



Mémoire de Fin d'Etudes

Présenté au

Département : Sciences de la Technologie
Domaine : Sciences et Techniques
Filière : Génie Civil
Spécialité : Ingénierie Parasismique (IPS)

Réalisé par

DJERBOUB YAHIA
NADOUR MAROUANE

Pour l'obtention du diplôme de
MASTER II Académique

Intitulé

Conception et étude d'une structure Asymétrique (R+10) dans une zone sismique

Soutenu le :
Devant le jury de soutenance composé de :

MM : ZERGUINE ABDERAHMAN	MAB	Univ. Djelfa	Président
MUSTAPHA AMOR	MAA	Univ. Djelfa	Encadreur
CHELLALI MED TAYEB	MAA	Univ. Djelfa	Examineur
ATTIA AHMED	MAA	Univ. Djelfa	Examineur

REMERCIEMENT

Nous remercions avant tout Allah de nous avoir gardés en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude.

Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études.

Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à notre encadreur Mr. Mustapha Amor, qui nous a témoigné de sa confiance et de son aide scientifique et qui par son expérience et sa compétence.

Nous exprimons à remercier les membres de jury pour avoir accepté de juger ce travail.

Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.

Yahia & marouane

DEDICACE

- *Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux*

Qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute

Notre existence.

- *A ceux que j'aime jusqu'à la frontière de l'imagination :*
- *Ma mère AIDA et mon grand père IBRAHIM.*
- *Mes grands-mères.*

A ceux que j'adore et respecte :

- *Mes frères et mes sœurs : ABDELKADER, SAAD, AMINE, YACINE et AMEL.*

Mes tantes.

- *Mes cousins et Mes cousines.*
- *Toute la famille DJERBOUB.*
- *Mon très cher binôme MARUANE.*
- *A tous Mes Amis*
- *A La promotion 2017 .*
- *A ceux qui se sont sacrifiés et qui se sont donnés pour les études et dont je rends un vibrant hommage.*

DEDICACE

- *Au nom d'Allah Miséricordieux*
Et la paix et la bénédiction soient sur Son messenger
Mohammad ben Abdullah sceau des prophètes et des
messagers, mais après
Je dédie ce travail humble.
Pour que fatigué et dormi les nuits et de caresser la
chose la plus chère du monde
- *A ceux que j'aime jusqu'à la frontière de*
l'imagination :
- *Ma mère et Mon père*
- *Mes grands-mères.*
- *Mes cousins et Mes cousines.*
- *Toute la famille NADOUR.*
- *Mon très cher binôme YAHIA.*
- *A tous Mes Amis*
- *A La promotion 2017 .*

NADOUR MARUANE

SOMMAIRE

Introduction.....	1
Chapitre I : Présentation du projet et caractéristiques des matériaux	
I-1) Introduction.....	2
I-3) Description du projet.....	2
I-4) Caractéristiques géométriques du battements.....	2
I-5) Donnée de site.....	3
II-Caractéristiques des matériaux de construction.	
I-II-A) Le Béton.....	5
I-II-A-1) Résistance caractéristique à la compression.....	5
I-II-A-2) Résistances caractéristique à la traction.....	6
I-II-A-3)-Diagramme de calcul.....	6
I II-A-4)-Module de déformation du béton.....	6
I-II-A-5) Coefficient de poisson.....	6
I-II-B)-Acier.....	7
I-II-C)-Normes des matériaux utilises.....	7
Chapitre II : pré dimensionnement et décente de charge.	
II-I) Descente de charge.....	9
II-I-1) Planchier.....	9
II-I-2) L'escalier.....	10
II-I-3) balcon.....	10
II-I-4) Acrotère.....	11
II-I-5) Murs extérieurs.....	11
II-II) Prédimensionnement	
II-II-1) Introduction.....	12
II-II-2) Prédimensionnement du plancher.....	12
II-II-3) Prédimensionnement des pouters.....	14
II-II-4) Prédimensionnement des poteaux.....	15
II-II-5)Prédimensionnement de l'escalier.....	21
II-II-6)Prédimensionnement du balcon.....	21
II-II-7)Prédimensionnement de l'acrotère.....	22
II-II-8)Prédimensionnement des voiles.....	23
II-II-9)Prédimensionnemen d'ascenseur.....	24
Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.	
III-1) Calcul dl'acrotère.....	27
III-2) Calcul du balcon.....	28
III-3) Escaliers.....	37
III-4) Calcul des planchers.....	46

Chapitre IV : Modélisation numérique
IV-I) Etude Dynamique

IV-I-1) Introduction	57
IV-I-2) Choix de la Méthode de Calcul.....	57
IV-I-3) Présentation du programme SAP2000.....	57
IV-I-4) Vérification de variante choisie.....	58
IV-I-4-1) calcul des masses.....	58
IV-I-4-2)le centre de masse.....	61
IV-I-4-3)le centre de torsion.....	63

IV-II) Etude Sismique

IV-II-1) Introduction.....	67
IV-II-2) Présentation des différentes méthodes de calcul.....	67
IV-II-3) Choix de la méthode de calcul.....	67
IV-II-4) Modélisation de la structure.....	68
IV-II-5) L'effort sismique dynamique à la base.....	69
IV-II-6) Résultat de l'analyse dynamique par sap 2000.....	70
IV-II-7) Calcul des déplacements relatifs horizontaux.....	71
IV-II-8) Calcul de joint sismique.....	72
Conclusions.....	72

IV-III) Etude au vent.

IV-III-1) Introduction.....	73
IV-III-2) Vérification à la stabilité d'ensemble (R N V 99).....	73
IV-III-2-1) Détermination du coefficient dynamique C_d	73
IV-III-2-2) Détermination de la pression dynamique q_{dyn}	74
IV-III-2-3) Calcul de la pression due au vent.....	75
Conclusion.....	77

Chapitre V : Résultats et conclusions**V-I) Ferrailage des portiques**

V-I-1) Introduction.....	78
V-I-2) Ferrailage des poteaux.....	78
V-I-3) Ferrailage des poutres.....	83
V-I-4) schéma de Ferrailage	87

V-II) Ferrailage des voiles

V-II-1) Introduction.....	88
V-I-5-1) Règles communes.....	88
V-I-5-2) Calcul des armatures verticales.....	89
V-I-5-5) Ferrailage horizontal à l'effort tranchant.....	92
V-II-5) schéma de Ferrailage.....	93

V-III) Etude de Fondations

<i>V-III-1) Introduction.....</i>	<i>95</i>
<i>V-III-2) Calcul de la surface de la semelle filante SFB.....</i>	<i>95</i>
<i>V-III-3) Dimensionnement des semelles filantes.....</i>	<i>95</i>
<i>V-III-4) Le Ferrailage.....</i>	<i>99</i>
<i>V-III-5) ShémadeFerrailage.....</i>	<i>103</i>
<i>Conclusions.</i>	<i>.</i>

Liste des Figure

Chapitre 2 : Descente des charges et pré dimensionnement

<i>Fig(I.II.1) : Diagramme parabole rectan.....</i>	<i>4</i>
<i>Fig(I.II.2): Diagramme (contrainte - déformation).....</i>	<i>7</i>
<i>Fig(II.I.2):Plancher des étages courants.....</i>	<i>9</i>
<i>Fig(II.I.1): Plancher de terrasse.....</i>	<i>9</i>
<i>Fig(II.I.3): Constituant d'un plancher.....</i>	<i>10</i>
<i>Fig (II.I.4): Schéma de Mur.....</i>	<i>11</i>
<i>Fig (II.II.1) : Plancher à corps creux.....</i>	<i>12</i>
<i>Fig(II.II.2) : Dimensions des poutelles.....</i>	<i>13</i>
<i>Figure (II.II.4) : Coupe longitudinal d'escalier.....</i>	<i>22</i>
<i>Fig(II.II.5): Dimensions de l'acrotère.....</i>	<i>23</i>
<i>Fig (II.II.6) : Coupe de voile en élévation.....</i>	<i>23</i>
<i>Fig(II.II.7): Coupe de voile en plan.....</i>	<i>24</i>
<i>Fig(II.II.8):Coupe de la cage d'ascenseur.....</i>	<i>25</i>

Chapitre 3 : Calcul des éléments secondaires

<i>Figure(III.1.1): Schéma statique de l'acrotère.....</i>	<i>27</i>
<i>Figure(III.1.2): Schéma de diagrammes des moments et les efforts tranchants.....</i>	<i>28</i>
<i>Figure (III.1.3): Schéma de Ferrailage.....</i>	<i>31</i>
<i>FigIII.2.1 : Schéma de Coffrage du balcon.....</i>	<i>32</i>
<i>FigIII.2.2:Schéma de diagrammes des moments et les efforts tranchants sous charge P.....</i>	<i>33</i>
<i>FigIII.2.3: Schéma de diagrammes des moments et les efforts tranchants sous charge q.....</i>	<i>33</i>
<i>FigIII.2.4: Schéma de ferrailage du balcon.....</i>	<i>36.</i>
<i>FigIII.3.1 : Schéma statiqued'escalier.....</i>	<i>37</i>
<i>FigIII.1. 5 : Schéma statique de la poutre palière.....</i>	<i>42</i>
<i>FigIII.3.3: Schéma de ferrailage d'escalier.....</i>	<i>45</i>
<i>Fig(III.4.1):Poutrelle préfabriquée.....</i>	<i>48</i>
<i>Fig(III.1.1.): Disposition constructive des armatures de la dalle de compression</i>	
<i>Fig (III.4.6) : Coupe type sur poutrelles.....</i>	<i>56</i>
<i>Fig(III.4.7) : Coupe type sur poutrelles.....</i>	<i>56</i>

Chapitre 5 :resultat et conclusion

<i>Figure (V-I-8) : Croquis de ferrailage des poutres.....</i>	<i>87</i>
<i>Figure (V-II-1) : schéma statique des contraintes.....</i>	<i>89</i>
<i>Figure (V-II-6) : Croquis de ferrailage longitudinal du voile VI –Bloc A-....</i>	<i>94</i>
<i>Figure (V-III-9) : Ferrailage des semelle.....</i>	<i>103</i>

Liste des tableaux

Chapitre 2 : Descente des charges et pré dimensionnement

Tableau (II.II.1): Surfaces offerts des poteaux.....	15
Tableau (II.II.2): Sections des poteaux centraux.....	18
Tableau (II.II.3): Sections des poteaux rive et dangle.....	19

Chapitre 3 : Calcul des éléments secondaires

Tableau (III.1.2): Calcul de la section des armatures.....	28
Tableau (III.1.3) : Vérification de l'effort tranchant.....	30
Tableau (III.1.3) : Vérification de l'effort tranchant.....	31
Tableau (III.1.6) : Ferrailage de la poutre palière en travée.....	42
Tableau (III.1.7) : Ferrailage de la poutre palière en appui.....	42
Tableau (III.1.8) : Vérification des contraintes.....	43
Tableau (III.1.9.) : Moment en travée de la poutrelle à 5 travées.....	49
Tableau (III.1.10) : Efforts maximaux en appuis et en travées.....	49
Tableau (III.1.11) : Ferrailage des poutrelles.....	50
Tableau (III.1.12.) Vérification de la contrainte de compression dans le béton.....	51

Chapitre 4 :Modélisation numérique

Tableau (IV-I-4-1) :Masse des voiles.....	57
Tableau (IV-I-4-2) :Masse des poutres.....	58
Tableau (IV-I-4-3) :Masse des poteaux.....	58
Tableau (IV-I-4-4) :Masse du plancher.....	58
Tableau (IV-I-4-5) :Masse des murs de façade.....	58
Tableau (IV-I-4-6) : Masse de l'escalier.....	58
Tableau (IV-I-4-7) :Masses concentrées pour chaque niveau.....	59
Tableau (IV-I-4-8) : Centre des masses pour Les murs de façade.....	60
Tableau (IV-I-4-9) :Centre des masses pour Les voiles.....	61
Tableau (IV-I-4-10) : Centre des masses pour Les poteaux.....	61
Tableau (IV-I-4-11) :Centre des masses pour Les poutres.....	61
Tableau (IV-I-4-12) :Centre des masses pour Les planchers.....	62
. Tableau (IV-I-4-13) :Centre des masses pour Les escaliers.....	62
Tableau (IV-I-4-3-3) : Inertiesdes voiles.....	64
Tableau (IV-I-4-3-4) : Inerties des voiles.....	64

Tableau (IV-II-5) : Forces sismiques combinées à la base	66
Tableau (IV-II-7) : déplacements relatifs des niveaux (Bloc A).....	70
Tableau (IV-III.2-2): Résultats de calcul de qdy	74
Tableau (IV-III.2-3-1): Résultats de calcul de pression de vent (Q_j) (paroi verticale) V1	75
Tableau(IV-III-2-3-2): Résultats de calcul de pression de vent (Q_j) (paroi verticale) V2.....	76

Chapitre 5 :resultats et conclusions

Tableau (V-I-1) : Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques.....	78
Tableau (V-I-2) : Ferrailage longitudinal des poteaux.....	79
Tableau (V-I-3) : Ferrailage longitudinal des poteaux.....	79
Tableau (V-I-4) : Ferrailages des poteaux du Bloc A.....	82
Tableau (V-I-5) : Ferrailage longitudinal des poutres.....	83
Tableau (V-I-6) : Armatures transversales des poutres.....	85
Tableau (V-I-7) : Armatures longitudinal des poutres liées aux voiles.....	85
Tableau (V-II-2) : Ferrailage vertical des voiles V1,V'1	90
Tableau (V-II-3) : Ferrailage vertical des voiles V3,V'3	91
Tableau (V-II-4) : Ferrailage vertical des voiles V4,V'4	91
Tableau (V-II-5) : Ferrailage vertical des voiles.....	92
Tableau (V-III-1) : Dimensionnement des semelles et vérification de la longueur élastique.....	96
Tableau (V-III-2) : Dimensionnement des Semelles et Vérification de la Longueur Elastique.....	96
Tableau (V-III-3) : Dimensionnement des semelles et vérification de la longueur élastique.....	97
Tableau (V-III-4) : Dimensionnement des semelles et vérification de la longueur élastique.....	97
Tableau (V-III-5) : Ferrailage des semelles en Travée.....	100
Tableau (V-III-6) : Ferrailage des semelles sur Appuis.....	102
Tableau (V-III-7) : Ferrailage des semelles en Travée.....	103
Tableau (V-III-8) : Ferrailage des semelles sur Appuis.....	103

ملخص

ان الهدف من هذه الدراسة هو إظهار إمكانية انجاز مبني متعدد الطوابق (ط+10) بمنطقة زلزالية، هذه الدراسة تسمح لنا بإظهار تأثير الزلزال علي الهيكل الهندسي للبنىات السكنية أخذين بعين الإعتبار المواد المستعملة في البناء وتدعيم المبني بالإطارات والجدران الحاملة من أجل الاستقرار. الكلمات المفتاحية: مبني متعدد الطوابق-دراسة الزلازل- مدعم بإطارات والجدران- الحامل

Résumé

Le but de ce travail est montrer la faisabilité techniquement de réalisation d'un bâtiment en R+10, conçu en zone sismique, Cette étude permettra de mettre en avant l'effet séisme sur la conception architecturale à adopter ainsi que sur les caractéristiques des matériaux de la construction, avec contreventé par portiques et voiles pour la stabilité. Mot clé : bâtiment en multi-étage - étude de séisme - contreventé par portiques et voiles

Abstract

The aim of this work is to show the feasibility of producing a technically building R+ 10, designed in seismic zone , this study will highlight the earthquake on architecturally design to take effect as well as the characteristics of materials of construction, with free-standing braced and wall concrete . Keyword: building multi-stage - study earthquake - braced by free-standing and wall concrete. nalysis – seismic stress

INTRODUCTION

La construction parasismique est souvent considérée comme le domaine. En effet, c'est lui qui applique les règles de calcul parasismique et fait des études sur le comportement des matériaux et des constructions en régime dynamique.

D'une manière générale, les constructions comporte deux catégories d'éléments
-élément porteur : qui reprend les charges verticales.

-élément de contreventement : qui repris les charges horizontal.

Les séisme, passés montre que les dommages graves aux constructions sont, dans le majorité des cas, directement imputables à des choix peu judicieux, erreurs ou négligence commises par les conceptions de projet à divers niveaux : implantation du bâtiment, parti architectural, parti constructif, projet d'exécution.

. Dans notre étude nous sommes basés sur le choix du système du contreventement. qui joue un rôle important dans la stabilité.

Nous proposerons déférentes dispositions des voiles pour voire l'influence de certaines paramètres sur la stabilité des structures :

Structure contreventée par des voiles symétriques.

Structure contreventée par des voiles asymétriques.

Structure contreventée par des murs pignons.

Structure contreventée par des voiles concourants en un point.

Pour chaque variante on détermine l'excentricité entre le centre de masse et le centre de torsion, la rigidité à la torsion, les déplacements au sommet, la participation des masses modales, qui dirige le choix du système adéquat.

Nous proposons ensuite pour laquelle nous appliquons les résultats trouvés quant à la disposition des voiles, et qui fera l'objet d'une étude détaillée.

Nous terminons par une étude économique, on estime les quantités des matériaux (Acier +béton) pour la structure proposée ainsi que pour la même structure redimensionnée (redimensionnent des poteaux).

*Etude d'un bâtiment (R+10) à usage d'habitation
Contreventement mixte
(Voiles + Portiques)*

Chapitre I

Présentation du projet et Caractéristiques des matériaux

I-I-1)- introduction:

La présente étude a pour objet de calcul des éléments résistants de la structure de cette construction et de choisir une conception parasismique optimale sur la base de 03 variantes de système de contreventement, pour garantir la résistance et la stabilité de la structure tenants compte de l'aspect économique, une étude technico-économique est établie en respectant les règles et l'art de calcul.

I-I-2)-Description du projet:

Le présent projet et consiste à l'étude d'un bâtiment (R+10). Notre bâtiment est situé dans une zone de fort sismicité (Zone III). l'ouvrage est de ((groupe d'usag2)) implanté à Alger, et le contreventement de ce bâtiment est assurée par un système mixte (portique+voie) qui est capable de répondre à la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales.

I-I-3)- Caractéristiques géométriques du bâtiment:

- Largeur total du bloc —————> 19.70 m
- Longueur total du bloc —————> 25.20 m
- Hauteur de 1^{er} niveau (RDC) —————> 3.06 m
- Hauteur totale du bloc (sans acrotère) —————> 33.66 m

I-I-4)-donnée de site ;[4]

- La zone III;
- Groupe d'usage 2;
- Catégorie S2 - site ferme

I-I-5)-Système structural ;[1]

C'est une structure auto stable réalisée en système de portique, poteau poutre.

I-I-5- a- Planchers : on distingue:

- 1- plancher en corps creux avec une dalle compression (20+5cm).
- 2- balcons en dalle pleine.

I-I-5- b- Fondations:

D'après le rapport de laboratoire, le terrain d'assiette possède les caractéristiques suivantes :

- la contrainte admissible $\sigma_s = 2.00$ bars.
- profondeur d'ancrage $H = 1.70$ m
- Les semelles doivent être relié par des longrines rigides.
- Le site est classé (selon RPA 99) dans la catégorie S2 (site ferme).

I-I-5-c- Les escaliers:

On dispose d'une cage d'escalier au milieu du bloc qui sert trois logements par niveau. Ils sont disposés en deux volées et un palier de repos.

I-I-5-d- L'assenseur :

La disposition de l'assenseur a proximité d'une cage d'escalier par niveau disposé en trois volées.

I-I-7-e- maçonnerie :

Les murs extérieurs sont faits en doubles cloisons en parpaings de 15cm et 10cm d'épaisseur avec un vide d'air de 5cm.

I-I-7-f- revêtement: on distingue

- *éduit en ciment*
- *enduit en plâtre*
- *revêtement en carrelage*
- *le plancher terrasse recevra une étanchéité en multicouches*

I-I-7-g-Isolation :

L'isolation acoustique est assurée par le vide d'air des murs extérieurs.

L'isolation thermique est assurée par les couches de polystyrène pour les planchers terrasses.

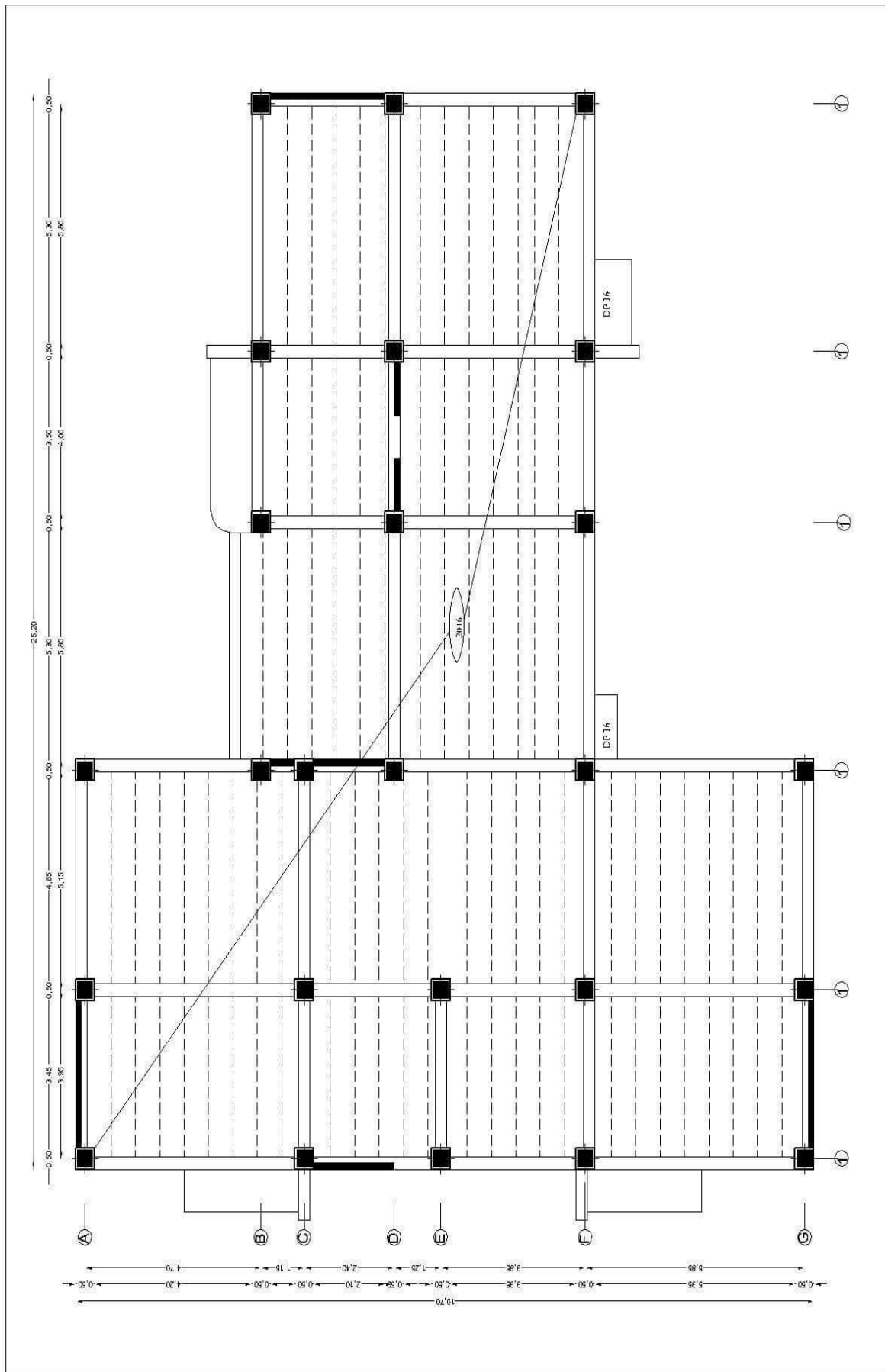
I-I-7-h-Choix Structural :***Structure en portique autostable***

Cette structure élevée en portique auto stable pourra engendrer d'énormes déplacements du fait de la flexibilité des portiques.

