 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$



Conclusion générale

CONCLUSION GÉNÉRALE

Conclusion

Ce présent mémoire nous a permis d'assimiler nos connaissances en génie civil malgré que ce domaine est très vaste.

Aussi nous avons pu mettre en évidence les connaissances théoriques acquises durant notre période de formation.

En fin ; nous espérons que ce travail sera pour nous le point de départ dans le monde.

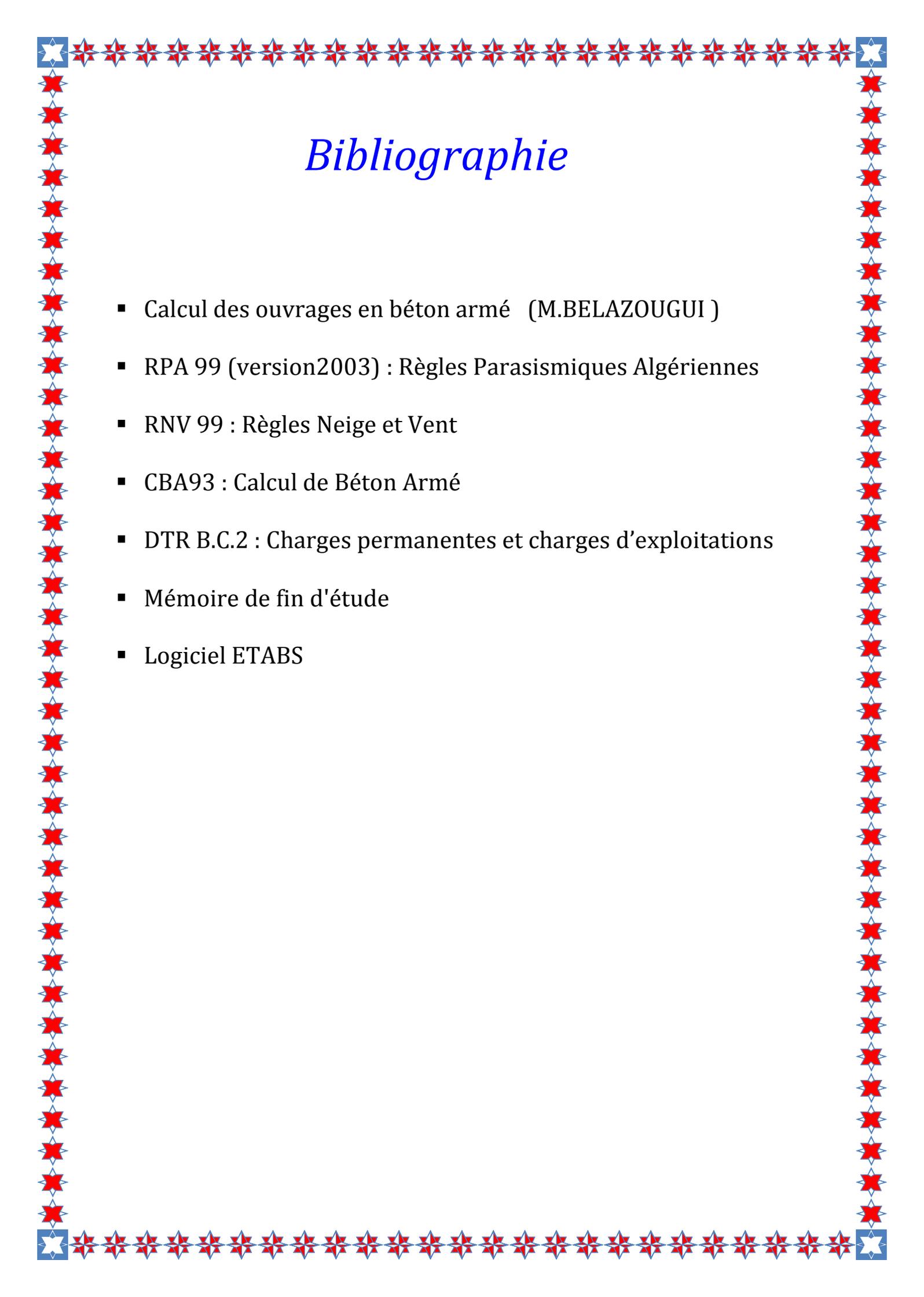
Espérons également qu'il sera un guide précieux pour ceux qui s'intéressent à la matière.