Structure en voile :

Cette structure remplira mieux les conditions de stabilité et de flexibilité, tant elle présentera des inconvénients d'ordre économique, et limitera l'espace architectural.

A cet effet, on pourra opter pour une structure qui sera la combinaison des deux techniques de construction qu'on nommera une structure mixte (portiques+voiles)



I-II) CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

I-II-A)-Béton :[2]

Le matériau de construction le plus utilisé actuellement est sans doute est le béton, il est fabriqué à partir du mélange de ciment, d'eau et de granulats (gravier et sable). Le béton classique est un matériau hétérogène avec une matrice en pâte de ciment hydraté. La pâte de ciment est renforcée par des granulats.

I-II-A-a-Ciment :

Le liant utilisé en général est un liant hydraulique qui mélangé à l'eau forme une pâte plastique, et qui est sous l'influence de processus physico-chimiques à l'état pierreux.

La quantité de mise dans un mètre cube de béton est appelée dosage. En générale, le dosage varie entre 150 à 500 kg /m³. Fréquemment on utilise un dosage à 350 kg/m³.

I-II-A-b-Les granulats :

La résistance du béton dépend en grande partie de la résistance des granulats et de leurs performances, ainsi que de la liaison pâte-granat.

Les agrégats sont un mélange de roche de différentes grosseur sable (0 à 5 mm) et gravier (5 à 25 mm) pour un béton ordinaire.

Il est évident que plus la densité est importante : c'est à dire le béton est compact et plus sa résistance l'est aussi. La granulométrie des éléments constituant le béton doit être bien étudié.

I-II-A-c-Eau :

L'eau de gâchage est la quantité d'eau totale ajoutée au mélange sec du béton. Elle est nécessaire pour l'hydratation du liant, le mouillage des granulats, la facilité de mise en place du béton, et pour obtenir un mélange d'une consistance voulue.

I-II-A-1-Résistance caractéristique à la compression : [3]

Du point de vue mécanique le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours. C'est la résistance à viser dans l'étude de la compression à 28 jours.

Pour des résistances $F_{c28} \leq 40\text{MPA}$

$$*f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{si } j < 60 \text{ jours} \quad 1-1$$

$$*f_{cj} = 1.1 f_{c28} \quad \text{si } j \geq 60 \text{ jours} \quad 1-2$$

pour des risistance $F_{c28} > 40 \text{ MPA}$

$$*f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{si } j < 28 \text{ jours} \quad 1-3$$

$$*f_{c,j} = f_{c,28} \quad \text{si } \geq 28 \text{ jours} \quad 1-4$$

I-II-A-2- résistances caractéristique à la traction : [3]

Selon CBA (Art.2.1.12), la résistance caractéristique à la traction du béton à-j-jours, notée f_{tj} et conventionnellement définie par :

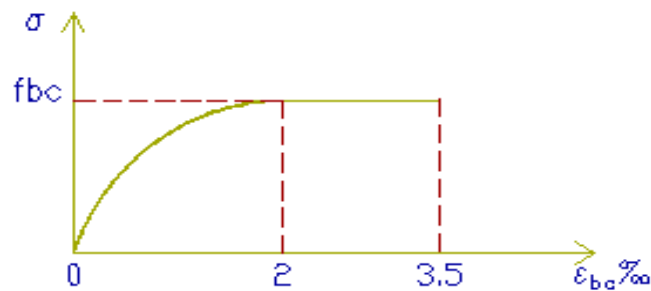
$$\text{Pour } f_{c,28} = 25 \text{ MPa} \quad \text{et alors}$$

$$f_{t,28} = 0.6 + 0.06f_{c,28} = 2.1 \text{ MPa} \quad 1-5$$

I-II-A-3-Diagramme de calcul:

-En cas de vérification à l'ELU on utilise pour le béton un diagramme conventionnel non linéaire dit : Parabole rectangle.

-En cas de vérification à l'LES le béton est considéré comme élastique et linéaire est définie par son module d'élasticité.



Fig(I.II.1) : Diagramme parabolique rectangle

I-II-A-4)-Module de déformation du béton:

Le module de déformation longitudinal du béton est définie selon l'action des contraintes normales d'une longue durée respectivement instantanées:

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

Sous charges instantané (24h).

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

Sous charges de longues durées.

I-II-A-5) Coefficient de poisson:

À l'ELU : $\nu = 0.0$ en zones fissurées

À l'ELS : $\nu = 0.2$ en zones non fissurées

I-II-B)-Acier :

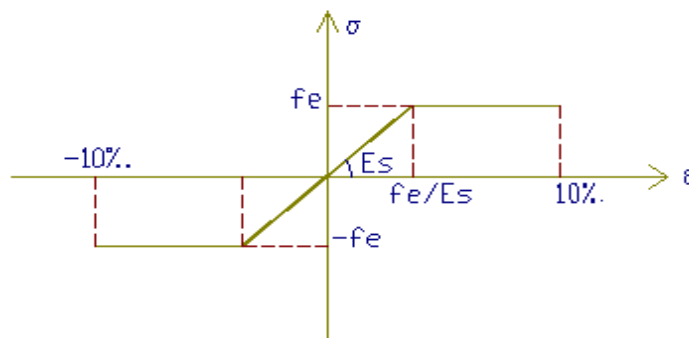
Les aciers à haute adhérence de type 1 de nuance FeE400 caractérisé par:

-une limite élastique $f_e = 400 \text{ MPa}$

-module d'élasticité $E_s = 200000 \text{ MPa}$

I-II-B)-1-Diagramme contrainte- déformation:

Ce diagramme est vérifié pour ronds, lisse et haute adhérence type 1,3



Fig(I.II.2): Diagramme (contrainte - déformation)

I-II-B)-2-Contraintes ultimes(ELU):

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{avec} \quad \left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \quad \text{pour le cas accidentel.} \\ \gamma_s = 1.15 \quad \text{pour le cas courant.} \end{array} \right.$$

Donc :

$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$ pour le cas courant.

I-II-B)-3-Contraintes à l' ELS:

$$\sigma_s = f_e \quad \text{pour F .P.P}$$

$$\sigma_s = \min (2/3 f_e , 110 \sqrt{\eta f_{ij}}) \quad \text{pour F .P}$$

$$\sigma_s = \min (1/2 f_e , 90 \sqrt{\eta f_{ij}}) \quad \text{pour F. T P}$$

$$\eta = 1 \text{ pour des aciers ronds lisses} \quad \rightarrow \quad \sigma_s = 150 \text{ MPa.}$$

$$\eta = 1.6 \text{ pour des aciers haute adhérence} \quad \rightarrow \quad \sigma_s = 240 \text{ MPa}$$

I-II-C)-Normes des matériaux utilisés : [6]**I-II-C)-a-Béton :**

Le béton mis en œuvre doit être conforme aux normes techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton ainsi qu'aux Règlements Parasismiques Algériens en vigueur (RPA 99 V 2003).

-Le ciment utilisé CPA325.

-Les granulants doivent être débarrassés de toutes impuretés et le diamètre ne dépasse pas les 25mm.

-Le sable ne doit contenir ni terre, ni matière organique, ni argile.

-L'eau entrant dans la composition du béton doit être pure sans acide ou sel.

-La composition souhaitée pour 1 mètre cube de béton est la suivante :

- *800 L Gravier (3/8, 8/15, 15 / 25) ;*
- *400 L Sable ;*
- *350 kg CPA 325 ;*
- *175 L d'eau*

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à 28 jours d'âge notée f_{c28} choisie à priori compte tenu des possibilités locales et rigueur de contrôle. Dans notre cas

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

I-II-C)-b-Aciers :

Les types d'aciers utilisés sont de type (I):

-Barres à haute adhérence HA Fe E 40, $f_e = 400 \text{ MPa}$

-Les aciers lisses fe E 34, $f_e = 235 \text{ MPa}$

*Etude d'un bâtiment (R+10) à usage d'habitation
Contreventement mixte
(Voiles + Portiques)*

Chapitre II

**Descente des charges
et
Pré dimensionnement**

*Etude d'un bâtiment (R+10) à usage d'habitation
Contreventement mixte
(Voiles + Portiques)*

Chapitre II

**pescente des charges
et
pré dimensionnement**

II-I) DESCENTE DES CHARGES

La descente des charges à pour but la détermination des charges et surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

II-I-1)-Plancher:

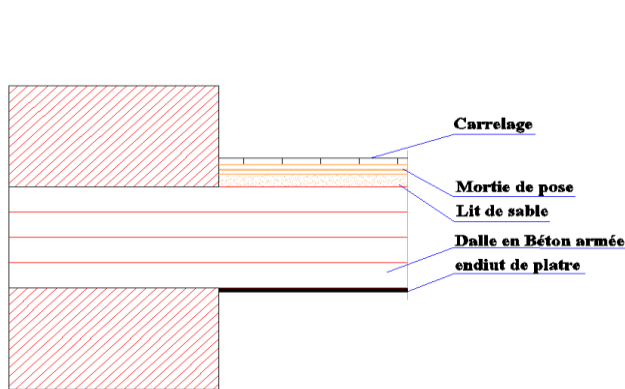
II-I-1-a)- Planche terrasse inaccessible :

- Protection en gravier roulé ($e = 5\text{ cm}$) $0.05 \times 1700 = 85\text{ kg/m}^2$
 - Trois couches 36.S (étanchéité multicouche) 12 kg/m^2
 - Béton forme de pente ($e = 10\text{ cm}$) $0.1 \times 2200 = 220\text{ kg/m}^2$
 - Isolation thermique au polystyrène (4 cm) $0.04 \times 400 = 16\text{ kg/m}^2$
 - Dalle (corps roux) (20+5) $0.25 \times 1375 = 330\text{ kg/m}^2$
 - Enduit en plâtre (2 cm) $0.02 \times 1000 = 20\text{ kg/m}^2$
- $G_t = 678\text{ kg/m}^2$
 $Q_t = 100\text{ kg/m}^2$

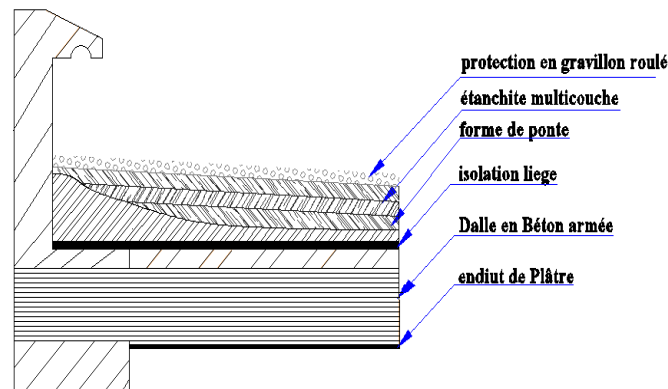
II-I-1-b)- Plancher des étages courants :

- Revêtement (carrelage 2 cm) 40 kg/m^2
 - Mortier de ciment (2 cm) $0.02 \times 2000 = 40\text{ kg/m}^2$
 - Couche de sable (2 cm) $0.02 \times 1800 = 36\text{ kg/m}^2$
 - Plancher (20 + 5) $0.25 \times 1375 = 330\text{ kg/m}^2$
 - Enduit au plâtre ($e = 2\text{ cm}$) $0.02 \times 1000 = 20\text{ kg/m}^2$
 - Cloison..... 90 kg/m^2
- $G_{EC} = 552\text{ kg/m}^2$
 $Q_{EC} = 150\text{ kg/m}^2$

II-I-1-c)- Plancher RDC : $G = 552\text{ kg/m}^2$
 $Q = 150\text{ kg}$



Fig(II.I.2):Plancher des étages courants



Fig(II.I.1): Plancher de terrasse

II-I-2)-L'escalier :

Palier :

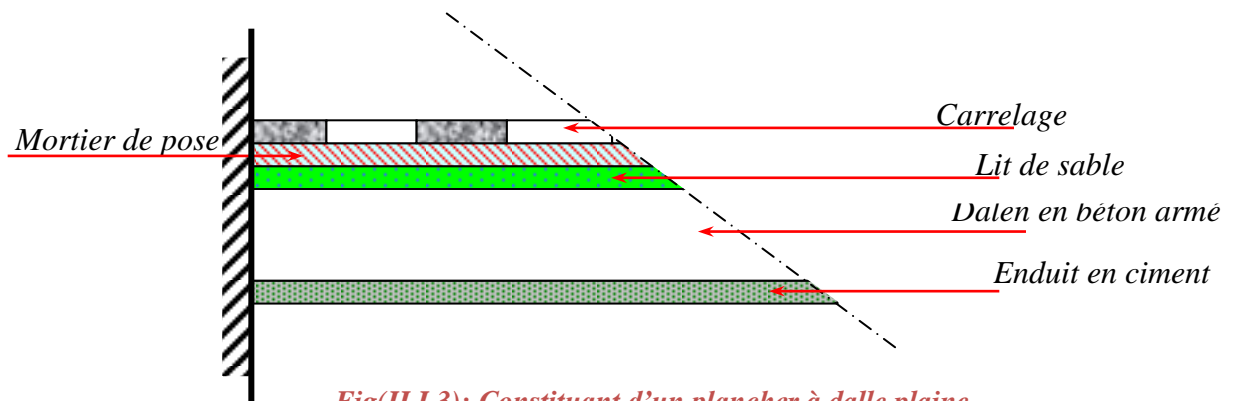
• Carrelage	$0.02 \times 2200 = 44 \text{ kg/m}^2$
• Mortier de pose	$0.02 \times 2000 = 40 \text{ kg/m}^2$
• Dalle plein	$0.16 \times 2500 = 400 \text{ kg/m}^2$
• Enduit en ciment	$0.02 \times 2000 = 40 \text{ kg/m}^2$
	$G = 524 \text{ kg/m}^2$
	$Q = 250 \text{ kg/m}^2$

Paillasse :

• Poids de la paillasse	$2500 \times 0.16 / \cos 29.54 = 459.75 \text{ kg/m}^2$
• Poids de la marche	$2200h/2 = 2200 \times 0.17/2 = 187 \text{ kg/m}^2$
• Carrelage ($e = 2\text{cm}$)	44 kg/m^2
• Mortier de pose ($e = 2 \text{ cm}$)	40 kg/m^2
• Enduit en plâtre	20 kg/m^2
	$G = 750.75 \text{ kg/m}^2$
	$Q = 250 \text{ kg/m}^2$

II-I-3)- Balcon :

• Poids de la dalle ($e = 15 \text{ cm}$)	$0.15 \times 2500 = 375 \text{ kg/m}^2$
• Mortier de pose (2 cm)	$0.02 \times 2000 = 40 \text{ kg/m}^2$
• Couche de sable	36 kg/m^2
• Carrelage (2 cm)	44 kg/m^2
• Enduit (2 cm)	20 kg/m^2
	$G = 515 \text{ kg/m}^2$
	$Q = 350 \text{ kg/m}^2$



Fig(II.I.3): Constituant d'un plancher à dalle pleine

II-I-4)- Acrotère :

D'après le schéma de la section droite de l'acrotère le poids de ce dernier par mètre linière est:

$$G = 207.5 \text{ kg/ml.}$$

$$Q = 100 \text{ kg/ml.}$$

5)- Murs extérieurs :

- Enduit extérieur (2 cm) $0.02 \times 2000 = 40 \text{ kg/m}^2$
 - Briques creuses (15 cm) $0.15 \times 1400 = 210 \text{ kg/m}^2$
 - Briques Ame (ep = 10 cm) $0.1 \times 1300 = 140 \text{ kg/m}^2$
 - Enduit intérieur en plâtre $0.015 \times 1200 = 18 \text{ kg/m}^2$
- $G = 408 \text{ kg/m}^2$

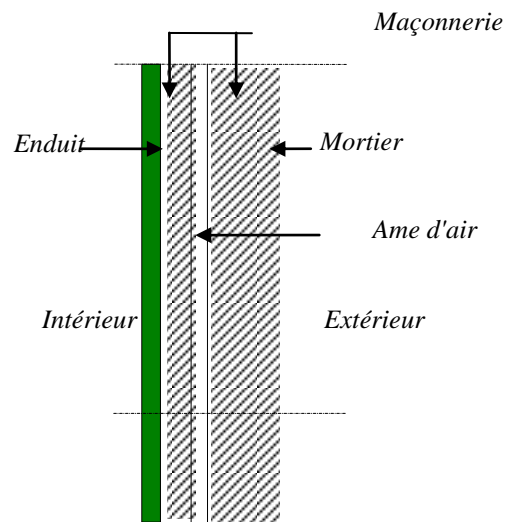


Fig (II.I.4): Schéma de Mur

II-II) PRE DIMENSIONNEMENT**II-II-1)-Introduction :**

Le pré dimensionnement a pour but “ le pré calcul “des sections des différents éléments résistants. Il sera fait selon les règles du BAEL 91 et le RPA 99, pour arriver à déterminer une épaisseur économique et permet d’assurer la bonne tenue de l’ensemble de la structure.

II-II-2)- Pré dimensionnement du plancher : [1]

Les planchers sont des plaques minces dont l’épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, pour ce type de bâtiment on choisit des planchers à corps creux pour les raisons suivantes :

- La facilité de réalisation.
- Les portées de l’ouvrage ne sont pas importantes.
- Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.

Les planchers à corps creux sont constitués d’une dalle horizontale associée à un système de poutres format nervures (poutres principale, poutres secondaires et les poutrelles...)

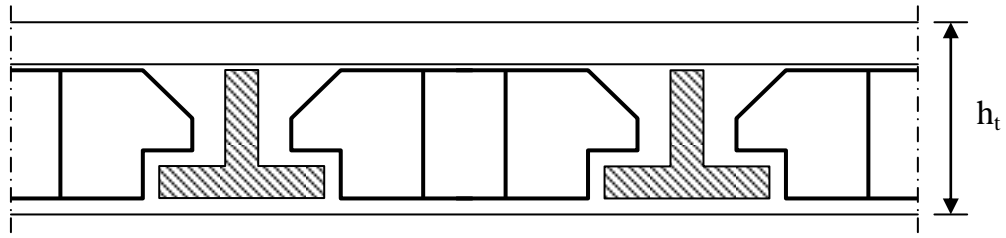


Fig (II.II.1) : Plancher à corps creux

- L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistances. On déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions ci-après :

a-résistances à feu :

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

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

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

On admet:

$e = 16\text{ cm}$

b-isolation phonique :

Le confort et l'isolation phonique exigent une épaisseur minimale de : $e=16\text{ cm}$

c-condition de flèche :

On a :
$$\frac{L}{25} < h_t < \frac{L}{20}$$

L : la portée de la poutrelle mesurée à nu des appuis.

h_t : L'épaisseur de plancher.

$$L_{max} = \min(L_x^{max}, L_y^{max}) = \min(5.5; 5.3) = 5.3\text{m}$$

$$530/25 < h_t < 530/20 \Rightarrow 21.2 < h_t < 26.5\text{cm}$$

$$\Rightarrow h_t = 25$$

Donc on utilise un plancher de type (20+5)

Dalle de compression : $h_0=5\text{cm}$

Nous avons un plancher de type (20+5)

• **Poutrelles : [I]**

selon BAEL 91 :

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 < (b-b_0)/2 \\ b_1 < L/10 \\ 6 h_0 \leq b_1 \leq 8 h_0 \end{cases}$$

$$b_1 = 27.5\text{ cm}$$

-Dimensions de la poutrelle :

$$b=65\text{cm} ; b_0 = 10\text{ cm} ; h_0 = 5\text{cm} ; h_t=25\text{ cm}$$

$$h_t = 20+5 = 25\text{ cm}$$

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

$$b=2b_1+b_0$$

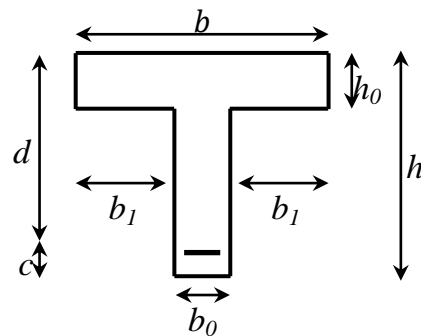


Fig (II.II.2) : Dimensions des poutrelles

II-II-3)-Pré dimensionnement des poutres : [1][4]

Les dimensions des poutres doivent respecter de RPA 99(Version 2003) et les règles BAEL 91.

les dimensions des poutres doivent vérifier les conditions suivantes :

- Résistance
- Déformation (flèche).
- La condition de la flèche suivant BAEL 91 est :

$$0.3 h \leq b \leq 0.5 h$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$
- Vérification de condition exigée par RPA 99 (v2003)
- $b \geq 20 \text{ cm}$
- $h \geq 30 \text{ cm}$
- $\frac{h}{b} \leq 4.0$

II-II-3-a) - Poutre principale :

Poutre: $L=535\text{cm}$

$$\frac{535}{15} \leq h \leq \frac{535}{10} \Rightarrow 35.66 \leq h \leq 53.5 \Rightarrow h = 50\text{cm}.$$

$$0.3h \leq b \leq 0.6h \Rightarrow b \geq 20 \Rightarrow b = 30\text{cm}.$$

$$\frac{h}{b} = \frac{50}{30} = 1.666 < 4 \dots \dots \dots (cv)$$

Alors on a des poutres de :

$$(b*h) \Rightarrow (30*50)$$

II-II-3- b) -Poutre secondaire :

poutre : $L_1 = 530\text{m}$

$$\frac{530}{15} \leq h \leq \frac{530}{10} \Leftrightarrow 35.33 \leq h \leq 53 \Rightarrow h = 45\text{cm}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.6h \Rightarrow b \geq 20 \Rightarrow b = 30\text{cm}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{45}{30} = 1.5 < 4 \dots \dots \dots (cv)$$

Alors on a des poutre de :

$$(b*h) \Rightarrow (30*45)$$

II-II-4)-Pré dimensionnement des poteaux : [1][4]

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

-Selon le RPA, 99 préconise pour la zone III : le R P A 99 V 2003 préconise.

$$-\min (a , b) \geq 30 \text{ cm}$$

$$-\min (a , b) \geq h_e/20$$

$$-1/4 < a/b < 4$$

a, b : dimension de la section.

h_e : hauteur d'étage.

Les règles (BAEL 91) préconisent de prendre la section réduite de Poteau

Donc : $B_r = (b-2)(a-2)$ en cm^2

Les poteaux seront pré dimensionné en compression simple;

l'effort de compression est donne par la relation suivante (BAEL 91) :

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

- B_r : Section réduite du poteau (en cm^2).
- f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé = 400 MPa.
- A_s : Section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.
- $A_s = 0.9 \% B_r$: (section d'armature minimale pour un béton comprimé d'après le RPA 99 art 7.4.2.1).
- α : Coefficient dépendant de l'élançement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

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

$$\text{et } \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{si } 50 < \lambda \leq 70$$

$$\lambda \leq 50 \quad (\text{pas de flambement})$$

$$\text{on pose : } l = 3.06 \text{ m.}$$

$$\lambda = 35 \text{ (pas de flambement)}$$

$$\ell_f = 0.7 l \quad (\text{Poteau di encastré selon BAEL 91})$$

$$\ell_f = 0.7 (3.06) = 2.142 \text{ m}$$

$$\text{donc : } \alpha = 0.85 / 1 + 0.2 (35/35)^2 = 0.71$$

$$\boxed{\alpha = 0,71}$$

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

dans ce cas on prend : $a = b$

$$\Rightarrow B_r = (a - 2)^2$$

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

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$\gamma_b = 1.5$$

$$Nu \leq \alpha \left[\frac{(a - 2)^2 f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{0.009 (a - 2)^2 f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$\frac{Nu}{\alpha} \leq (a - 2)^2 \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{0.009 f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$(a - 2)^2 \geq \frac{Nu}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{0.009 f_e}{\gamma_s} \right]}$$

$$(a - 2)^2 \geq \frac{Nu}{0.71 \left[\frac{0.25}{0.9(1.5)} + \frac{0.009 \times 4}{1.15} \right]} \Rightarrow \boxed{(a - 2)^2 \geq 6.5 Nu}$$

Pour tenir compte de le l'effet sismique, nous majorons les dimensions de poteau de 20% :

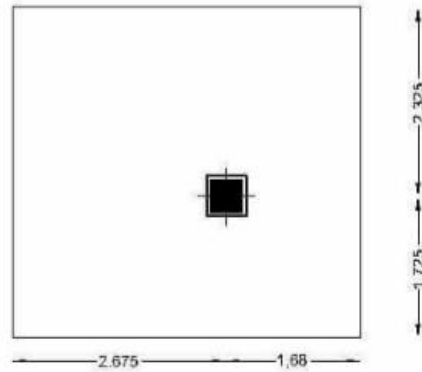
$$a' = 1.2.a.$$

coefficient 1,1 pour tient compte poids propre de poteau.

Pour une section carrée $B_r = (a - 0,02)2$ d'ou : $a = b = \sqrt{B_r} + 2$ (en cm).

Tableau (II.II.1): Surfaces offerts des poteaux

Poteau de:	surface (m ²)
Centre	17.63
Rive	10.83
D'angle	6.21



II-II-a-Poteau de centre:

- Charge permanente :

-Planche terrasse : $G = 0.678 \text{ t/m}^2$

$$0.678 \times 17.63 = 11.95 \text{ t}$$

- Poutre long : $0.30 \times 0.50 \times 4.05 \times 2.5 = 1.52 \text{ t}$
- Poutre trans : $0.30 \times 0.45 \times 4.35 \times 2.5 = 1.46 \text{ t}$

$$G_t = 14.93 \text{ t}$$

-Planche étage courant : $G = 0.552 \text{ t/m}^2$

$$0.552 \times 17.63 = 9.73 \text{ t}$$

- Poutre long : $= 1.52 \text{ t}$
- Poutre trans : $= 1.46 \text{ t}$

$$G_{ec} = 12.71 \text{ t}$$

Pour le RDC:

$$G_{tot} = [G_t + 10 G_{ec}] 1.10 = [14.93 + 10(12.71)] 1.10$$

$$G_{tot} = 156.23 \text{ t}$$

$$G_{tot} = 156.23 \text{ t}$$

Les charges ainsi obtenues sont majorées forfaitairement de 1.10 pour les poteaux centraux

dans les cas des bâtiments à trois travées.

- charge d'exploitation: (lois de dégression)

- Charges différentes:

$$\sum_0 = Q_0$$

$$\sum_1 = Q_0 + Q_1$$

$$\sum_2 = Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$$

$$\sum_3 = Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\sum_4 = Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

$$\text{pour } n \geq 5 \quad Q_t = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_1^n Q_i$$

- Charges identique

$$\sum_0 = Q_0$$

$$\sum_1 = Q_0 + Q$$

$$\sum_2 = Q_0 + 1.9Q$$

$$\sum_3 = Q_0 + 2.7Q$$

$$\sum_4 = Q_0 + 3.4Q$$

$$\text{pour } n \geq 5 \quad Q_t = Q_0 + \left[\left(\frac{3+n}{2} \right) Q \right]$$

- On a:

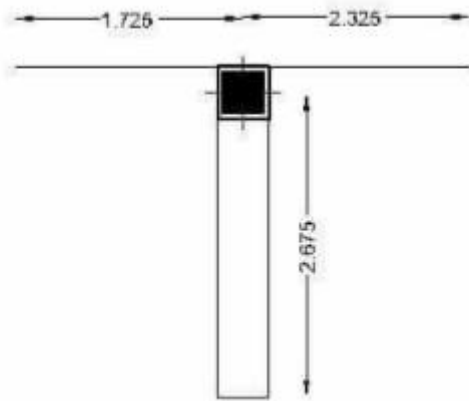
Le plancher terrasse $Q = 0.1 \text{ t/m}^2$

L'étage courant $Q = 0.15 \text{ t/m}^2$

Nombre des étages : $n = 10$

Tableau (II.II.2): Sections des poteaux centraux

Niveaux	$G (t)$	$N_G (t)$	$Q (t)$	$N_Q (t)$	$1.1Nu(t)$	$B_r (cm^2)$	$a' = (\sqrt{Br} + 2) * 1.2$	$a \times b (cm^2)$
10	14.93	14.93	1.763	1.763	25.08	163.02	17.72	40x40
9	12.71	27.63	2.644	4.407	48.301	313.95	23.66	40x40
8	12.71	40.35	2.644	6.787	71.115	462.24	28.13	40x40
7	12.71	53.06	2.644	8.903	93.478	607.60	31.97	40x40
6	12.71	65.77	2.644	10.75	115.401	750.106	35.26	40x40
5	12.71	78.48	2.644	12.34	136.895	889.81	38.19	45x45
4	12.71	91.19	2.644	13.66	157.949	1026.66	40.84	45x45
3	12.71	103.9	2.644	14.98	179.003	1163.51	43.33	45x45
2	12.71	116.61	2.644	16.30	200.057	1300.37	45.67	50x50
1	12.71	129.32	2.644	17.63	221.122	1432.29	47.81	50x50
RDC	12.71	142.03	2.644	18.95	242.176	1574.144	50.01	50x50



II-II-4-b)- Poteau de rive :

La surface : $S = 10.83$

-Charge permanente :

- Plancher terrasse : $G = 0.678 \text{ t/m}^2$

$$G = 0.678 \times 10.83 = 7.34 \text{ t}$$

- Poutre long : $0.30 \times 0.50 \times 4.05 \times 2.5 = 1.52 \text{ t}$
- Poutre trans : $0.30 \times 0.45 \times 2.675 \times 2.5 = 0.90 \text{ t}$
- L'acrotère : $0.207 \times 4.05 = 0.84 \text{ t}$

$$\boxed{G_{ET} = 10.6 \text{ t}}$$

- Plancher étage courant : $G = 0.552 \text{ t/m}^2$

$$G = 0.552 \times 10.83 = 5.97 \text{ t}$$

- Poutre long : = 1.52 t
- Poutre trans : = 0.90 t
- Poids du mur : $G = 0.408 \text{ t/m}^2$

$$P_{mur} = h \times l \times G$$

$$h = 3.06 - 0.50 = 2.56 \text{ m}$$

$$P_{mur} = 2.56 \times (4.05) \times 0.408$$

$$p_{mur} = 4.23 \text{ t}$$

$$G_{EC} = 5.97 + 1.52 + 0.90 + 4.23 = 12.62 \text{ t}$$

$$\boxed{G_{EC} = 12.62 \text{ t}}$$

Pour le RDC: $G_{TOT} = G_{ET} + 10G_{EC}$

$$G_{TOT} = 10.6 + 10(12.62)$$

$$\boxed{G_T = 136.8 \text{ t}}$$

- Charge d'exploitation : (lois de dégression)

- Planche terrasse $Q = 0.1 \text{ t/m}^2$
- Etage courant $Q = 0.15 \text{ t/m}^2$
- Nombre des étages : $n = 10$

Tableau (II.II.3): Sections des poteaux rive

Niveaux	G (t)	N_G (t)	Q (t)	N_Q (t)	1.1Nu(t)	Br (cm^2)	$a = (\sqrt{Br} + 2) * 1.2$	$a \times b$ (cm^2)
10	10.6	10.6	1.083	1.083	17.52	113.88	15.20	40x40
9	12.62	23.22	1.552	2.707	38.94	253.11	21.49	40x40
8	12.62	35.84	1.552	4.169	60.10	390.65	26.11	40x40
7	12.62	48.46	1.552	5.469	80.98	526.37	29.93	40x40
6	12.62	61.08	1.552	6.606	101.60	660.04	33.22	40x40
5	12.62	73.7	1.552	7.581	121.95	792.67	36.18	45x45
4	12.62	86.32	1.552	8.393	142.03	923.19	38.86	45x45
3	12.62	98.94	1.552	9.205	162.11	1053.71	41.35	45x45
2	12.62	111.56	1.552	10.01	182.18	1184.17	43.69	50x50
1	12.62	124.35	1.552	10.83	202.52	1316.38	45.93	50x50
RDC	12.62	136.97	1.552	11.64	222.60	1446.9	48.04	50x50

Vérification de la section : Par le RPA : [4]

L'article 7.4.1 de RPA99 exige :

Pour la zone III on a :

$$\min (b_1, h_1) \geq 30 \quad \Leftrightarrow \quad \min (30, 30) \geq 30 \text{ vérifié.}$$

$$\min (b_1, h_1) \geq h_e / 20 \quad \Leftrightarrow \quad \min (30, 30) = 30 \geq 306 / 20 = 15.3 \text{ vérifié.}$$

$$1/4 < b_1 / h_1 < 4 \quad \Leftrightarrow \quad 1/4 < (30 / 30) = 1 < 4 \text{ vérifier.}$$

D'après le RPA99 les poteaux de rives et d'angle doivent avoir des sections comparables à celles des poteaux centraux pour des raisons techniques de réalisation et de rapidité d'exécution, et pour leur conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismique.

II-II-5)-Pré dimensionnement de l'escalier :

L'escalier est un élément de la structure qui permet de passer d'un niveau à un autre et il se compose d'un certain nombre de marche qu'on appelle emmarchement la longueur d'une marche s'appelle le giron, h est la hauteur d'une marche.

Le projet comporte les escaliers à paillasse adjacentes composé de deux paillasse et un palier.

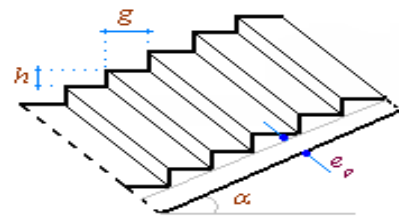


Figure (II.II.3) : Escalier

II-II-5-A/Dimensionnement :

On a un seul type d'escalier (hauteur des étages identique).

Hauteur d'étage H : $H = 3.06 \text{ m} = 306 \text{ cm}$.

Les dimensions des marches et contre marches à partir de la formule de BALONDEL :

$$59 \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$$

Dimension des marches (giron) g : $25 \leq g \leq 32 \text{ cm}; g = 30 \text{ cm}$

Dimension des contre marches h : $14 \leq h \leq 20 \text{ cm}; h = 19 \text{ cm}$

Emmarchement = 1.20 m

Nombre des contre marches n_c : $n_c = \frac{H}{h} = 16$ contre marches

Nombre des marches n à chaque étage : $n_m = n_c - 1 = 15$ marches

L'inclinaison de paillasse extérieure α : $tg(\alpha) = \frac{h}{g} \Rightarrow \alpha=32.34^\circ$

Longueur de paillasse extérieure L_P : $L_P = \frac{H/2}{\sin\alpha} \Rightarrow L_P = 2.86m$

L'épaisseur de paillasse e_p : $\frac{L_P}{30} \leq e_p \leq \frac{L_P}{20}$; $9.53 \leq e_p \leq 14.3 \Rightarrow e_p = 14cm$

Palier :

Longueur de palier : $L_P = 1.2 m$

L'épaisseur de palier : $e_p = 14 cm$

Et après la vérification de la flèche - chapitre « calcul des éléments secondaires » ; on adopte un épaisseur de : $e=16 cm$

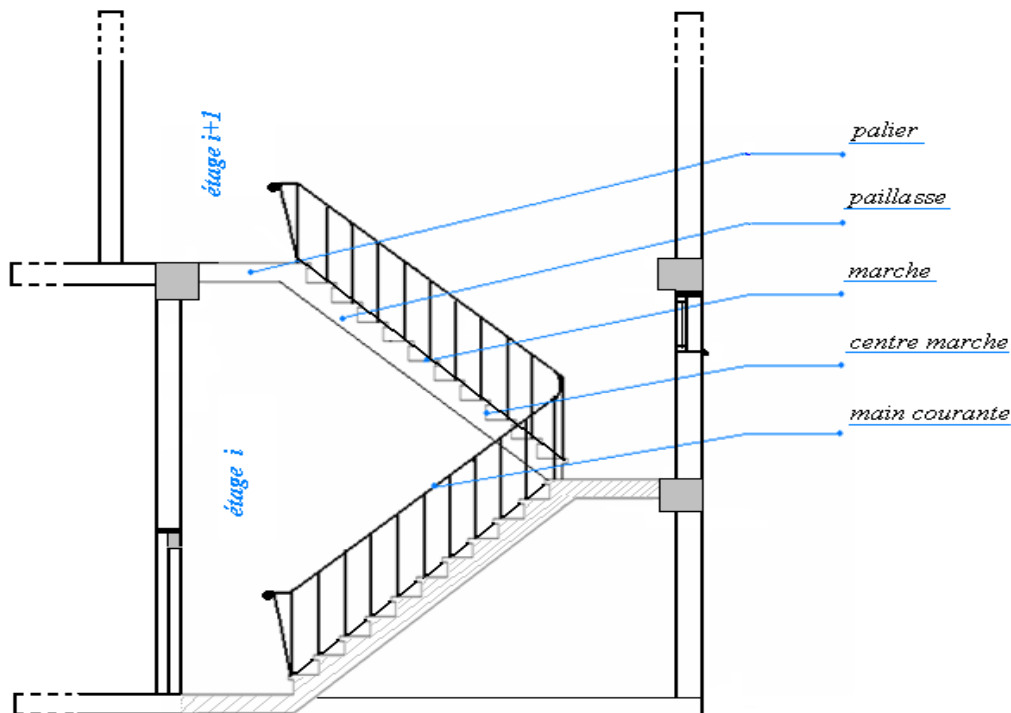


Figure (II.II.4) : Coupe longitudinal d'escalier

II-II-6)-pré dimensionnement du balcon :

Le balcon est encastré sur trois côtés et appuyé sur le quatrième.

L'épaisseur d'une dalle appuyée sur trois ou quatre côtes est donnée par la formule:

$$\frac{L}{15} \leq e \leq \frac{L}{20} + 7cm$$

Donc: $L_1 = 100 cm$

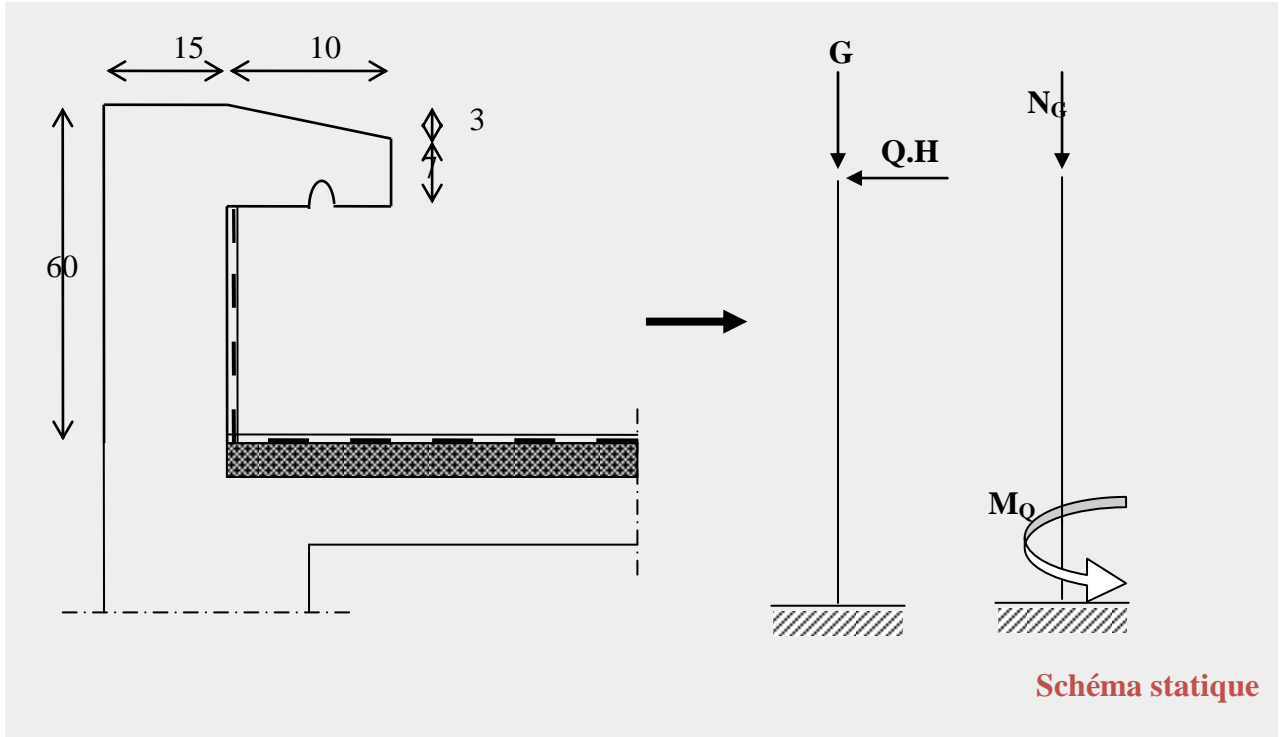
$$\frac{100}{15} \leq e \leq \frac{100}{20} + 7cm \Rightarrow 6.6 \leq e \leq 12cm$$

Donc on prend : $e=15cm$.

II-II-7)-pré dimensionnement de l'acrotère :

On adopte un type standard dont les dimensions sont présentés dans la figure si –après
La coupe de la surface est égale:

$$S = 0.0675 \text{ m}^2$$



Fig(II.II.5): Dimensions de l'acrotère

II-II-8)-Pré dimensionnement des voiles :

Sont considères comme voiles les éléments satisfaisant a la condition $\ell \geq 4 a$
Dans le cas contraire, ces éléments sont considères comme des éléments linéaires.

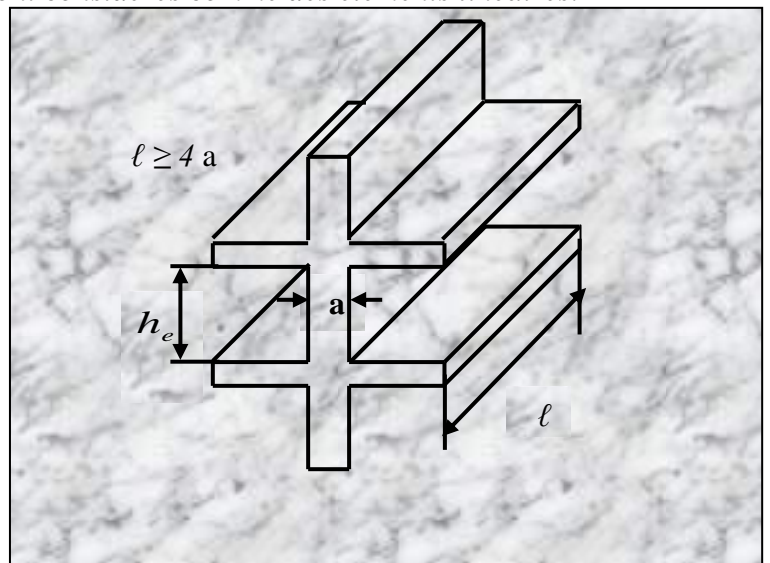
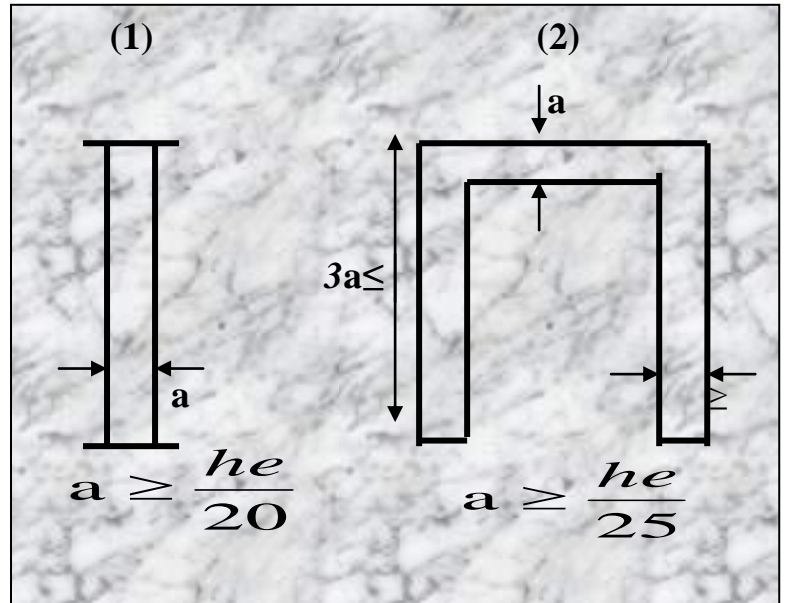


Fig (II.II.6) : Coupe de voile en élévation

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 comme indique a la figure



Fig(II.II.7): Coupe de voile en plan

on a le types de voile :

- $h_e = 3.06 \text{ m}$ Alors

$$a \geq h_e/25 = 306/25 = 12.24 \text{ cm}$$

$$a \geq h_e/20 = 306/20 = 15.30 \quad \text{selon RPA99 V2003}$$

$$a \geq \max(h_e/20, 15) = 15.30 \text{ alors } a=16$$

II-II-9)-Pré dimensionnement d'ascenseur:

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

- Poids de la cabine vide: $P_c=28.5KN$
- Charge d'exploitation (pour notre cas de 06 personnes) : $P_e=4.50KN$
- Vitesse de l'ascenseur : $V=1m/s$

Pour évaluer la charge dynamique de l'ascenseur on va se baser sur le principe de la conservation de l'énergie cinétique: $\Delta E_c = \sum W_i$

E_c : L'énergie cinétique.

W_i : Le travail effectué.

Ainsi sur la loi de Newton: $\sum \vec{F} = M \cdot \vec{a}$

On va étudier le cas le plus défavorable dans une seule phase :

(L'accélération est positive et sa direction vers le bas).

$V=1m/s$ (maximale).