NOTATIONS ET SYMBOLES

Symboles	Signification
E.L.S	Etat Limite De Service
E.L.U	Etat Limite Ultime
Cte	Valeur Constance
A_s	Section D'aciers
A_s'	Section D'aciers Comprimés
A_{max}, A_{min}	Section D'acier Maximale Et Minimale
A.N	Axe Neutre
A_s	Armatures Supérieures
A_t	Section D'un Cours D'armatures Transversales
B_r	Section Réduite
B_o	Section Homogène Totale
E_s	Module D'élasticité
F_{bc}	Résultante Des Efforts De Compression Dans Le Béton
G	Action Permanente
I_0	Moment D'inertie De La Section Totale Homogène
M_a	Moment Sur Appui.
M_{Ser}	Moment Fléchissant A L'E.L.S
M_U	Moment Fléchissant A L'E.L.U
$M_{\hat{a}x}$	Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle Articulé
M_{oy}	Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle Articulé Pour Une Bande De Largeur Unité Parallèle A l_y
N_{Ser}	Effort Normal De Service
N_u	Effort Normal Ultime
P_{Ser}	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.S
P_u	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.U
V_u	Effort Tranchant A L'.L.U
a	Plus Petite Dimension D'une Section Transversale
a-b	Dimensions En Plans D'un Poteau
B	Largeur D'une Table De Compression
b_0	Largeur D'une Section Rectangulaire Ou De La Nervure D'une Section En T

b_1	Largeur d'une aile de tension en T
d	hauteur utile d'une section
e_0	Excentricité par rapport au centre de gravité du béton
f_{cj}	Résistance caractéristique du béton à la compr à- j- jours
f_{c28}	Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 j
f_e	Limite d'élasticité de l'acier
f_{ij}	Résistance conventionnelle à la traction du béton à
f_{i28}	Résistance conventionnelle a la traction du béton a 28 j
h	Hauteur totale d'une section
h_0	Hauteur d'une table de compression
i	rayon de giration
l_a	Portée d'ancrage
l_f	hauteur de flambement
l_i	Portée de travée
l_r	Longueur de recouvrement
l_s	Longueur de scellement
l_o	Longueur fictive
$\eta = 15$	coefficient d'équivalence
S_t	Espacement des armatures transversales
\mathcal{E}_{bc}	Raccourcissement relatif maximal du béton comprimé
\mathcal{E}_s	Allongement relatif des aciers tendus
\mathcal{E}_{sc}	Raccourcissement relatif des aciers comprimé
\mathcal{E}_{si}	Allongement relatif des aciers tendus lorsque leur contrainte atteint la résistance de calcul (f_e / γ_s)
π	Coefficient de fissuration
λ	Élancement géométrique
μ	Coefficient de frottement acier /béton
ν	Coefficient de poisson ; effort normal réduit
σ_{bc}	Contrainte de compression du béton
$\overline{\sigma}_{bc}$	Contrainte limite du béton comprimé à L'E.L.S
σ_s	Contrainte de traction de l'acier
$\overline{\sigma}_s$	Contrainte limite des aciers tendus à L'EUS

τ_{su}	Contrainte d'adhérence limite
τ_u	Contrainte tangentielle conventionnelle
ϕ	Diamètre d'une barre
ϕ_l	Diamètre d'une barre longitudinale
ϕ_t	Diamètre d'une barre transversale
ψ, ψ'	Coefficient pour calculer l'ancrage des courbes
ψ_s	Coefficient de scellement



Bibliographie

- Calcul des ouvrages en béton armé (M.BELAZOUGUI)
- RPA 99 (version2003) : Règles Parasismiques Algériennes
- RNV 99 : Règles Neige et Vent
- CBA93 : Calcul de Béton Armé
- DTR B.C.2 : Charges permanentes et charges d'exploitations
- Mémoire de fin d'étude
- Logiciel ETABS