On aura donc : $\frac{1}{2} M (V^2 - V_0^2) = F \cdot H$ (1)

$$\frac{1}{2} M (V^2 - V_0^2) = M (g + a) H$$

Avec:

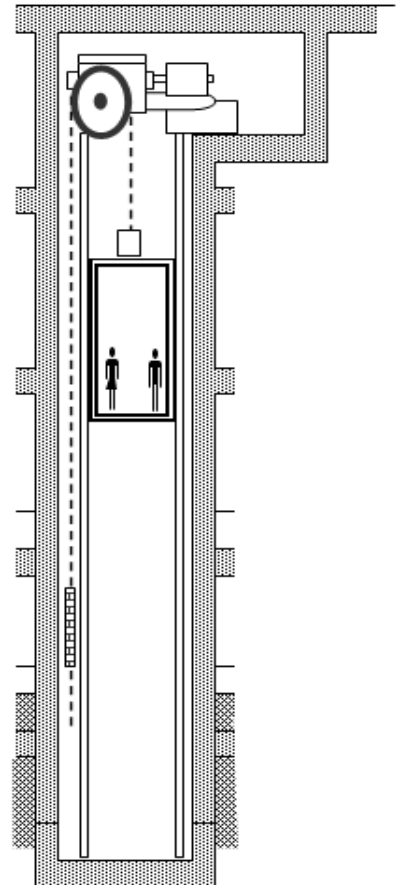
V : la vitesse finale qui est égale à $1m/s$.

V_0 : la vitesse initiale qui est nulle.

M : la masse de la cabine.

H : le déplacement qui égale à $H_{totale} - H_{cabine}$

$\Rightarrow H = 30.6 - 2.65 = 27.95m$



Fig(II.II.8): Coupe de la cag d'ascenseur

a : l'accélération de l'ascenseur.

(1) $\Rightarrow \frac{V^2}{2} = (g + a) H$

$$a = \frac{1}{H} \left(\frac{V^2}{2} - g * H \right)$$

$$a = -9,98m/s^2$$

$$\text{Donc: } F_{\text{cabine}} = (28.5) \times 100 \times 9.98 = 28.44 \text{KN}$$

$$F_{\text{exploitation}} = (4.5) \times 100 \times 9.98 = 4.491 \text{KN}$$

Pour le contre poids (y compris la machinerie), il doit être majoré par 10% pour raison de sécurité (pour éviter un renversement éventuel).

$$\text{Donc : } F_{\text{c. poids}} = 1,1(F_c + F_e) = 36.224 \text{KN}$$

$$G = 36.224 + 28.5 = 64,72 \text{KN}$$

$$Q = 4.5 \text{KN}$$

$$S = 1.78 \times 1.08 = 1.922 \text{ m}^2$$

Donc la surcharge :

$$Q_0 = \frac{(P_c + G)}{S} = \frac{(28.5 + 64.72)}{1.922} = 48.49 \text{KN}$$

Donc:

$$q = G + Q + Q_0$$

$$q = 64.72 + 4.5 + 48.49 = 117.71 \text{KN}$$

$$q = 117.71 \text{KN}$$

*Etude d'un bâtiment (R+10) à usage d'habitation
Contreventement mixte
(Voiles +Portiques)*

Chapitre III

Calcul des éléments secondaires

III-CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III-1)-Calcul de l'acrotère:

L'acrotère est un système isostatique assimilable à une console encastrée à la base au niveau de plancher terrasse et soumise aux charges suivantes :

- Poids propre de l'acrotère;
- Surcharge due à la main courante.

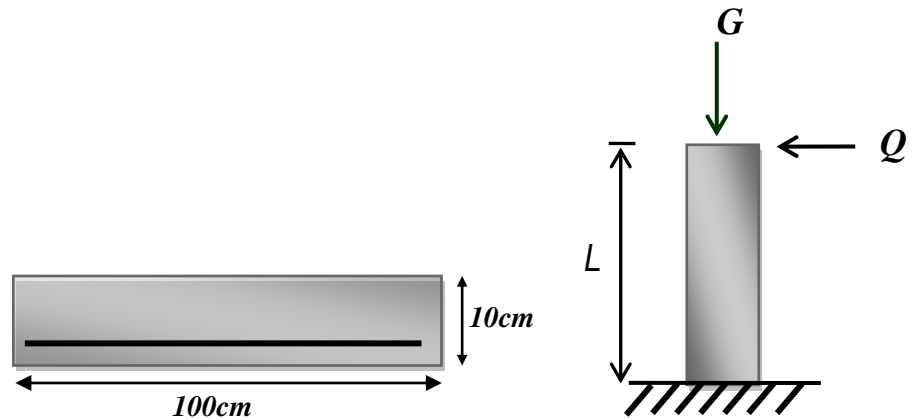
Le calcul se fait en flexion composée avec les dimensions:

$$b = 100 \text{ cm}$$

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

$$c = 1 \text{ cm}$$

$$h_L = 60 \text{ cm}$$



Figure(III.1.1): Schéma statique de l'acrotère.

III-1-1)-Détermination de l'effort due au séisme :[1]et[4]

Le (RPAV2003) exige de vérifier les éléments de structure sous l'effet des forces horizontales suivant la formule:

$$F_p = 4 A C_p W_p \dots \dots \dots \text{ (BAEL91)}$$

C_p : facteur de force horizontale pour les éléments secondaires donnés par le tableau (RPA99 V 2003) consol : $C_p = 0.8$.

W_p : poids de l'élément = 0.207 t/ml

A = coefficient d'accélération (zone III, groupe d'usage 2)

$$A = 0.25$$

$$\text{D'où: } F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 0.207 = 0.1656 \text{ t.}$$

$$\boxed{F_p = 0.1656 \text{ t/ml}}$$

$q_u = 0.1 \text{ t}$: surcharge due à la main courante.

La condition pour que l'acrotère puisse résister à cette force:

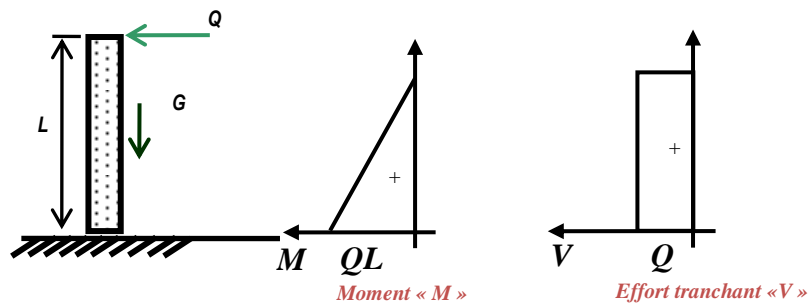
$$F_p > 1.5 Q = 1.5$$

$$\begin{cases} G = 2.03 \text{ KN/ml.} \\ Q = 1.656 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

Les efforts:

$$L'ELU: \begin{cases} N_u = 1.35 G = 1.35 \times 2.03 \\ N_u = 2.74 \text{ KN.} \\ M_u = 1.5 Q h = 1.5 \times 1.656 \times 0.60 = 1.490 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

$$L'ELS: \begin{cases} N_s = G = 2.03 \text{ KN} \\ M_s = Q h = 0.939 \text{ KN.m.} \end{cases}$$



Figure(III.1.2) : Schéma de diagrammes des moments et les efforts tranchants

III-1-2- Ferrailage de l'acrotère:[1]

III-1-2-1/- calcul à l'ELU:

- Calcul d'excentricité:

$$e = e_0 + e_2 + e_a \quad \text{avec:}$$

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.490}{2.74} = 0.543 \text{ m}$$

$$\boxed{e_0 = 0.543 \text{ cm}}$$

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{h_L}{250}\right) = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{60}{250}\right)$$

$$\boxed{e_a = 2 \text{ cm}}$$

$$\lambda = \frac{\ell f}{i}$$

$$\text{Avec :} \quad i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{bh^3/12}{bh}} \quad \Rightarrow \quad i = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

$$\ell f = 2 \ell_0 \text{ (BAEL 91)}$$

$$\ell f = 2 \times 0.60 = 1.2 \text{ m.}$$

$$\lambda = \frac{1.2\sqrt{12}}{0.10} = 41.56$$

$$\lambda_{max} \leq \max(50; \min(67e_0/h; 100)) = 100$$

$\lambda \leq \lambda_{max}$ Donc : pas de risque de flambement

e_2 : excentricité du 2^{ème} ordre elle est prise en compte si

$$\frac{\ell f}{h} \leq \max\left(15, \frac{20e_0}{h}\right)$$

$$\frac{1.20}{0.60} = 2, \frac{20e_0}{h} = \frac{20 \times 54.3}{60} = 18.1$$

$$\max(15, 17.78) = 18.1$$

$$e_2 = \frac{3\ell f^2}{10^4 h} \times [2 + (\alpha\varphi)] \quad (\text{BAEL 91})$$

φ : Le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée (généralement pris égale à 2).

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_U}{1.5 M_{SER}}\right)$$

On trouve :

$$\alpha = 0.00$$

$$e_2 = \frac{3 \times (1.2)^2}{10^4 \times 0.10} \times [2 + (0.00 \times 2)] = 0.00864 \text{ cm}$$

$$e = e_0 + e_2 + e_a = 0.543 + 0.00864 + 0.02 = 0.571 \text{ m}$$

On majore N_u , M_u ; tel que la méthode forfaitaire consiste à tenir compte des effets du second ordre en introduisant l'excentricité totale :

$$N'_U = 0.279 \text{ t}$$

$$M'_U = N'_U * (e_1 + e_2) = 0.153 \text{ t.m}$$

$$M_{Ua} = M'_U + N'_U \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_{Ua} = 0.153 + 0.279(0.09 - 0.1/2)$$

$$M_{Ua} = 0.164 \text{ t.m/ml}$$

Tableau (III.1.2): Calcul de la section des armatures

M_{Ua} (t.m/ml)	μ	α	z (m)	ε_s (%)	σ_s (MPa)	A_1 (cm ² /ml)	A_S (cm ² /ml)
0.164	0.011	0.014	0.089	1	348	0.413	0.333

$$D'où: \mu_{bu} = M_{Ua}/bd^2 f_{bu}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$A_1 = M_{Ua}/(Z \cdot \sigma_s)$$

$$A_S = A_1 - N'_U/\sigma_s$$

$$\mu_{bu} = 0.016 \leq 0.186 \quad \Rightarrow \text{pivot A} \quad \rightarrow \quad \varepsilon_s = 10\text{‰} \quad \rightarrow \text{pas d'acier comprimé.}$$

III-1-2-2-Calcul à l'ELS :[1]

- Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.939}{2.03} = 46 \text{ cm}$$

$$\boxed{e_0 = 46 \text{ cm}}$$

$$e_1 = h/6 = 0.1/6 = 0.0167 \text{ m}$$

$e_0 > e_1 \Rightarrow$ La section partiellement comprimée (S.P.C)

On calculera la section en flexion simple sous l'effet d'un moment fléchissant, par rapport au c.d.g des armatures tendues.

Évaluation du moment au niveau des armatures tendues :

$$M_{ser/A} = M_{ser/G} + N_{ser} (d - h/2)$$

$$= 0.4625 + 0.203(0.09 - 0.1/2) = 0.470 \text{ t.m/ml.}$$

La contrainte du béton est donnée à l'E.L.S par :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \Rightarrow \sigma_{bc} = 15 \text{ MPA}$$

La contrainte d'acier :

$\sigma_s = \min(2/3f_e, 150\eta)$ car la fissuration est jugée préjudiciable .

$$\eta = 1.6 \Rightarrow \sigma_s = 240 \text{ MPa}$$

Calcul du moment limite de service M_1 :

$$M_1 = \mu_r \cdot b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}$$

$$\mu_r = (\alpha_r/2) / (1 - \alpha_r/3)$$

$$\alpha_r = (15\sigma_{bc}) / (15\sigma_{bc} + \sigma_s) = 0.484$$

$$\mu_r = 0.203 \Rightarrow M_1 = 0.058 \text{ t.m}$$

$M_{ser/A} < M_1$ (pas d'armature comprimée $A' = 0$).

$$Z = d(1 - \alpha_r/3) = 0.075$$

$$A_{s1} = M_{ser} / (Z \cdot \sigma_s) = 0.1242 \cdot 10^{-2} / (0.075 \times 240) = 0.69 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_{ser} = A_{s1} - N_{ser} / \sigma_s = 0.69 \cdot 10^{-4} - (0.207 \cdot 10^{-2} / 240) = 0.60 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ser} = 0.60 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} \geq 0.23 * b_0 * d * (f_{t28}/f_e) = 1.080 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Alors : } A_S = \text{Max} (A_{ser}; A_u; A_{min})$$

D'ou : $A_S = 1.08 \text{ cm}^2/\text{ml}$, on choisit 4HA8 (1.41 cm^2/ml) espacé de 32cm.

Armature de répartition :

$$A_r = A_S/4 = 0.502 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On prend : 4HA8 avec un espacement de 20 cm.

- **Vérification à l'effort tranchant :**

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u \leq \bar{\tau}$$

Tableau (III.1.3) : Vérification de l'effort tranchant.

F_{c28} (MPa)	T_u^{max} (t/ml)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
25	0.248	0.027	3.33	vérifiée

$$\bar{\tau}_u = \min(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{MPa})$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d}$$

- **III-1-2-3-Croquis de ferrailage :**

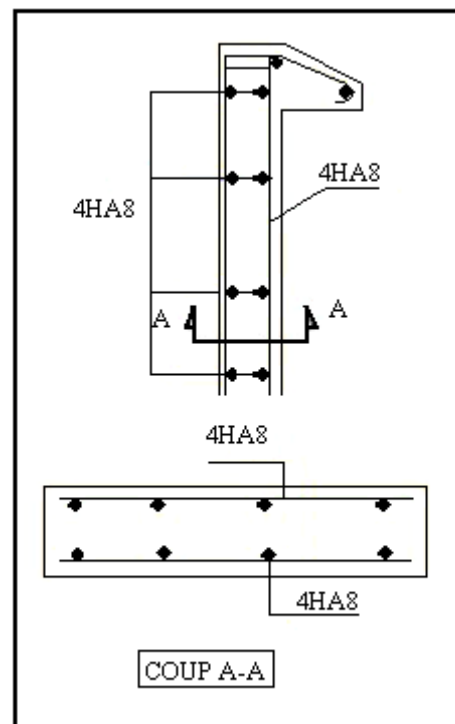


Figure (III.1.3): Schéma de Ferrailage

III-2-)Calcul du balcon:

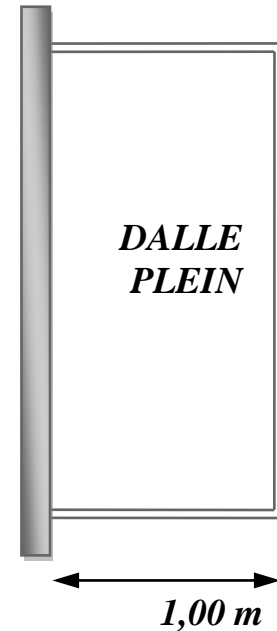
Le balcon est une dalle pleine étudiée comme une poutre encastrée d'un seul côté (poutre consol) et dans le calcul on prend une bande de 1 mètre.

III-2-1- Dimensionnement:

L : longueur totale $L = 1.00 \text{ m}$

e : l'épaisseur $\frac{L}{15} \leq e \leq \frac{L}{20} + 7 \text{ cm}$

On prendre $e = 15 \text{ cm}$.



FigIII.2.1 : Schéma de Coffrage du balcon.

III-2-2-1-Charges permanentes:

- Poids de dalle ($e=15\text{cm}$)..... $0.15 \times 25 = 3.75 \text{ KN/m}^2$.
- Mortier de pose (2cm) 0.4 KN/m^2 .
- Couche sable 0.36 KN/m^2 .
- Enduit de plâtre 0.20 KN/m^2 .
- Carrelage (2cm)..... 0.44 KN/m^2

$$G = 5.15 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2.$$

III-2-2-2-Charges concentrées: (poids du garde corps):

- Brique creuse ($e=10\text{cm}$)..... 1.4KN/m^2 .
- Enduit en ciment (2face) $0.02 \times 2 \times 20 = 0.8\text{KN/m}^2$.

$$G_m = 2.2\text{KN/m}^2$$

III-2-3-Combinaison d'action :

- Etat limite de résistance(ELU):

$$1.35G + 1.5Q = [(1.35 \times 5.15) + (1.5 \times 3.5)] 1m = 12.202 \text{ KN/ml.}$$

$$p_m = 1.35 (Gm \times h \times 1.00)$$

$$h = 150 \text{ cm.}$$

$$p_m = 1.35 (2.2 \times 1.5 \times 1.00)$$

$$p_m = 4.45 \text{ KN.}$$

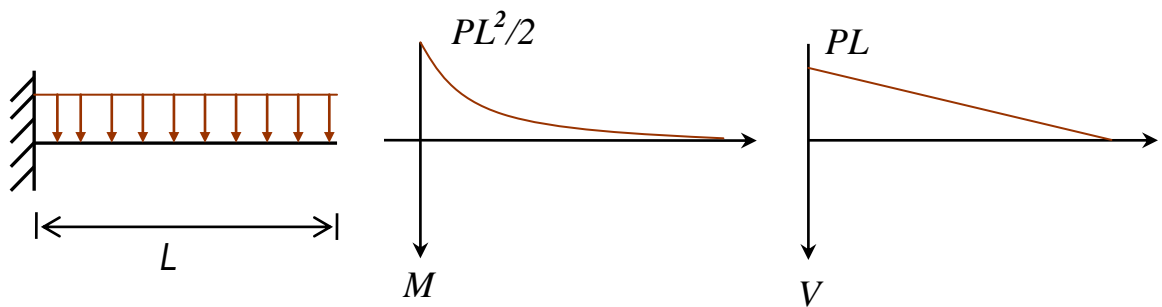
- Etat limite de service (ELS):

$$G + Q = (5.15 + 3.5) 1m = 8.65 \text{ KN/ml.}$$

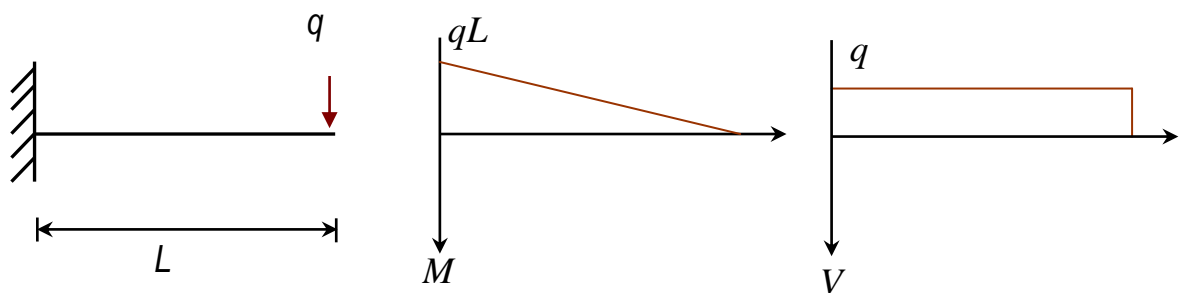
$$p_m = (Gm \times h \times 1.00)$$

$$p_m = (2.2 \times 1.5 \times 1.00)$$

$$p_m = 3.3 \text{ KN.}$$



FigIII.2.2: Schéma de diagrammes des moments et les efforts tranchants sous charge P.



FigIII.2.3: Schéma de diagrammes des moments et les efforts tranchants sous charge q.

III-2-4- Le Moment maximal à l'encastrement:**ELU:**

$$M_u = -\left(\frac{QL^2}{2} + P_m \ell\right)$$

$$M_u = -\left(12.202 \times \frac{(1.00)^2}{2}\right) - (4.45 \times 1.00)$$

$$M_u = -10.55 \text{ KN.m.}$$

ELS :

$$M_{ser} = -\left(\frac{QL^2}{2} + P_m \ell\right)$$

$$M_{ser} = -\left(8.65 \times \frac{(1.00)^2}{2}\right) - (3.3 \times 1.00)$$

$$M_{ser} = -7.62 \text{ KN.m.}$$

III-2-5- L'effort tranchant maximal:**ELU:**

$$V = Q\ell + P_m = 12.202 (1.00) + 4.45$$

$$V = 16.65 \text{ KN}$$

ELS:

$$V = Q\ell + P_m = 8.65 (1.00) + 3.3$$

$$V = 11.95 \text{ KN}$$

- Ferrailage:

à l'E.L.U : flexion simple

$$b = 100 \text{ cm;}$$

$$d = h - 2 = 15 - 2 = 13 \text{ cm.}$$

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

$$\mu_{bu} = \frac{10.55 \times 10^3}{14.2 \times 100 \times 13^2} = 0.043$$

$$\gamma = \frac{10.55}{7.62} = 1.38$$

$$\mu_{ulu} = 0.293.$$

$$\mu_{bu} < \mu_{ulu}.$$

$$\text{Donc } A'_u = 0$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2(0.043)} \right) = 0.055$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.13(1 - 0.4 * 0.055) = 0.127$$

$$u_{bu} \leq 0.186 \quad \text{Pivot A: } \varepsilon_s = 10 \text{ ‰} ; \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \times 10^3 \text{ KN/m}^2$$

$$A_u = Mu / (Z \cdot \sigma_s) = 10.55 / (0.127 * 348 * 10^3) = 2.39 \text{ cm}^2$$

A l'E.L.S : flexion simple

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \times 10^3 \text{ KN/m}^2$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) = 202 \times 10^3 \text{ KN/m}^2$$

$$\alpha_r = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} = 0.527$$

$$M_{rb} = \frac{\alpha_r}{2} \left(1 - \frac{\alpha_r}{3} \right) b d^2 \bar{\sigma}_{bc} = 55.06 \text{ KN.m} \quad \text{on a: } M_{ser} = 8.65 \leq M_{rb} = 55.06$$

$$z_r = d \left(1 - \frac{\alpha_r}{3} \right) = 0.107 \text{ m}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{z \bar{\sigma}_s} = 8.65 / 0.107 (202 * 10^3) = 4.00 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_u, A_{ser}) = \max(2.39, 4.00) = 4.00 \text{ cm}^2$$

Vérification :

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0.23 \times b d f_{t28}}{f_e} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$\text{Le choix : } A = 4 \text{ HA } 12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

- **Condition de cisaillement : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$**

$$\text{Avec: } \tau_u = \frac{V_u}{b d}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_u = 11.95 / 1 * 0.13 = 91.92 \text{ KN/m}^2$$

$$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} = 2.5 \times 10^3 \text{ KN/m}^2$$

$$\tau_u = 91.92 \leq \bar{\tau}_u = 2500 \dots\dots\dots \text{cv}$$

c-à-d : le ferrailage transversale n'est pas nécessaire.

- **Condition de flèche :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.15 \geq 0.0625 \dots\dots\dots cv \\ 0.15 \geq 0.085 \dots\dots\dots cv \\ 0.0034 \leq 0.0105 \dots\dots\dots cv \end{array} \right.$$

Donc :

Les flèches sont vérifiées

- **Les armatures de répartitions :**

$$A_{r\acute{e}p} = A_s / 4 = 4.52 / 4 = 1.13 \text{ cm}^2$$

Le choix : $A = 4HA 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

- **L'espacement :** $S_t = S_t^{max}$

$$S_t^{max} \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) = \min(11.7, 40) = 11.7\text{cm} \text{ donc : } S_t = 11\text{cm}$$

Vérification au séisme : [4]

D'après le RPA99 / 2003, article (6.2.3) ces éléments doivent être calculées sous l'action des forces horizontales " Fp " agissant sur les éléments non structuraux et les équivalent ancrées à la structure, suivant la formule :

$$F = 4AC_pW_p$$

$$W_p = 5.15 * 1.00 = 5.15 \text{ KN/ml}$$

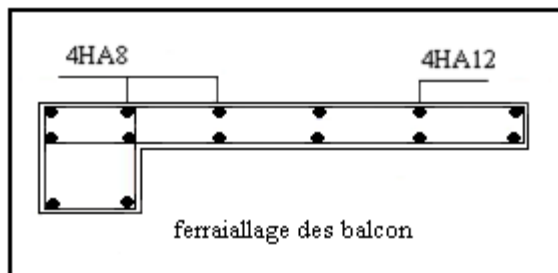
$$F = 4 * 0.25 * 0.8 * 5.15 = 4.12 \text{ KN/ml}$$

$$M(x) = F * L = 4.12 * 1.00 = 4.12 \text{ KN.m}$$

$$T = F = 4.12 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = 1.5M(x) = 6.63 \text{ KN.m} < 10.55 \text{ KN.m} \dots\dots\dots cv$$

$$M_{ser} = M(x) = 4.12 \text{ KN.m} < 7.62 \text{ KN.m} \dots\dots\dots cv$$



FigIII.2.4: Schéma de ferrailage du balcon.

III-3-Escalier :

III-3-1-Définition:

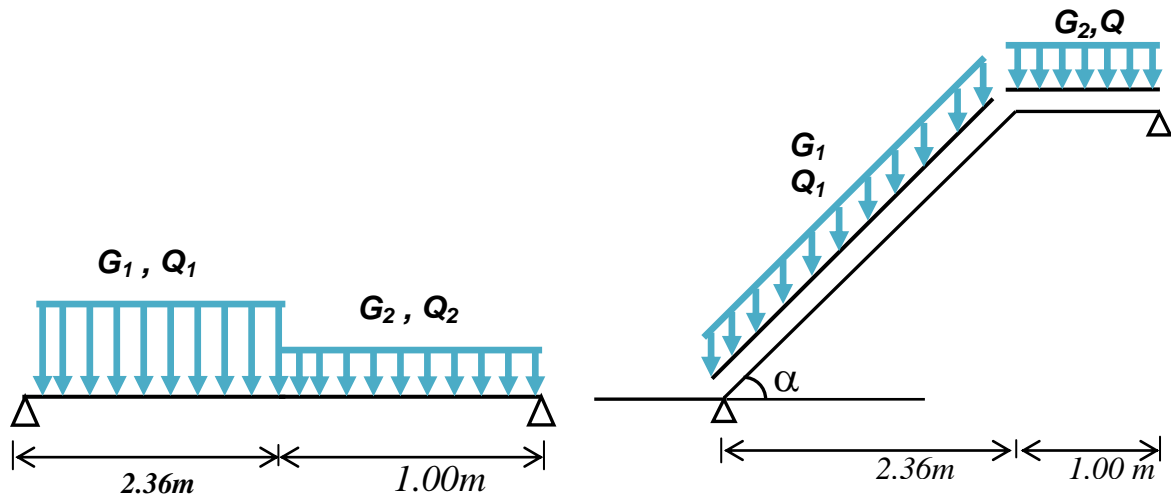
Les escaliers sont de type classique et pratique du fait du caractère répétitif lors de la réalisation, ainsi que l'avantage qu'ils apportent en matière de finition, les paillasse reposent simplement sur les paliers.

III-3-2- Ferrailage:

Schéma statique :

Il est considéré comme un console horizontale dans les poutres, soumise à des charges permanentes G et des charges verticales Q et une charge concentrée q due à la poussée d'une main courante.

Le calcul se fait en flexion simple à l'ELU et à l'ELS, pour une bande de 1 ml et un épaisseur $e = 15$ cm.



FigIII.3.1 : Schéma statique d'escalier

III-3-2-a/- les actions :

- Paillasse : $G_1 = 7.507 \text{KN/m}^2$
 $Q_1 = 2.50 \text{KN/m}^2$
- Palier : $G_2 = 5.24 \text{KN/m}^2$
 $Q_2 = 2.50 \text{KN/m}^2$

III-3-2-b/-combinaison d'actions :**Etat limite ultime (ELU) :**

- $q_{u1} = 1.35G_1 + 1.5Q_1 = 1.35 \times 7.507 + 1.5 \times 2.5 = 13.88 \text{kn/ml}$
- $q_{u2} = 1.35G_2 + 1.5Q_2 = 1.35 \times 5.24 + 1.5 \times 2.5 = 10.82 \text{kn/ml}$

Etat limite de service (ELS) :

- $q_{ser1} = G_1 + Q_1 = 7.507 + 2.5 = 10.00 \text{kn/ml}$
- $q_{ser2} = G_2 + Q_2 = 5.24 + 2.5 = 7.74 \text{kn/ml}$

On prend dans notre calcul la charge du paillasse ($q_{u1} > q_{u2}$) et on la généralisée a tout la longueur de l'escalier.

L'ELU : $q_u = 1.388 \text{ t/ml}$ L'ELS : $q_{ser} = 1.00 \text{ t/ml}$ **III-3-3-Calcul des sollicitations :**

$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} \Rightarrow M_0 = 1.388 \times (3.36)^2 / 8 \Rightarrow M_0 = 1.95 \text{ t.m}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \times L^2}{8} = 1.00 \times (3.36)^2 / 8 \Rightarrow M_{ser} = 1.411 \text{ t.m}$$

Moment en travée :

$$M_{tu} = 0.9M_0 = 0.9 \times 1.95 = 1.755 \text{ t}$$

Moment en appui :

$$M_a = 0.2 M_0 = 0.2 \times 1.95 = 0.39 \text{ t}$$

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} \Rightarrow T_u = 1.388 \times 3.36 / 2 \Rightarrow T_u = 2.33 \text{ t}$$

L'escalier n'est pas exposé aux intempéries, donc le ferrailage se fait en fissuration peu nuisible.

$$b = 1 \text{ m}$$

$$d = 0.9h = 0.9 \times 15 = 13.5 \text{ cm}$$

Ferrailage en travée :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = 1.755 \times 10^{-2} / 1 \times (0.135)^2 \times 14.20 = 0.067$$

$$\mu = 0.067 < 0.186 \Rightarrow \text{section sans armatures comprimés.}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.086$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.130$$

$$Z = 0.130 \text{ m}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = 3.9 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : 4HA12 ($A_s = 4.52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$)

Armature de répartition :

$$A_r = A_s / 4 \Rightarrow A_r = 4.52 / 4 \Rightarrow A_r = 1.13 \text{ cm}^2 \text{ on prend } A_r = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ (4T8) esp20cm}$$

Ferraillage en appui :

$$\mu_{bu} = \frac{Ma}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.392 \times 10^{-2} / (1 \times (0.135)^2 \times 14.20)$$

$$\Rightarrow \mu_{bu} = 0.015$$

$\mu_{bu} \leq 0.186$ l'état limite ultime atteint le pivot A

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.019$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.13$$

$$Z = 0.13 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = 1.17 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ on prend } A_s = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ (4T8) esp20cm.}$$

Armature de répartition :

$$A_r = A_s / 4 = 2.01 / 4 \Rightarrow A_r = 0.50 \text{ cm}^2 \text{ on prend } A_r = 1.13 \text{ cm}^2 \text{ (4T6) esp20cm.}$$

III-3-3-Vérification :

III-3-3-a) Condition de non fragilité :

$$A_{min} > 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} > 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{min} > 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = \min(A_{sb}, A_{sa}) \Rightarrow A_{min} = 2.01 > 1.63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots cv$$

III-3-3- b) Vérification des contraintes :

- **Position de l'axe neutre**

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

Après la résolution de l'équation :

$$y = 3.655 \text{ cm}$$

- **-Moment d'inertie :**

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

$$I = 8205.24 \text{ cm}^4$$

- **-Contrainte du béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad , \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \quad , \quad \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 \Rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.455 \times 10^4 \times 3.655 / 8205.25 = 6.28 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots cv$$

- **-Contrainte d'acier :**

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s \quad , \quad \sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) \quad , \quad \overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{1.15}$$

$$\overline{\sigma}_s = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times 1.455 \times 10^4 \times (13.5 - 3.655) / 8205.24$$

$$\sigma_s = 253.94 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s \dots\dots\dots cv$$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

Il n'y a pas de reprise de bétonnage.

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \overline{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.33 \times 0.01 / 1 \times 0.135 = 0.17 \Rightarrow \tau_u = 0.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \overline{\tau}_u \dots\dots\dots cv$$

Donc il n'est pas nécessaire de concevoir des armatures transversales.

- **Vérification de la flèche :**

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ h \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

Donc :

$$\begin{cases} \frac{0.15}{3.36} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.044 \geq 0.0625 & \dots\dots\dots c.n.v \\ 0.044 \leq \frac{0.85 M_0}{10M_0} = 0.085 & \dots\dots\dots c.n.v \end{cases}$$

Puisque les deux conditions ne sont pas vérifiées, le calcul de la flèche est nécessaire.

D'après le BAEL 91 la flèche totale est : $\Delta\delta_t = \delta_v - \delta_i$

La flèche admissible est :

$$f = \frac{l}{500} \quad \text{Si : } L < 5 \text{ m}$$

Avec: $\delta_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{si}} \dots\dots\dots (1)$

$$\delta_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{sv}} \dots\dots\dots (2)$$

(1) : flèche due aux charges instantanées

(2): flèche due aux charges différées

Dans notre cas $L= 3,40 \text{ m}$

Moment d'inertie de la section totale homogène :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2$$

Moment d'inertie fictif :

$$I_{\delta_i} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{\delta_v} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec: $\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots (1)$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = 0.4 \lambda_i \dots\dots\dots (2)$$

(1): pour la déformation instantanée

(2): pour la déformation différée

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 d} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s z} \text{ et } z = d - \frac{y}{3} \quad \text{Tel que: } b=1\text{m} ; d = 0,135$$

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

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa}$$

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Tableau (III.1.4) : Vérification de la flèche

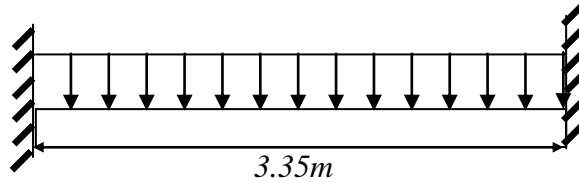
M_{ser}	A_s	B_0	D	P	y	Z	$\bar{\sigma}_s$	f_{t28}
1.455×10^{-2}	0.000452	1	0.135	0.0033	0.0365	0.122	255.87	2.1

B	λ_i	λ_v	M	h	I_0	I_{si}	I_{sv}	E_i
1	6.36	2.54	0.67	0.15	0.00030	0.000063	0.00012	32164.20

E_v	L	δ_i	δ_v	$\Delta \delta_i$	F_{ad}	condition
10818.87	3.40	0.0078	0.012	0.0044	0.0067	Verifier

III-3-4-Poutre palière:

La poutre palière sert d'encastrement au palier, elle est calculée à l'ELU puisque les fissurations sont considérées peu nuisibles.



FigIII.1.5 : Schéma statique de la poutre palière.

III-3-4-1-Dimension de la poutre :

Selon le B.A.E.L 91 les dimensions de la poutre sont :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 22.33 \text{ cm} \leq h \leq 33.5 \text{ cm}$$

$$0,2h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 7 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$$

Le RPA99 préconise :

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} < 4 \end{cases}$$

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

III-3-4-2-Calcul les Sollicitation :

Le poids propre de la poutre :

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

Réaction de palier :

$$R = 2.91t$$

III-3-4-3-Combinaison de la charge :

E.L.U :

$$P = 1.35 (0.263) + 1.5 (2.91) = 4.72t$$

$$M_{max}(\text{en travée}) = \frac{Pl^2}{24} = 2.20 \text{ t.m}$$

$$M_{max}(\text{sur l'appui}) = \frac{Pl^2}{12} = 4.41 \text{ t.m}$$

E.L.S :

$$P = 0.263 + 2.91 = 3.17 t$$

$$M_{max}(\text{en travée}) = \frac{Pl^2}{24} = 1.48 \text{ t.m}$$

$$M_{max}(\text{sur l'appui}) = \frac{Pl^2}{12} = 2.96 \text{ t.m}$$

III-3-4-4-Ferraillage :

En travée: **Tableau (III.1.6) : Ferraillage de la poutre palière en travée**

$b \text{ (cm)}$	$H_t \text{ (cm)}$	μ_{bu}	α	$Z \text{ (m)}$	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min}(\text{BAEL})$	$A_{adopté}$	Choix des barres
30	35	0.025	0.031	0.31	1.28	1.14	3.39	3HA12

En Appui: **Tableau (III.1.7) : Ferraillage de la poutre palière en appui**

$b \text{ (cm)}$	$H_t \text{ (cm)}$	μ_{bu}	α	$Z \text{ (m)}$	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min}(\text{BAEL})$	$A_{adopté}$	Choix des barres
30	35	0.051	0.066	0.306	6.51	1.14	7.69	5HA14

II-3-4-5- Vérification :

III-3-4-5-a-Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u, \bar{\tau}_u = \min(0.13 \times f_{c28}, 4Mpa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0.13 \times 25, 4Mpa)$$

$$\bar{\tau}_u = 3.25Mpa$$

$$\tau_u = \frac{Tu}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = 1.388 / 0.3 \times 0.315 \Rightarrow \tau_u = 0.146Mpa$$

Donc : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ condition Vérifié.

III-3-4-5-b-Vérification des contraintes :

Tableau (III.1.8) : Vérification des contraintes

Type	A_s (cm^2)	y (cm)	$I (cm^4)$	σ_{bc} Mpa	$\bar{\sigma}_{bc}$ Mpa	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$	σ_s (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ Mpa	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$
Travée	3.39	8.77	33001.14	6.19	15	vérifié	240.72	348	vérifié
Appui	7.69	12.18	61097.32	9.28	15	vérifié	221.03	348	vérifié

III-3-4-5-c-Vérification des flèches :

Pour une poutre encastrée de ses extrémités, la flèche est :

$$f = \frac{pl^4}{384EI}$$

I : l'inertie de la poutre.

$$I = bh^3 / 12 = 0.3 \times 0.35 / 12^3$$

$$I = 0.00107 m^4$$

E: module de Young (E = 32164.20MPA)

L : longueur de la poutre L = 3.35 m

$$P = 4.72t/m$$

On doit vérifier que :

$$f < f_{adm} = L/500 = 0.84 cm.$$

$$f = 4.72 \times 10^{-2} \times (4.20)^3 / 384 \times 32164.20 \times 0.00107$$

$$f = 0.026 cm$$

$$f = 0.026 cm < f_{adm} = 0.84 cm \dots \dots \dots cv$$

III-3-4-6-Les Armatures Transversales :

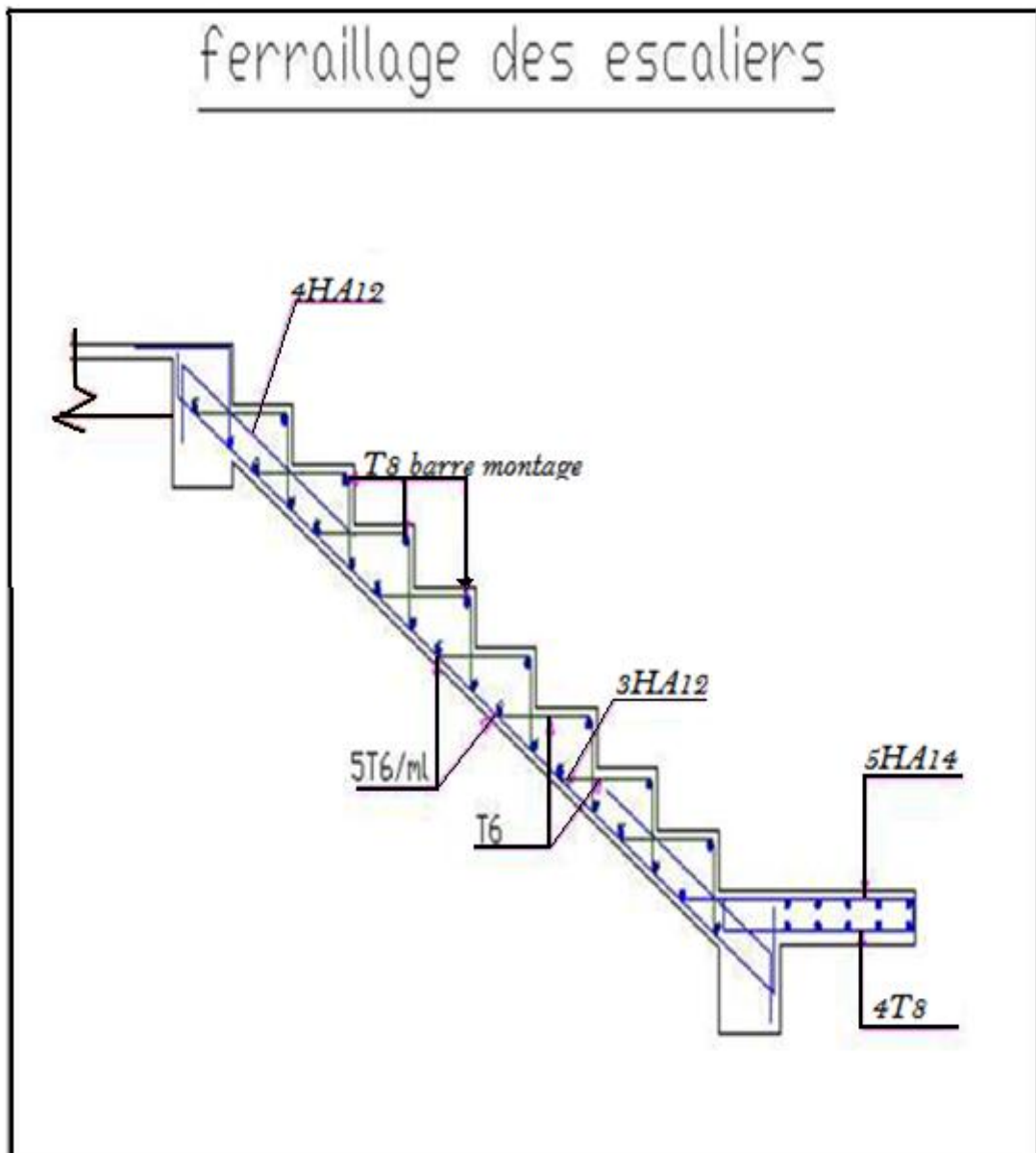
$$\phi_t \leq \min(h/35; b_0/10; \phi_l)$$

$$\phi_t \leq \min(35/35; 30/10; 1.2) = 1 \text{ cm}$$

On prend $\phi_t = 8\text{mm}$

$$A_t = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

On prend $St = 15\text{cm}$

III-3-4-7-Croquis de ferrailage:

FigIII.3.3: Schéma de ferrailage d'escalier.

III.4/ calcul des planchers : [1]**III-4-1)- Introduction:**

Les planchers sont les éléments qui limitent les étages et qui ont pour rôle de supporter les charges permanentes et les surcharges d'exploitation, et d'assurer une bonne isolation thermique et acoustique des différents étages, on utilise des planchers à corps creux composés:

- d'un hourdis portant sur les poutrelles et éventuellement sur les poutres principales
- de poutrelles transmettant aux poutres principales les efforts en provenance de l'hourdis;

III.4-2) Planchers à corps creux:**III-4 -2-1) Calcul des poutrelles :**

- La poutrelle est soumise à son poids propre et poids des corps creux, ainsi qu'aux charges d'exploitations dues aux personnels du chantier.
- Cette étape correspond à l'avant coulage du béton, la poutrelle se calcule comme une poutre travaillant iso statiquement (avant durcissement du béton).
- Les poutrelles sont assimilées à des poutres continues, la section transversale est représentée par la figure ci-après :
- Les poutrelles n'étant pas exposées aux intempéries donc le calcul se fera fissuration peu nuisible.
- Le calcul des armatures se fera en flexion simple.

III-4-2-2)- Méthode de calcul : [1]

Selon que les quatre (4) conditions suivantes sont vérifiées ou pas, on appliquera différentes méthodes (BAEL91 B-6-6-2) :

a) la méthode s'applique aux constructions courantes, c'est à dire lorsque

$$Q \leq 2G \text{ ou } Q \leq 5 \text{Kn/m}^2;$$

b) les moments d'inertie des sections transversales sont identiques le long de la poutre ;

c) les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 :

$$0.8 \leq L_i/L_{i+1} \leq 1.25$$

d) la fissuration est peu nuisible.

Si a, b, c et d sont vérifiées, on appliquera la méthode forfaitaire (Annexe E1, BAEL).

Si une ou plus des conditions précédentes ne le sont pas, on appliquera la méthode de Caquot (Annexe E2, BAEL).

Pour notre cas, la condition « c » n'est pas vérifiée :

$$L_i = 3.95m$$

$$L_{i+1} = 5.15m$$

$$L_i/L_{i+1} = 0.76 < 0.8$$

Donc on adoptera pour le calcul la méthode de Caquot.

III-4-2-3)- Principe de la méthode de Caquot :

Cette méthode est basée sur la théorie générale des poutres continues, mais on modifiant légèrement les coefficients numériques obtenus par la théorie pour mettre les résultats en accord avec l'expérience

-Formules utilisés :

• Moments en appui

$$M_a = 0,15M_0 \quad \text{appui de rive, avec } M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

$$M_a = \frac{q_w l'_w{}^3 + q_e l'_e{}^3}{8,5(l'_w + l'_e)} \quad \text{appui intermédiaire.}$$

$$(T_w; T_e) \text{ Effort tranchant} \quad \begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases}$$

: Effort tranchant sur les appuis de gauche et droite respectivement dans la travée considérée.

Moment en travée

$$M_t(x) = -\frac{qx^2}{2} + \left(\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} \right) x + M_w \quad \text{avec}$$

$$x = \frac{+T_w}{q} = L \frac{-T_w}{T_e - T_w}$$

M_0 : valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment maximum).

(): Valeurs des moments sur les appuis de gauche et droite respectivement dans la travée considérée.

q_w : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.

q_e : Charge répartie à droite de l'appui considéré.

On calcule de chaque côté de l'appui, les longueurs de travées fictives l'_w à gauche et à droite avec :

$l' = 1$ Pour une travée de rive.

$l' = 0,81$ Pour une travée intermédiaire.

Où « l » représente la portée de la travée libre.

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

1ère étape : avant le coulage de la table de compression.

2ème étape : après le coulage de la table de compression

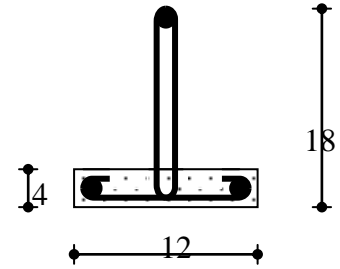
1ère étape : avant le couplage de la table de compression :

On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités. Elle supporte :

Son poids propre.

Poids du corps creux.

Surcharge due à l'ouvrier $Q=1 \text{ KN/ml}$



Fig(III.4.1):Poutrelle préfabriquée

Evaluation des charges et surcharges

Charges permanentes:

Poids propre de la poutrelle $0,10 \times 0,04 \times 25 = 0,1 \text{ KN/ml}$

Poids du corps creux $0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation $0,65 \times 1 = 0,65 \text{ KN/ml}$

Combinaison de charges:

ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,97 \text{ KN/ml}$.

ELS : $q_{ser} = G + Q = 1,39 \text{ KN/ml}$.

Calcul des moments :

$$M_u = q_u \frac{l^2}{8} = 6,65 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = q_{ser} \frac{l^2}{8} = 4,69 \text{ KN.m}$$

Ferraillage :

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'ELU. $M_u = 4,14 \text{ KNm}$; $b = 12 \text{ cm}$; $d = 3,6 \text{ cm}$;

$$\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

D'après l'organigramme de la flexion, on a

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = 1,88 > \mu_r = 0,392 \Rightarrow A'_s \neq 0.$$

Donc les armatures de compression sont nécessaires, mais on ne peut pas les mettre car la section du béton est trop faible. On prévoit donc des étaielements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant le coulage de la table de compression.

Les étaielements se sont disposés de telle façon à annuler les armatures comprimées telle que :

$$\mu < \mu_r \text{ c à d :}$$

$$\frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} < \mu_r \Rightarrow M_u < \mu_r .bd^2\sigma_{bc}$$

$$\Rightarrow l \leq \left[\frac{\mu_r .bd^2\sigma_{bc} .8}{q} \right]^{1/2}$$

Donc :

$$l \leq \left[\frac{0,392.0,12.(0,036)^2 .14,17.8}{1,97.10^{-3}} \right]^{1/2} = 1,87m$$

2ème étape : après le coulage de la table de compression

Après le coulage et le durcissement de la dalle de compression, la poutrelle travaille comme une poutrelle en « T ».

Evaluation des charges et surcharges:

Plancher terrasse:

$$\text{Charges permanentes} \quad 6,78 \times 0,65 = 4,407 \text{KN/ml.}$$

$$\text{Surcharge d'exploitation} \quad 1 \times 0,65 = 0,65 \text{KN/ml.}$$

Plancher étage courant:

$$\text{Charges permanentes} \quad 5,52 \times 0,65 = 3,58 \text{KN/ml.}$$

$$\text{Surcharge d'exploitation} \quad 1,5 \times 0,65 = 0,98 \text{KN/ml.}$$

Combinaison de charges:

Plancher terrasse:

$$\text{ELU :} \quad q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,59 \text{KN/ml.}$$

$$\text{ELS :} \quad q_{ser} = G + Q = 5,057 \text{KN/ml.}$$

Plancher étage courant

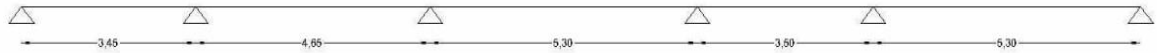
$$\text{ELU :} \quad q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,30 \text{KN/ml.}$$

$$\text{ELS :} \quad q_{ser} = G + Q = 4,56 \text{KN/ml.}$$

Remarque : Les poutrelles de plancher terrasse sont les plus sollicitées.

Efforts internes

Poutrelles à six (05) travées



Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau (III.1.9.) : Moment en travée de la poutrelle à 5 travées

Travées		1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	
Longueur réelle (l)		3.95	5.15	5.80	4.00	5.80	
Longueur réduite (l')		3.95	4.12	4.64	3.2	4.64	
Appuis		1	2	3	4	5	6
l' _o (m)		0.00	3.95	4.12	4.64	3.2	5.80
l' _e (m)		3.95	4.12	4.64	3.2	4.64	0.00
Sur appuis	M _u (KN m)	1.97	12.63	15.03	13.11	13.10	4.252
	M _{ser} (KN m)	1.81	5.56	11.53	10.06	10.06	3.498
	T _o (KN)	9.12	15.02	17.12	12.92	17.12	
	T _e (KN)	-5.13	-15.61	-17.79	-13.43	-17.79	
x (m)		1.38	2.27	2.59	1.96	2.59	
En travée	M _u (KN m)	7.00	16.02	20.46	12.65	15.58	14.00
	M _{ser} (KN m)	8.59	17.68	22.09	12.55	17.11	12.89

III-4-2-4)-Ferrailage des poutrelles

Le calcul se fait à l'ELU en flexion simple, nous prenons la poutrelle la plus défavorable. Le tableau ci-dessous résume les efforts maximaux en appuis et en travées.

Tableau (III.1.10) : Efforts maximaux en appuis et en travées

KN. MM _{a.u} ^{max}	KN. MM _{a.ser} ^{max}	KN. MM _{t.u} ^{max}	KN. MM _{t.ser} ^{max}	KN T _u ^{max}
15.03	11.53	20.46	22.09	-17.79

D'après l'organigramme de calcul d'une section en « T » :

Si $M_u < M_t$: l'axe neutre se trouve dans la table de compression.

Si $M_u > M_t$: l'axe neutre se trouve dans la nervure.

$$M_t = bh_0 f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,058947 MN = 58,95 KNm$$

Nous avons, $M_u < M_t$ donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section à étudier est une section rectangulaire ($b \times h$) en flexion simple et $\mu_c = 0,334$.

Tableau (III.1.11) : Ferrailage des poutrelles

	M _U (KN.M)	μ	α	Z (CM)	σ _S (MPA)	A _S (CM ²)	A _{S.MIN} (CM ²)	CHOIX	A _{S.ADOPT} (CM ²)
Travée	20.46	0,068	0,088	17,31	348	3.38	1,41	3HA12	3.39
Appui	15.03	0,025	0,03	17,77	348	1,19	1,41	2HA12	2.26

III-4-2-5)-Vérifications:

a-Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ tel que :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28}, 4MPa) \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d}$$

$$\tau_u = 0,62MPa < \bar{\tau}_u = 3,25MPa \quad \dots\dots\dots cv$$

Au voisinage des appuis de rive :

La section minimale de l'acier sur appuis est :

$$\left(\frac{1,15}{f_e} \right) T_u^{\max} = 0,38cm^2 < A_s = 2.26cm^2 \dots\dots\dots cv$$

Au voisinage des appuis intermédiaires :

$$A_s = 2.26cm^2 \geq \left(\frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) \right) = 1.66cm^2 \quad \dots\dots\dots cv$$

b-Vérification à L'ELS :

La fissuration étant peu nuisible, donc il n'y a pas de vérification à faire sur l'état de l'ouverture des fissures, les vérifications se limitent à l'état limite de compression du béton ; on doit vérifier que $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\text{Avec : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \quad \text{et} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau (III.1.12.) Vérification de la contrainte de compression dans le béton

	M _{SER} (KN.M)	A _S (CM ²)	y (CM)	I (CM ⁴)	(MPa) σ_{bc}	$< \bar{\sigma}_{bc} \sigma_{bc}$
Travée	22.09	3.67	6.43	13129.29	10.82	vérifiée
Appui	16.56	0.87	2.49	3473.80	3,87	vérifiée

c-Vérification de la flèche :

D'après le B.A.E.L91, si les trois conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

$$h/L \geq 1/16$$

$$A_s / bd \leq 4.2 / f_e$$

$$h/L \geq 1/10 (M_t/M_o)$$

Nous avons : $h/L \geq 1/16 ; 0,0488 < 0,0625 \dots\dots\dots$ pas vérifiée.

La vérification de la flèche est nécessaire.

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = 1.04 \text{cm.}$$

Calcul de flèche :**Les moments :**

$$P = 0.65 \times (G+Q) = 4.73 \text{ Kn/m}$$

$$g = 0.65 \times G = 4.08 \text{ Kn/m}$$

$$j = 0.65 \times G_{\text{plancher}} = 1.79 \text{ kn/m}$$

$$M_p = 0.9PL^2/8 = 8.94 \text{ kn.m}$$

$$M_g = 0.9gL^2/8 = 7.71 \text{ kn.m}$$

$$M_j = 0.9jL^2/8 = 3.38 \text{ kn.m}$$

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.19 \text{ MPa}$$

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{3.67}{12 \times 18} = 0.01699$$

$$\lambda_t = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = 2.42$$

$$\lambda_v = 0.4 \lambda_t = \frac{0.02 f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = 0.97$$

$$y = \frac{bh_0(h-h_0/2) + b_0(h-h_0)^2/2 + nAsd'}{bh_0 + b_0(h-h_0) + nAs}$$

$$y = \frac{65 \times 4(20-4/2) + 12(20-4)^2/2 + 15 \times 3.67 \times 2}{65 \times 4 + 12 \times (20-4) + 15 \times 3.67} = 12.47 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bh_0^3}{12} + bh_0 \left(h - y - \frac{h_0}{2} \right)^2 + \frac{b_0(h-h_0)^3}{12} + \left[b_0(h-h_0) \left(y - \frac{h-h_0}{2} \right)^2 \right] + nAs(y-d')^2$$

$$I = \frac{65 \times 4^3}{12} + 65 \times 4 \left(20 - 12.47 - \frac{4}{2} \right)^2 + \frac{12(20-4)^3}{12} + \left[12(20-4) \left(12.47 - \frac{20-4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 3.39(12.47 - 2)^2 = 21804.25 \text{ cm}^4$$

CALCUL DE Z:

$$Z = 0.1731 \text{ m.}$$

Les contraintes :

$$\sigma_{sp} = \frac{M_p}{A_s Z} = 152.349 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{M_g}{A_s Z} = 131.38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{M_j}{A_s Z} = 57.60 \text{ MPa}$$

Les valeurs de μ :

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_{sp} + f_{t28}} = 0,70$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_{sg} + f_{t28}} = 0.666$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4\rho\sigma_{sj} + f_{t28}} = 0.39$$

Les moments d'inertie fictive:

$$I_{fpi} = \frac{1.1I}{1 + \lambda_i \mu_p} = 8902.99 \text{ cm}^4$$

$$I_{fgi} = \frac{1.1I}{1 + \lambda_i \mu_g} = 9183.47 \text{ cm}^4$$

$$I_{fji} = \frac{1.1I}{1 + \lambda_i \mu_j} = 12339.06 \text{ cm}^4$$

$$I_{fgv} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_v \mu_g} = 14571.31 \text{ cm}^4$$

Flèches correspondantes :

$$F_j = M_j L^2 / 10 E_i I_j = 0.143 \text{ cm}$$

$$F_g = M_g L^2 / 10 E_i I_g = 0.438 \text{ cm}$$

$$F_p = M_p L^2 / 10 E_i I_p = 0.525 \text{ cm}$$

$$F_v = M_g L^2 / 10 E_v I_v = 0.822 \text{ cm}$$

$$\Delta F_{tot} = (F_v - F_j) + (F_p - F_g) = 0.766 \text{ cm.}$$

$$\Delta F_{tot} = 0.766 \text{ cm} < F_{admissible} = 0.82 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ cv}$$

III-4-2-6)-Ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression sera ferrailée suivant les deux sens afin d'éviter les fissurations, Le ferrailage est en treilles soudée (BAEL 91 B.6.8.4)

Les conditions suivantes doivent être respectés :

- Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Les dimensions des mailles sont normalisées (ART.B68. BAEL91) Comme suit :

20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

Soit : A : la section des armatures perpendiculaires aux nervures.

(A en : cm^2 pour mètre de nervures).

Si : L (Écartement entre axe des nervures) ≤ 50 cm $\Rightarrow A > 200/f_e$.

Si : $50 \leq L \leq 80$ $\Rightarrow A = 40.L / f_e$. (Avec L en cm).

Les armatures parallèles aux nervures, autres que les armatures supérieures des poutrelles, doivent avoir une section par mètre linéaire au moins égale à ($A / 2$)

Dans notre cas, on a une dalle de compression de 4cm d'épaisseur.

Soit :

L : Ecartement entre nervures = 65 cm.

$f_e = 5200$ bars pour les treillis soudés de $\Phi 6$.

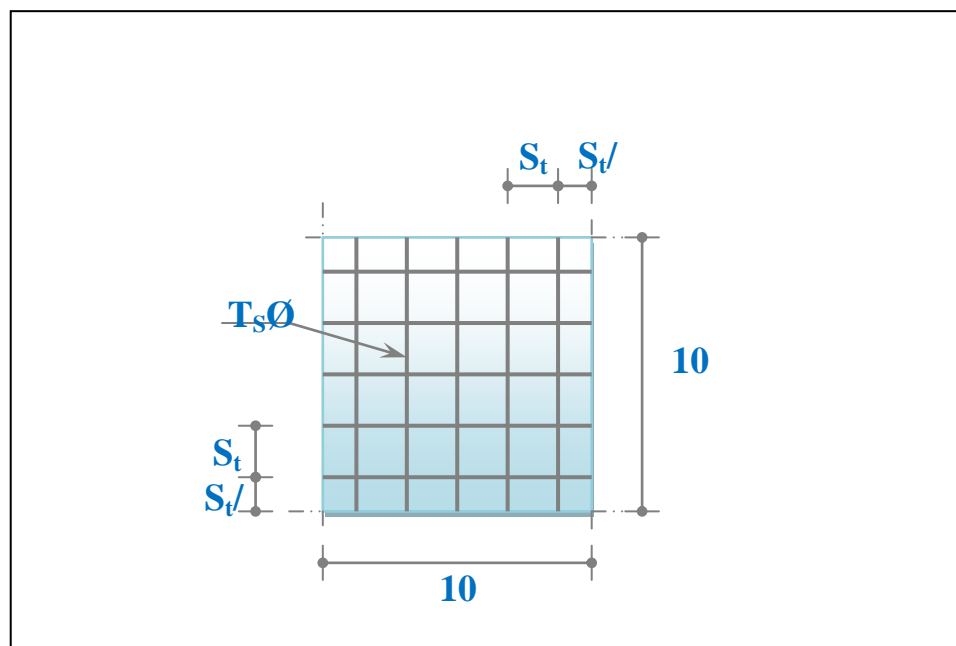
$$A_{PER} = \frac{40L}{f_e} = \frac{40 \times 0,65}{5200} = 0.5 \text{ cm}^2/ml$$

$$5T6 \Rightarrow A_1 = 1,41 \text{ cm}^2$$

Pour la section des armatures parallèles aux nervures on prend : $A_{par} = A_{per} / 2 = 0.71 \text{ cm}^2$

Soit $5T6 \Rightarrow A_2 = 1,41 \text{ cm}^2$ et $St = 20$ cm.

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.



Fig(III.1.1.): Disposition constructive des armatures de la dalle de compression

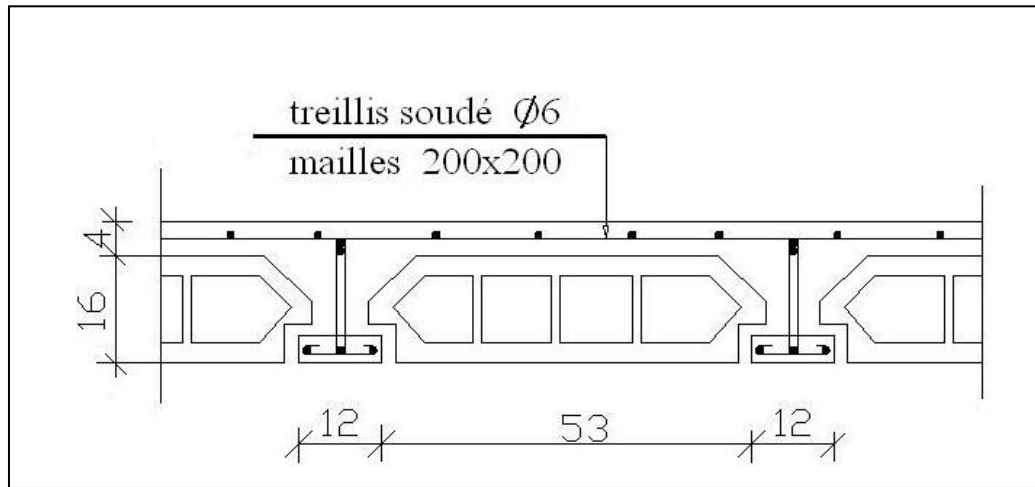
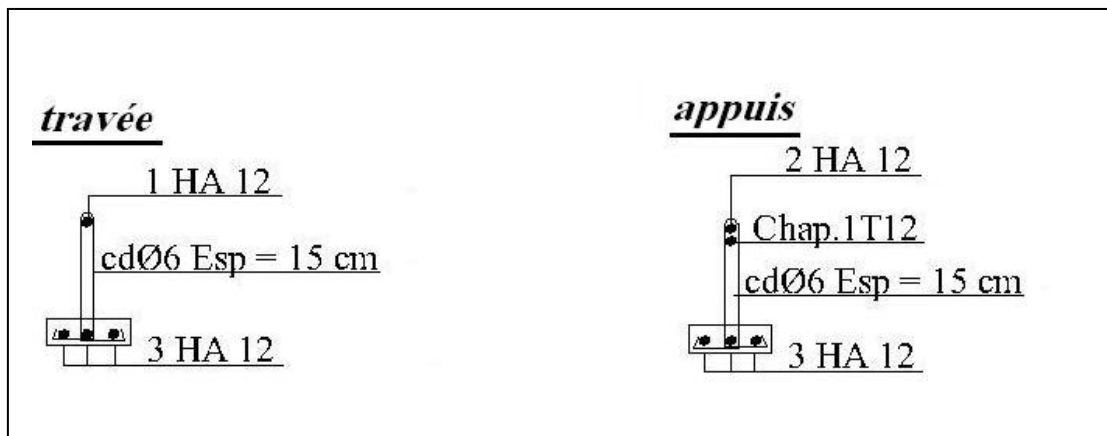


Fig (III.4.6) : Coupe type sur poutrelles



Fig(III.4.7) : Coupe type sur poutrelles

*Etude d'un bâtiment (R+10) à usage d'habitation
Contreventement mixte
(Voiles + Portiques)*

Chapitre IV

Modélisation numérique

IV- I. ETUDE DYNAMIQUE**IV- I.1.Introduction:**

Le calcul parasismique à pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

L'estimation des forces d'origine sismique agissantes sur la structure pendant un séisme constitue le problème majeur de génie parasismique, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une sécurité optimale.

Plusieurs conceptions parasismiques et diverses méthodes de calcul ont été proposées parmi lesquelles on distingue trois méthodes très couramment utilisées :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV- I.2.Choix de la méthode de calcul:

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable selon:

- Article 4.1.2 de RPA: (Zone III et groupe d'usage 2, la hauteur total du bâtiment égal à 34.26m). Tout fois cette méthode sera utilisée pour vérification.
- La réglementation parasismique algérienne RPA99/V2003 est le support réglementaire pour toutes les vérifications.

Le calcul dynamique consiste à déterminer les modes propres de vibration de la structure ainsi que leurs natures (modes de torsion ou de translation) ; les caractéristiques dynamiques de la structure sont déterminées par le logiciel de calcul (SAP 2000).

IV- I.3. Présentation du programme SAP2000 : [7]

-La modélisation par le logiciel Sap2000 ne permet de considérer que les éléments structuraux, quant aux éléments secondaires, ils sont modélisés soit par des masses concentrées aux nœuds, soit par des charges qui s'ajoutent aux poids des éléments structuraux

-Possibilité d'importer ou exporter à d'autres logiciels tel que EXCEL, AUTOCAD ... etc.

-La modélisation des éléments travaillant en contraintes planes (voile, dalle...) se fait à travers les éléments Shell, si les planchers sont conçus en dalle pleines, aucun problème ne se présente, par contre si les planchers sont en corps creux, il faudrait définir l'épaisseur adéquate et les caractéristiques du matériau qui représente le mieux le corps creux, ou bien apporter aux nœuds des masse qui correspondent à la masse des planchers.

- Conditions aux limites: les structures sont considérées appuyées (encastrement, appuis simples ou doubles) au niveau du sol de fondation, néanmoins le logiciel Sap2000 permet d'étudier l'interaction sol-structure en remplaçant les appuis rigides par des appuis élastiques (ressorts), qui présentent le même coefficient d'élasticité du sol de fondation calculé par les différentes méthodes de la mécanique des sols.
- Possibilité d'effectuer l'analyse des structures conçues avec n'importe quel matériau.
- Le logiciel Sap2000 procède dans sa base de donnée des spectres de réponse définis par le code sismique américain.
- Le SAP2000 permet de calculer uniquement le ferrailage les éléments barre et ne donne que la section d'acier selon différentes normes.
- Le SAP 2000 est un logiciel avec une seule langue (anglais).
- Le SAP 2000 est un logiciel professionnel adapté aux constructions en béton armé, en acier, ou mixtes, et qui est très performant pour les portiques auto stables.
- Possibilité de modéliser des structures qui sortent du domaine du génie civil ou travaux publics.

IV - I.4. VERIFICATION DE VARIANTE CHOISI:

IV - I.4.1 Calcul des masses : [4]

D'après le **RPA 99V2003** (article 4.2.3) on prend : $\beta = 0.2$ (coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation).

Variante

Bloc A

On présente dans ce qui suit un exemple de calcul du **RDC** :

L : la longueur du voile, poutre, mur de façade.

S : la surface du voile, poutre, poteau, plancher, mur de façade, escalier.

N : le nombre des poutres, poteaux.

M : la masse du voile, poutre, poteau, plancher, mur de façade, escalier.

M_t : la masse total des voiles, poutres, poteaux, planchers, murs de façade, escalier

Tableau (IV-I-4-1) : Masse des voiles

voile	L (m)	S (m^2)	M_v (t)	M_t (t)
V1,V'1	4.7	0.88	8.25	16.5
V2,V'2	3.95	0.7	6.56	13.12
V3,V'3,V4,V'4	1.6	0.32	3	12
				$\Sigma = 41.62$

Tableau (IV-I-4-2) : Masse des poutres.

L (m)	S (m ²)	N_p	M_p (t)	M_t (t)
4.0	0.2	4	2.2	8.8
3.55	0.2	4	1.75	7
5.15	0.2	8	2.8	22.4
5.85	0.2	6	2.75	16.5
3.95	0.2	1	1.47	1.47
2.40	0.2	1	1.23	1.23
5.80	0.2	1	2.91	2.91
5.10	0.2	1	2.42	2.42
				$\Sigma=62.6$

Tableau (IV-I-4-3) : Masse des poteaux.

N_p	S (m ²)	H (m)	M (t)	M_t (t)
33	0.49	3.06	5.59	116.46

Tableau (IV-I-4-4) : Masse du plancher.

G (t/m ²)	Q (t/m ²)	S (m ²)	$M=S(G+0.2Q)$ (t)
0.591	0.25	284.08	169.19

Tableau (IV-I-4-5) : Masse des murs de façade.

L (m)	G (t/m ²)	M (t)
51.53	0.34	65.70

Tableau (IV-I-4-6) : Masse de l'escalier.

	G (t/m ²)	Q (t/m ²)	S (m ²)	$M=S(G+0.2Q)$ (t)
Palier1	0.65	0.5	4.36	3.49
Volee1	0.95	0.5	6.09	6.7
Palier2	0.65	0.5	5.41	4.33
Volee2	0.95	0.5	4.85	5.33
				$\Sigma=17.85$

Concentration des masses

Niveau terrasse :

$$M_{tr} = M_{acr} + M_{dalle} + 1/2 M_{mac} + 1/2 M_{pot} + M_{pout} + M_{voiles} + 20\% W_q$$

- Avant dernière étage

$$M = M_{dalle} + 1/2 M_{maç} + M_{pot} + M_{pout} + 1/2 M_{esc} + M_{bal} + M_{voiles} + 20\% (S_{pl} \times Q_{pl} + 1/2 S_{esc} \times Q_{esc} + S_{bal} \times Q_{bal})$$

- Etage courant :

$$M = M_{dalle} + M_{maç} + M_{pot} + M_{pout} + M_{esc} + M_{bal} + M_{voiles} + 20\% (S_{pl} \times Q_{pl} + S_{esc} \times Q_{esc} + S_{bal} \times Q_{bal})$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

Tableau (IV-I-4-7) : Masses concentrées pour chaque niveau.

Niveau	Plancher (t)	Voiles (t)	Poutres (t)	Poteaux (t)	Façade (t)	Escaliers (t)	Acrotère (t)	M (t)
10	122.17	11.97	51.27	12.2	20.28	0.00	8.97	227.11
09	151.04	30.5	77.5	28.06	43.01	16.5	6.37	352.98
08	130.98	37.05	77.5	31.72	45.45	16.5	0	339.20
07	203.27	39.49	98.85	44.45	50.53	16.5	4.98	458.07
06	252.21	48.64	116	61	57.27	16.5	4.28	555.90
05	252.21	55.35	116	71.61	58.93	16.5	0	570.60
04	252.21	55.35	116	78.42	58.93	16.5	0	577.41
03	252.21	55.35	116	85.87	58.93	16.5	0	584.86
02	252.21	55.35	116	93.33	58.93	16.5	0	592.32
01	189.19	44.6	79.1	80.49	56.18	16.5	0	466.06
RDC	189.19	37.74	79.1	75.41	59.56	18.24	0	459.24
								Σ=5182.75

IV - I.4.2 Le centre de masse :

Le centre de masse est le barycentre des masses, et le point d'application de la résultante des forces horizontales extérieures (vent, séisme, ...etc.).

On tiendra compte les éléments suivants :

- Planchers (dalles).
- Voiles.
- Pouters.
- Poteaux
- Murs extérieurs.
- Escaliers

Calcul des cordonnés du centre de masse

Le centre de masse est par définition le point d'application de la résultante de l'effort sismique.

Les cordonnées des centres de masses sont déterminés par les formules suivantes :

$$X_{CM} = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad Y_{CM} = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

- M_i : masse de l'élément considéré.
- X_i : cordonnés du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère (x, o, y) .
- Y_i : cordonnés du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère (x, o, y)

Suivant l'axe (o.x) :

Tableau (IV-I-4-8) : Centre des masses pour Les murs de façade.

<i>L (m)</i>	<i>M_I (t)</i>	<i>X_i (m)</i>	<i>M*X (t.m)</i>
2.18	2.77	9.41	26.15
4.8	6.12	25.25	154.53
5.12	6.52	7.94	51.83
5.8	7.39	17.6	130.15
4.9	6.24	25.25	157.75
4.9	6.24	25.25	157.75
5.8	7.39	17.6	130.15
total	42.71	---	808.32

Tableau (IV-I-4-9) : Centre des masses pour Les voiles.

Voile	$M_I(t)$	$X_i(m)$	$M^*X(t.m)$
V1	8.25	23.05	190.16
V1	8.25	23.05	190.16
V2	6.56	12.6	82.68
V2	6.56	12.6	82.68
V3	3	10.85	32.55
V3	3	10.85	32.55
V3	3	20.85	62.55
V3	3	20.85	62.55
Total	41.62	---	735.90

Tableau (IV-I-4-10) : Centre des masses pour Les poteaux.

Le Fil	N_p	$M_I(t)$	$X(m)$	$M^*X(t.m)$
1	4	18.37	25.25	463.96
2	4	18.37	20.85	383.11
3	4	18.37	14.35	263.68
4	4	18.37	10.85	199.36
5	1	4.59	7.97	36.61
6	1	4.59	6.99	32.11
7	1	4.59	6.53	29.99
8	1	4.59	6.01	27.60
9	1	4.59	5.03	23.10
total	---	96.44	---	1459.57

Tableau (IV-I-4-11) : Centre des masses pour Les poutres.

$L(m)$	N	$M_I(t)$	$X_i(m)$	$M^*X(t.m)$
4.0	4	8.8	23.05	202.84
3.55	4	7	12.6	88.2
2.4	1	1.44	9.41	13.55
3.95	1	1.93	8.92	17.21
5.15	1	2.91	7.94	23.10
5.85	2	5.6	25.25	141.4
5.8	2	5.6	20.85	116.76
5.10	2	5.6	14.35	80.36
total	---	49.10	---	783.78

Tableau (IV-I-4-12) : Centre des masses pour Les planchers.

<i>plancher</i>	$S (m^2)$	$M_I(t)$	$X_i(m)$	$M*X (t.m)$
Plancher 01	240.48	160.16	18.05	2890.88
Plancher 02	43.47	28.95	7.58	219.44
Total	---	189.11	---	3110.33

Tableau (IV-I-4-13) : Centre des masses pour Les escaliers.

$M_I(t)$	$X_i(m)$	$M*X (t.m)$
27.86	8.37	233.18

D'où : $X_{CM} = 7590.08 / 476.83$

$$X_{CM} = 15.91 \text{ m}$$

De même façon on trouve que :

$$Y_{CM} = 8.10 \text{ m}$$

IV- I.4.3 Le centre de torsion :[4]

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités de l'ensemble des éléments constituant le contreventement de la structure, autrement dit c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles et des poteaux.

-Si le centre de torsion et le centre de masse se confondent ; les efforts horizontaux (séisme, vent...etc.) ne provoquent qu'une translation sur la structure.

-Si les deux centres sont excentrés la résultante provoque une translation et une rotation ce qui nous ramène à tenir compte dans les calculs un effort tranchant supplémentaire.

La position du centre de torsion se détermine à partir les formules suivantes :

$$Y_{CT} = \frac{\sum I_{YJ} Y_J}{\sum I_{YJ}} \quad X_{CT} = \frac{\sum I_{XJ} X_J}{\sum I_{XJ}}$$

Le règlement parasismique algérienne nous préconise de considérer une excentricité minimale égale à 5% de la plus grande dimension du bâtiment.

Calcul des inerties

Le RPA99V2003, nous préconise de prendre en compte l'influence d'une dimension C des voiles perpendiculaire conformément à la figure (3-1)

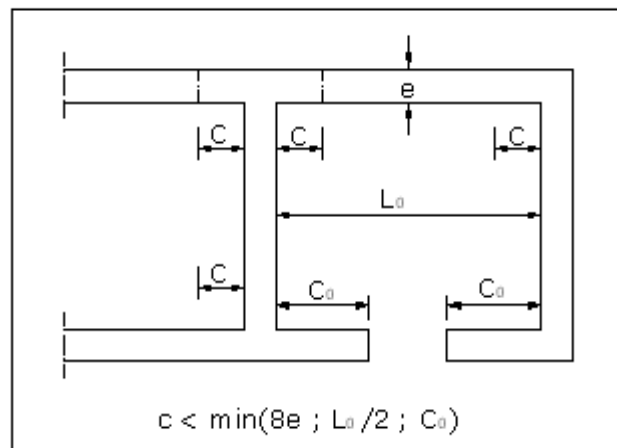


Figure (IV-I-4-3-1) : Prise en compte des murs en retour

Inertie du voile plein:

$$I_0 = \sum I_i = I_1 + I_2$$

$$I = I_0 + \sum A_i C C G^2 : \text{inertie total du refend.}$$

CCG : la distance entre le centre de gravite de refend considéré et le centre de gravite de l'ensemble.

$$XG = (\sum A_i XG_i) / (\sum A_i)$$

A_i : la surface de refend (i)

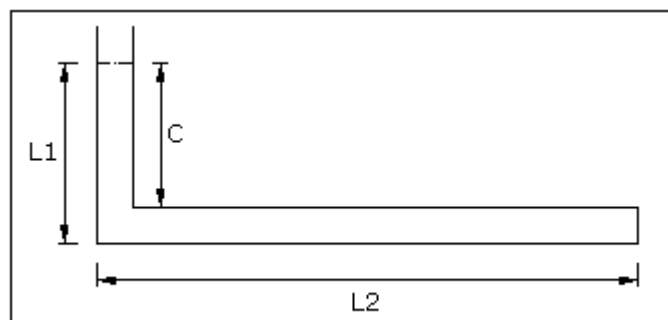


Figure (IV-I-4-3-2) : Voile plein.

On présente un exemple de calcul celui du RDC de la variante 01 :

Dans le sens (o.x) :

Tableau (IV-I-4-3-3) : Inerties des voiles.

voile	I_X	X	$I_X.X / \sum I_X$
V1	0.18	22.54	4.16
V'1	0.18	22.54	4.16
V2	0.17	12.12	2.13
V'2	0.17	12.12	2.13
V3	0.14	11.32	1.61
V4	0.14	21.32	3.03
V'3	0.14	11.32	1.61
V'4	0.14	21.32	3.03

D'où : $XCT = 16.96\text{ m}$

Dans le sens (o.y) :

Tableau (IV-I-4-3-4) : Inerties des voiles.

Voile	I_Y	Y	$I_Y.Y / \sum I_Y$
V1	2.36	16.51	38.91
V'1	2.36	0.19	0.46
V2	1.26	16.47	20.75
V'2	1.26	0.23	0.29
V3	0.14	16.33	2.32
V4	0.14	16.33	2.32
V'3	0.14	0.37	0.05
V'4	0.14	0.37	0.05

D'où : $YCT = 8.35\text{ m}$ d'où

5- Excentricité :

L'excentricité est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion, donnée par les formules suivant :

$$e_x = |XCT - XCM|$$

$$e_y = |YCT - YCM|$$

Le tableau suivant résume les résultats :

Variante 01

Bloc A

Etage	XCM (m)	YCM (m)	XCT (m)	YCT (m)	ex (m)	ey (m)
10	4.30	6.46	5.58	7.98	1.28	1.52
09	6.57	7.81	7.33	8.02	0.76	0.22
08	6.52	7.87	7.33	8.06	0.81	0.19
07	9.57	7.83	11.52	8.10	1.95	0.27
06	11.82	7.81	12.90	8.13	1.08	0.32
05	12.06	7.80	12.95	8.19	0.89	0.39
04	12.06	7.80	12.95	8.19	0.89	0.39
03	12.02	7.74	13.04	8.22	1.02	0.48
02	12.02	7.74	13.04	8.22	1.02	0.48
01	15.91	8.10	16.96	8.35	1.05	0.25
RDC	15.91	8.10	16.96	8.35	1.05	0.25

Tableau (3-18) : Calcul des excentricités.

L'excentricité accidentelle :

L'excentricité exigée par le RPA 99V2003 (art4.2.7) est de 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

$$ea = 0.05 L \text{ avec : } L = 25.25 \text{ m}$$

$$ea = 1.26 \text{ m}$$

Donc : l'excentricité à prendre en compte dans le calcul sera :

$$e = \max (ex, ey, ea) = 1.95 \text{ m}$$

IV-II ETUDE SISMIQUE**IV-II .1 Introduction :**

L'étude sismique de la variante retenue consiste à évaluer les efforts de l'action accidentelle (séisme) sur notre structure.

IV-II .2- Présentation des différentes méthodes de calcul :

Plusieurs méthodes approchées ont été proposées afin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure sollicitée ; le calcul de ces efforts sismiques peut être mené par trois méthodes :

- *La méthode statique équivalente.*
- *La méthode d'analyse modale spectrale.*
- *La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.*

a- Méthode statique équivalente :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

b- Méthode d'analyse modale spectrale:

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties

c- Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels.

IV-II.3- Choix de la méthode de calcul :

Dans notre cas, Alger se situe dans une zone de sismicité élevée 'ZONE III', et notre ouvrage étant un hôtel qu'il sera classé en 'Groupe IB'.

Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale du fait que notre bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le RPA99V2003, quant à l'application de la méthode statique équivalente.

-La hauteur du structure : $h = 33.6m > 10m$.

-L'irrégularité en plan et en élévation.

IV-II .4- Modélisation de la structure :

La structure étudiée présente une irrégularité en plan, comportant des planchers rigides. Elle sera représentée par un modèle tridimensionnel encastré à la base où les masses sont concentrées au niveau du centre de masse du plancher avec trois degrés de liberté (deux translations horizontales et une rotation autour de l'axe vertical)

Définition du spectre de réponse de calcul :

Selon le RPA99V2003 l'action sismique est représentée par le spectre de calcul

suivant :

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

A : Coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule suivante:

ξ : Le pourcentage d'amortissement critique :

R : Coefficient de comportement de la structure.

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

Q : Facteur de qualité.

Classification du site :

Selon le RPA99V2003 Les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol ferme (Catégorie S2).

Périodes caractéristiques $T1$; $T2$:

- Pour un site type S2 : $T1 = 0.15 \text{ s}$; $T2 = 0.4 \text{ s}$

Coefficient d'accélération de zone A :

Le coefficient d'accélération A est choisit suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas $A = 0.30$

Coefficient de comportement R :

Le contreventement est assuré exclusivement par des voiles ($R = 5$).

Facteur de qualité Q :

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum Pq$

D'où Pq: est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité Q est satisfait ou non.

- Pour le Bloc A : $Q = 1.25$

Coefficient de correction d'amortissement η :

Le coefficient d'amortissement est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}}$$

≥ 0.7

Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi = 10 \%$ pour un contreventement mixte ($\eta = 0.76$).

IV-II .5- L'effort sismique dynamique à la base:

La résultante des forces à la base F obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalents (RPA99V2003.art 4-3-6).

	F_x (KN)	F_y (KN)
Bloc A	7697.321	179.383
	179.383	6465.549

Tableau (IV-II-5) : Forces sismiques combinées à la base.

La force sismique totale V (statique) doit être calculer suivant la formule ci-après :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W$$

D'ou: D est le facteur d'amplification dynamique

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

-Pour le Bloc A : $D = 1.30 \Rightarrow V = 7403.10$ KN.

- On constate que la condition $F > 0.8V$ est vérifiée pour les deux blocs.

IV-II .6-Résultats de l'analyse dynamique par SAP 2000 :[7]

Le tableau ci-dessous présente les périodes et les facteurs de participation massique de chaque mode de la variante choisie:

Tableau : IV..Les période et les facteurs de participation massique

MODE	PERIOD SEC	UX %	UY %	SUMUX %	SUMUY %	RZ %	SUMRZ %
01	0,538788	0,25855	0,38219	0,25855	0,38219	0,04005	0,04005
02	0,516356	0,32748	0,30045	0,58602	0,68264	0,04574	0,08579
03	0,482992	0,08872	0,00013	0,67474	0,68277	0,57073	0,65652
04	0,150963	0,00373	0,09451	0,67847	0,77728	0,00684	0,66335
05	0,149828	0,00243	0,02915	0,68091	0,80643	0,00273	0,66608
06	0,146782	0,00138	0,00243	0,68229	0,80885	0,0005	0,66658
07	0,143976	0,00211	0,00081	0,6844	0,80966	0,00031	0,66689
08	0,14231	0,01049	0,00118	0,69489	0,81084	0,00098	0,66788
09	0,140374	0,08533	0,00125	0,78023	0,81208	0,0017	0,66958
10	0,13991	0,06186	0,00968	0,84209	0,82177	0,000006655	0,66959
11	0,139255	0,00014	0,00144	0,84222	0,82321	0,00058	0,67016
12	0,137457	0,00022	0,00015	0,84244	0,82337	7,163E-07	0,67017

IV-II .7- Calcul des déplacements relatifs horizontaux :[4]

Sous l'action des forces sismique horizontales, la structure subira des déformations dans le plan (o.x.y).Les déplacement sont calculé par la formule définie par le RPA99V2003 comme suite :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

δ_k : déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structures.

δ_{ek} : déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

-Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est :

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

-Le déplacement admissible est : $\Delta k_{adm} = 1\% h_e$, où : h_e est la hauteur d'étage.

Tableau (IV-II-7) : déplacements relatifs des niveaux (Bloc A).

Niveau	δ_{kx} (cm)	Δk_x (cm)	δ_{ky} (cm)	Δk_y (cm)	Δk_{adm} (cm)
RDC	0.08	0.08	0.26	0.26	3.06
1er étage	0.26	0.18	0.69	0.43	3.06
2eme étage	0.62	0.36	1.45	0.76	3.06
3eme étage	1.31	0.69	2.83	1.38	3.06
4eme étage	2.18	0.87	4.46	1.63	3.06
5eme étage	3.18	1.00	6.13	1.67	3.06
6eme étage	4.26	1.09	7.75	1.62	3.06
7eme étage	5.49	1.23	8.74	0.99	3.06
8eme étage	6.80	1.31	9.33	0.59	3.06
9eme étage	8.12	1.32	10.54	1.21	3.06
10eme étage	9.43	1.31	11.19	0.65	3.06

IV-II .8- Calcul du joint sismique :

Selon le RPA99V2003 deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{min} satisfait la condition suivante :

$$d_{min} = 15mm + (\delta_1 + \delta_2) mm \geq 40mm$$

δ_1 ; déplacement horizontal max du Bloc A

$$d_{min} = 15 + 94.3 + 00 = 108.7$$

On prendra une dimension de 08 cm pour le joint sismique.

- **Conclusion:**

Notre bâtiment est stable.

IV-III - ETUDE AU VENT

IV-III -1-/ INTRODUCTION :

Le vent est un phénomène de mouvement de l'air qui se déplace d'une zone de haute pression vers une zone de basse pression. Dans le domaine du génie civil, les actions climatiques ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela il faut tenir compte des actions dues au vent sur les différentes parois d'une construction.

Application du R N V 99 :

IV-III-2-/ Vérification à la stabilité d'ensemble : (selon RNV99) [5]

Cette vérification s'effectue en faisant les étapes suivantes :

IV-III-2-1/ Détermination du coefficient dynamique (Cd) : [5]

Données relatives au site.

Site plat (ch2, tab2, 5) ; $c_t = 1$.

Zone I (tab2, 3) ; $q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$.

Terrain de catégorie (IV) \Leftrightarrow

Tab (2,4) présente les valeurs suivantes

$$K_T = 0.24 ; Z_0 = 1 \text{ m} ; Z_{min} = 16 \text{ m} ; \quad \mathcal{E} = 0.46.$$

R_{XX} : Par définition, c'est la résultante des actions du vent sur les parois suivant la direction X

R_{YY} : Par définition, c'est la résultante des actions du vent sur les parois suivant la direction Y.

Sens y-y :

La structure du bâtiment étant en béton armé, on utilise la figure 3.1 du RNV99 (page 51), qui nous donne :

Pour $h = 34.26 \text{ m}$ et $b = 19.70 \text{ m}$.

Après l'interpolation :

On aura : $C_d = 0.935$

Sens x-x :

Pour $h = 34.26 \text{ m}$ et $b = 25.20 \text{ m}$

On utilise l'abaque de la figure 3.1 (page 51) Après l'interpolation :

On aura: $C_d = 0,928$

IV-III -2-2/ Détermination de la pression dynamique q_{dyn} :[5]

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 maitre-couple en éléments de surface j horizontaux selon la procédure donnée à article.3.1.1 des RNV99.

La procédure qui nous 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

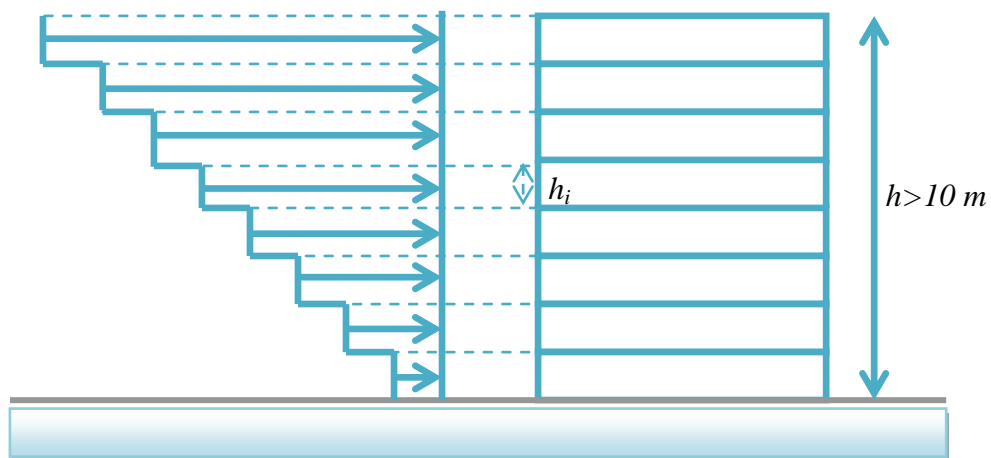


Figure (IV- III.1) : Répartition de la pression dynamique

IV-III -2-2-a-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 RNV99).

$$\text{Structure permanente} \rightarrow q_{dyn}(Z_j) = q_{ref} \times C_e(Z_j).$$

Z_j : la distance verticale mesurée à partir du niveau du sol au centre de l'élément j .

q_{ref} : est la pression dynamique de référence pour les constructions permanentes.

q_{ref} : est donnée par le tableau 2.3 en fonction de la zone de vent.

$$q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2 \quad ; \quad (\text{tab 2,3}) \text{ RNV 99.}$$

C_e : Coefficient d'exposition au vent.

C_e : peut être calculé par la formule :

$$C_e(Z_{eq}) = C_T(Z_{eq})^2 \times C_r(Z_{eq})^2 \times [1 + \frac{(7 \times K_T)}{(C_T(Z) \times C_r(Z))}]$$

C_T : coefficient de la topographie, qui prend en compte l'accroissement de la vitesse du vent.

Sa valeur est donnée par le tableau (2.5 RNV99).

Site plat $\rightarrow C_T(Z_{eq}) = 1$.

C_r : Coefficient de rugosité, traduit l'influence de la rugosité et sur la vitesse moyenne du vent;

sa valeur est définie par la loi logarithmique.

$$C_r = K_T \times \ln(Z/Z_0) \text{ pour } Z_{min} \leq Z \leq 200 \text{ m.}$$

$$C_r = K_T \times \ln(Z_{min}/Z_0) \text{ pour } Z_{min} \geq Z$$

K_T : Facteur de terrain.

Z_0 : Paramètre de rugosité.

Z_{min} : Hauteur minimale.

Z : Hauteur considérée.

D'après le tableau (2.4 RNV99) on a :

$$K_T = 0,24 ; Z_0 = 1 \text{ m} ; Z_{min} = 16 \text{ m} ; \quad = 0,46.$$

IV-III -2-2-b-calcul de q_{dyn} :

	z	z_0	z_{min}	K_t	C_t	C_r	C_e	Q_{ref}	Q_{dyn}
paroi verticale	3.06	1	16	0.24	1	0.268	0.522	375	195.75
	6.12	1	16	0.24	1	0.434	0.917	375	343.87
	9.18	1	16	0.24	1	0.532	1.176	375	441
	12.24	1	16	0.24	1	0.601	1.370	375	513.75
	15.3	1	16	0.24	1	0.654	1.562	375	585.75
	18.36	1	16	0.24	1	0.698	1.659	375	622.12
	21.42	1	16	0.24	1	0.735	1.775	375	665.62
	24.48	1	16	0.24	1	0.767	1.876	375	703.5
	27.54	1	16	0.24	1	0.795	1.967	375	737.62
30.6	1	16	0.24	1	0.821	2.053	375	769.87	
terrasse	33.66	1	16	0.24	1	0.843	2.126	375	797.25

Tableau (IV-III.2-2): Résultats de calcul de q_{dy}

IV-III -2-3-1/calcul de pression de vent (Q_j) :**a-Direction V_1 :****a-1-paroi verticale :**

			B1.2.3		D		E1.2	
Z	Cd	Q _{dyn}	C _p	Q _j	C _p	Q _j	C _p	Q _j
3.06	0.928	195.75	0.00	0.00	-1.3	-236.152	-2.1	-381.477
6.12	0.928	343.87	0.00	0.00	-1.3	-478.66	-2.1	-670.133
9.18	0.928	441	0.00	0.00	-1.3	-532.022	-2.1	-859.420
12.24	0.928	513.75	0.00	0.00	-1.3	-619.788	-2.1	-1001.196
15.3	0.928	585.75	0.00	0.00	-1.3	-706.648	-2.1	-1141.509
18.36	0.928	622.12	0.00	0.00	-1.3	-750.525	-2.1	-1212.387
21.42	0.928	665.62	0.00	0.00	-1.3	-803.003	-2.1	-1297.160
24.48	0.928	703.5	0.00	0.00	-1.3	-848.702	-2.1	-1370.980
27.54	0.928	737.62	0.00	0.00	-1.3	-889.864	-2.1	-1437.473
30.6	0.928	769.87	0.00	0.00	-1.3	-928.771	-2.1	-1500.322
33.66	0.928	797.25	0.00	0.00	-1.3	-961.802	-2.1	-1553.680

Tableau (IV-III.2-3-1): Résultats de calcul de pression de vent (Q_j)(paroi verticale) VI

b-Direction V₂:

b-1-paroi verticale :

z			B1.D		B2.E2		B3.E1	
	Cd	Qdyn	Cp	Qj	Cp	Qj	Cp	Qi
3.06	0.935	195.75	-2.1	-384.355	-1.3	-237.934	0.00	0.00
6.12	0.935	343.87	-2.1	-675.188	-1.3	-417.973	0.00	0.00
9.18	0.935	441	-2.1	-865.903	-1.3	-536.035	0.00	0.00
12.24	0.935	513.75	-2.1	-1008.748	-1.3	-624.463	0.00	0.00
15.3	0.935	585.75	-2.1	-1150.120	-1.3	-711.979	0.00	0.00
18.36	0.935	622.12	-2.1	-1221.532	-1.3	-756.186	0.00	0.00
21.42	0.935	665.62	-2.1	-1306.944	-1.3	-809.061	0.00	0.00
24.48	0.935	703.5	-2.1	-1381.322	-1.3	-855.104	0.00	0.00
27.54	0.935	737.62	-2.1	-1448.316	-1.3	-896.577	0.00	0.00
30.6	0.935	769.87	-2.1	-1511.639	-1.3	-935.776	0.00	0.00
33.66	0.935	797.25	-2.1	-1565.400	-1.3	-969.057	0.00	0.00

Tableau(IV-III-2-3-2): Résultats de calcul de pression de vent (Qj) (paroi verticale) V2

Conclusion :

Pour les bâtiments en béton armé peu élancés, les actions engendrées par le vent sont faible devant celles engendrées par le séisme.

*Etude d'un bâtiment (R+10) à usage d'habitation
Contreventement mixte
(Voiles + Portiques)*

Chapitre V

resultat et conclusion

V-I-FERRAILLAGE DES PORTIQUES

V-I-1- Introduction :

Au niveau de ce chapitre nous allons présenter le dimensionnement des éléments structuraux de la variante retenue.

Les différentes sollicitations qui seront considérées ultérieurement ont été obtenues lors de l'analyse statique et dynamique de la structure retenue par le biais du logiciel SAP2000.

- Les poutres seront dimensionnées en flexion simple.
- Les poteaux seront dimensionnés en flexion composée.

Notre structure étant couverte et non soumise à un milieu agressif à l'acier, le calcul se fera dans un cas de fissuration jugée peu préjudiciable.

De ce fait, le dimensionnement sera réalisé à l'E.L.U.R et/ou l'E.L.U de stabilité de forme dans le cas de flexion composée avec effort normal de compression, et les contraintes seront vérifiées à l'E.L.S vis-à-vis de la durabilité.

V-I-2- Ferrailage des poteaux :

Combinaisons de calcul :

Les poteaux sont soumis aux efforts suivants :

- Effort normal.
- Effort tranchant.
- Moment fléchissant.

Ils seront donc calculés en flexion composée avec un cas de fissuration jugé peu nuisible.

Aussi, nous pouvons avoir l'un des trois cas suivants :

- Section entièrement comprimée **SEC**.
- Section entièrement tendue **SET**.
- Section partiellement comprimée **SPC**.

On considérant les sollicitations suivantes :

- M max avec N correspondant
- N max avec M correspondant
- N min avec M correspondant

b- Ferrailage longitudinal :

On prend comme un exemple de calcul les poteaux du RDC du Bloc A.

$$c = c' = 4.00 \text{ cm} ; S = 50 \times 50 \text{ cm}^2$$

Tableau (V-I-1) : Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques

	γ_b	γ_s	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Situation durable	1.5	1.5	25	14.17	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	25	20.53	400	400

1^{er} cas :

:

$M_{max}=133.95 \text{ KN.m}$; $N_{corr}= 1730.71 \text{ KN}$ (la combinaison $G + Q + EX$)

-Correction des efforts pour tenir compte de l'excentricité additionnelle :

$$e = e1 + e2$$

$$e1 = ea + e0$$

$e1$: excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

ea : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution).

$$ea = \max (2 \text{ cm} ; l / 250) = 2 \text{ cm.}$$

$$e0 = M_{max} / N_{max} = 7.7 \text{ cm.}$$

$$e1 = ea + e0 = 9.7 \text{ cm.}$$

$e2$: excentricité due aux effets du second ordre.

$$\text{Si } l_f / h < \max (15 ; 20.e1 / h)$$

On pourra utiliser la méthode forfaitaire.

$$l_f = 0,7 l_0 = 0.7 \times 3.75 = 2.62 \text{ m.}$$

$4.03 < \max (15 ; 2.98) \dots \dots \dots$ la méthode forfaitaire est utilisable.

$$e2 = 3.l_f^3 (2 + \alpha.\varphi) / 104.h = 3.3 \text{ cm.}$$

$$e = 13 \text{ cm.}$$

$$M_{corrigé} = N . e = 1730.71 \times 0.13 = 224.99 \text{ KN.m}$$

$$a = (0.337h - 0.81c') b \times h \times f_{bu} = 1418.98 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u(d-h/2) = 574.97 \text{ KN.m}$$

$$b = N_u(d-c') - M_{ua} = 248.26 \text{ KN.m}$$

$a > b \Rightarrow$ (SPC) assimilation par flexion simple.

$$\mu_a = M_{ua} / b d^2 f_{bu} = 0.147 \Rightarrow \alpha = 0.20$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.53 \text{ m}$$

$$\mu_a < 0.186 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPA}$$

$$AS = (1/\sigma_s) \cdot (M_u/z - N_u) < 0$$

2^{ème} cas :

Tableau (V-I-2) : Ferrailage longitudinal des poteaux.

Combinaison	N _{max} (KN)	M _{corr} (KN.m)	type de section	A's (cm ²)	As (cm ²)
1.35G+1.5Q	4023.30	30.05	SEC	0	0

3^{ème} cas :

Tableau (V-I-3) : Ferrailage longitudinal des poteaux.

Combinaison	N _{min} (KN)	M _{corr} (KN.m)	type de section	A's (cm ²)	As (cm ²)
0.8G+E	-1078	10.02	SET	13.53	13.51

c- Dispositions constructives exigées par le CBA 99 :

$$A_{s \text{ min}} = 0.1\% \cdot b \times h = 2.52 \text{ cm}^2$$

d- Dispositions constructives exigées par le RPA99V2003:

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, et sans crochets :
- Leur pourcentage minimal sera de 0,9 % en (zone III)
- Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante, et 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ (zone III)
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 20cm (zone III)
- Les jonctions par recouvrement doivent être faite si possible à l'extérieur des zones nodales (zone critiques).

$$A_{min} = (0.9 \times b \times h) / 100 = 22.50 \text{ cm}^2$$

-zone courante :

$$A_{max} = (4 \times b \times h) / 100 = 100 \text{ cm}^2$$

-zone de recouvrement :

$$A_{max} = (6 \times b \times h) / 100 = 253.5 \text{ cm}^2.$$

On adopte : 8HA20+4HA25 ; Soit : AS = 44.76 cm²

e- Ferrailage transversal:

Vu que : $\tau_u < \min(0.04 f_{c28} ; 1.5 \text{ Mpa})$

$$0,034 < \min(0,04 \times 25 ; 1.5 \text{ Mpa})$$

$$0,034 < 1 \text{ Mpa}$$

Donc les armatures transversales des poteaux seront déterminées à l'aide de la formule :

$$\Phi_t > \Phi_l / 3 = 25 / 3 = 8,33 \text{ cm}^2$$

On prend : $\Phi_t = 10$

$$St \leq \min(15 \Phi_l ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

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

Vérification des poteaux à l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} \quad \text{Avec : } T_{\max} = 85.52 \text{ KN}$$

$$\tau_u = (85.52 / 0.55 \times 0.485) 10^{-3} = 235 \text{ KN}$$

Selon le RPA99V2003 :

$$\tau_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \lambda_g \text{ étant l'élanement géométrique du poteau.}$$

$$\lambda_g = \min(l_f / a ; l_f / b) = 4,75$$

$$\tau_{bu} = 1 \text{ Mpa.}$$

$\tau_u < \tau_{bu}$ la condition est vérifiée.

Vérification du ferrailage transversal selon le RPA99V2003:

Les armatures transversales des poteaux seront déterminées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t \cdot f_e}$$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur de la section.

f_e : contrainte limite de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

S_t : l'espacement des armatures transversales.

$$V_u = 85.52 \text{ KN}$$

$$h_t = 0,50 \text{ m}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\rho_a = 3,75$$

Dans la zone nodale : $S_t \leq 10 \text{ cm}$ (zone III)

On prend $S_t = 10 \text{ cm}$

Dans la zone courante : $S_t \leq \min (b/2; h/2; 10\Phi l)$

On prend: $S_t = 20 \text{ cm}$.

$$A_t = \frac{0,25 \cdot 3,75 \cdot 0,0825}{0,65 \cdot 400}$$

$$A_t = 3.86 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = 4\Phi 10 = 3.14 \text{ cm}^2 \text{ (2cadres de HA10)}$$

Les cadres doivent être fermés par des crochets à 135°; ayant une longueur de $10\phi t = 10 \text{ cm}$.

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Bloc A

Tableau (V-I-4) : Ferrailages des poteaux du Bloc A.

Poteau	Section (cm)	Barres (longitudinale)	Barres (transversale)	St (z.courante)cm	St (z.nodale)cm
Poteau 01	50×50	8HA16+4HA20	4HA8	15	10
Poteau 02	45×45	6HA20+2HA16	4HA8	15	10
Poteau 03	40×40	6HA16+2HA14	4HA6	10	10

V-I- 3- Ferrailage des poutres :

Les poutres sont soumises aux efforts suivants :

- Moment fléchissant.
- Effort tranchant.
- Effort normal.

Et vu que l'influence de l'effort normal sur les poutres est souvent insignifiante devant celle du moment fléchissant ou de l'effort tranchant, l'effort normal est négligé; Donc le ferrailage se fera en flexion simple (cas le plus défavorable).

Le ferrailage se fera à l'ELUR, car la fissuration est jugée peu nuisible.

Combinaisons :

Les poutres sont calculées sous les deux situations suivantes :

- Situation durable selon CBA ($1.35G+1.5Q$) : pour déterminer le moment Max en travée.
- Situation accidentelle selon le RPA99V2003 ($G+Q\pm E$; $0.8G\pm E$) : Pour déterminer respectivement le moment maximum négatif et positif, sur les appuis et permettra de déterminer le ferrailage supérieur au niveau des appuis.

V-I-3.1- Ferrailage longitudinal :

On prend comme un exemple de calcul des poutres du Bloc A.

$b \times h = 30 \times 50$, la portée est de 5.8 m.

Tableau (7-6) : Ferrailage longitudinal des poutres.

Tableau (V-I-5) : Ferrailage longitudinal des poutres.

Position	M max (KN.m)	combinaison	μ	α	Z (m)	σ_s (MPa)	As (cm ²)	A's (cm ²)
Travée	146.18	1,35G+1,5Q	0.127	0.17	0.41	348	10.01	0
Appuis	229.58	G+Q+E	0.138	0.186	0.416	348	13.79	0

D'où : $\mu = M_U / bd^2 f_{bu}$; $\alpha = 1 - \sqrt{1 - 2\mu / 0.8}$; $Z = d(1 - 0.4\alpha)$; $\mu < 0.186 \Rightarrow \sigma_s = f_e / \gamma_s$

$A_s = M_U / Z\sigma_s$

➤ **Choix des barres :**

- **En travée:** 3HA 16 + 3HA 14 \Rightarrow As adoptée = 10.65 cm²
- **Sur appui :** 3HA 16 + 3HA 20 \Rightarrow As adoptée = 15.46 cm²

Vérifications :

-Pourcentage minimal d'après le RPA99V2003 :

$A_{min} = 0.5\% (b \times h) = 10 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

-Pourcentage maximal d'après le RPA99V2003 :

- 4 % en zone courante (As max = 80 cm²)condition vérifiée.
- 6 % en zone de recouvrement (As max = 120 cm²)condition vérifiée.

-Condition de non fragilité :

$A_{min} > \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = 2.17 \text{ cm}^2$
 $A_s > A_{min} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

-Vérification de la contrainte tangentielle :

$V_u = 201.23 \text{ KN}$
 $\tau_u = V_u / b.d$
 $\tau_u = 1.11 \text{ MPa.}$
 $\bar{\tau} = \min (0,13.f_{c28} ; 4 \text{MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$

$$\tau_u < \bar{\tau} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

Appui de rive :

-Vérification de la section d'armatures longitudinales inférieures :

On doit vérifier que :

$$A_s \geq V_u \cdot \gamma_s / f_e$$

$$6.03 \times 10^{-4} \geq 5.78 \times 10^{-4} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Réajustement des armatures longitudinales :

Pour des raisons économiques évidentes, nous allons appliquer les limites d'arrêts des barres, c'est à dire qu'on va prévoir des chapeaux en travées et sur appuis pour limiter la consommation de l'acier.

V-I- 3.2- Ferrailage transversal :

Les armatures transversales sont calculées suivants le règlement BAEL91 et le RPA99V2003.

-Selon le BAEL91 :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right. \quad \text{avec : } K=1 \text{ pas de reprise de bétonnage.}$$

-Selon le RPA99V2003 :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par la formule :

$$A_t = 0,003S_t b$$

L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

- En zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont

$$\text{nécessaires } S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t\right).$$

- Dans la zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$.

-Selon le BAEL91 : $S_t \leq \min(0,9d;40cm) = \min(0,9 \times 0,9 \times 50;40cm) = 40cm$.

-Selon le RPA99V2003 :

En zone nodale : $S_t = \min\left(\frac{50}{4}; 12 \times 1,4\right) = \min(12,5; 16,8) = 12,5cm$. On prend 10cm.

En zone courante : $S_t \leq \frac{50}{2} = 25cm$. On prend 20cm.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau (V-I-6) : Armatures transversales des poutres.

Zone	S_t (cm)	τ_u (MPa)	A_t BAEI (cm ²)	A_t RPA (cm ²)	Choix	A_t adoptée (cm ²)
nodale	10	1.11	0.40	1.20	4HA8	2.01
courante	20	1.11	0.80	2.40	4HA10	3.14

$S_t = 20$ cm (zone courante), on prend **4HA8**

$S_t = 10$ cm (zone nodale), on prend **4HA8**

V-I-3.3- Recouvrement des armatures longitudinales :

D'après le RPA99V2003 la longueur minimale de recouvrement dans la zone III est de 50ϕ .

Poutres du Bloc A : $50\phi = 100$ cm.

V-I-3.4- Cas particulier :

Poutres liées aux voiles :

Pour le **Bloc A** :

Tableau (V-I-7) : Armatures longitudinal des poutres liées aux voiles.

Position	M max (KN.m)	combinaison	μ	α	Z (m)	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)	$A's$ (cm ²)
En travée	52.47	1,35G+1,5Q	0.045	0.058	0.43	348	3.43	0
Sur appuis	307.21	G+Q+E	0.26	0.39	0.38	348	23.23	0

Choix des barres :

- En travée: **3HA20** \Rightarrow As adoptée = 9.42 cm²
- Sur appui : **3HA20+3HA25** \Rightarrow As adoptée = 24.15 cm²
-

V-I-4- Schéma de ferrailage :

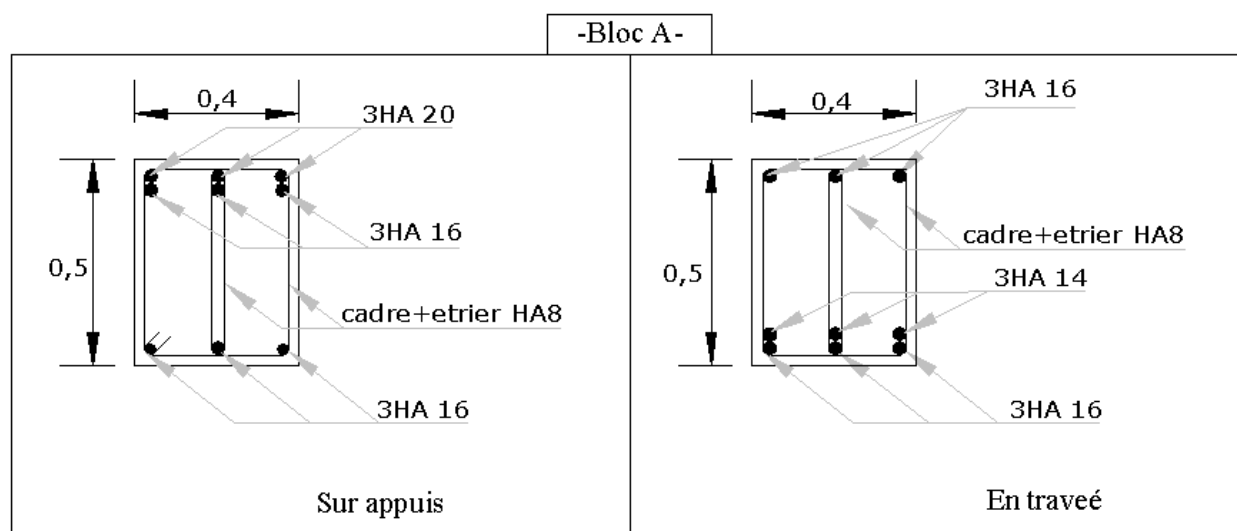


Figure (V-I-8) : Croquis de ferrailage des poutres.

V-II-FERRAILLAGE DES VOILES

V-II-1- Introduction :

Les sollicitations engendrées dans les voiles sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqué par l'action sismique
- Effort normal du a la combinaison des charges permanentes, d'exploitation et que la charge sismique

Ainsi les voiles seront calculées en flexion composée et au cisaillement, ce qui nécessitera une disposition du ferrailage suivant :

- Sur le plan vertical (aciens verticaux)
- Sur le plan horizontal (aciens horizontaux)

V-II -2- Règles communes :

V-II- 2.1- Ferrailage vertical :

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il reprendra les contraintes dues à la flexion composée, et ceci en tenant compte des prescriptions exigées par le RPA99V2003.

D'écrites ci-dessous :

1. L'effort de traction engendrée dans une partie du voile devra être prise en totalité par les armatures. Leur pourcentages minimale vaut 0.2% de la section horizontal de béton tendue.
2. Les barres verticales des zones extrêmes devraient être accroché par des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
3. Les barres verticales de ces derniers doivent être menues de crochets (jonction de recouvrement)
4. A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur de voile, cet espacement est au plus égale à 15 cm (le ferrailage vertical doit être symétrique en raison de changement en terme de moment)
5. Le pourcentage minimale d'armatures longitudinales des voiles dans chaque direction est données comme suit :
 - Globalement dans la section du voile égale a 0.15%
 - En zone courante égale a 0.10%
6. En présence d'une forte concentration d'effort de compression aux extrémités, les barres verticales devons respecter les exigences imposées aux poteaux.

V-II-2.2- Ferrailage horizontal :

Les armatures transversales sont des cadres disposés selon la hauteur du voile permettant la couture des fissures inclinées à 45° engendrées par l'effort tranchant, ces barres doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ

ϕ : Diamètre des barres horizontales.

Dans le calcul du ferrailage des voiles, le RPA 99V2003 préconise les règles suivantes :

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :
 - $S \leq 1.5 a$ (e : épaisseur du voile).
 - $S \leq 30\text{cm}$.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec quatre épingles au mètre carré dans chaque nappe ; les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur ; le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile .
- Les longueurs de recouvrement doivent être à 40ϕ pour les barres situées dans la zone où le renversement du signe des efforts est possible. 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possible des charges

Armatures transversales :

Elles sont perpendiculaire aux faces du voile elles servent de lien entre les deux nappes d'armatures verticales et empêchent leur flambement éventuel, ces armatures sont généralement des épingles au nombre au moins de quatre par mètre carré.

V-II-3- Calcul des Armatures verticales :

Nous proposons le calcul détaillé, on prenant le voile VI en zone I :

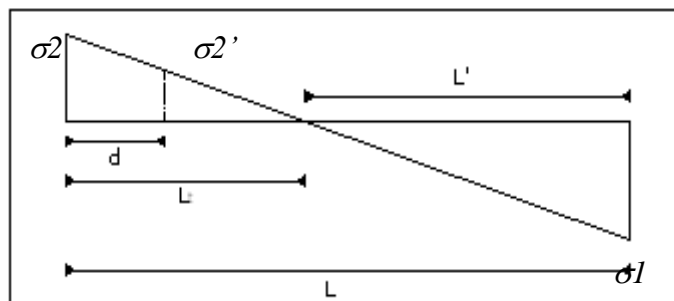


Figure (V-II-1) : schéma statique des contraintes.

$$L = 4.4 \text{ m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_1 = 5045.87 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 = -3215.31 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right\} \sigma_1, \sigma_2 \text{ correspondent aux contraintes } \sigma_{22} \text{ à la base de l'élément SHELL}$$

$$L' = L (\sigma_1 / (\sigma_1 + \sigma_2))$$

$$L' = 2.68 \text{ m}$$

$$a = L - L' = 1.71 \text{ m}$$

$$d = \min (h/2, 2L'/3)$$

$$d = \min (1.87, 1.79) = 1.79 \text{ m}$$

$$\sigma_2' = (a-d) \sigma_2 / a = 148.60 \text{ KN/m}^2$$

$$v' = d/2 = 0.89 \text{ m}$$

$$A' = e \times d = 0.35 \text{ m}^2$$

$$I' = e \times d^3 / 12 = 0.095 \text{ m}^4$$

$$N = (\sigma_1' + \sigma_2) s' / 2 = 549.45 \text{ KN.m}$$

$$M = (\sigma_1' - \sigma_2) I' / 2 v' = 354.69 \text{ KN.m}$$

$$e_0 = M / N = -0.064 \text{ m} < h / 6 \text{ (la section est entièrement tendue SET)}$$

$$d_1 = 0.05 \text{ m}$$

$$d_2 = 0.05 \text{ m}$$

$$e_1 = v' - d_1 - e_0 = 0.20 \text{ m}$$

$$e_2 = v' - d_2 + e_0 = 1.49 \text{ m}$$

$$As_1 = N e_2 / (e_1 + e_2) \sigma_{10} = 1.62 \text{ cm}^2$$

$$As_2 = N e_1 / (e_1 + e_2) \sigma_{10} = 12.10 \text{ cm}^2$$

$$As = As_1 + As_2 = 13.73 \text{ cm}^2$$

$$As = 13.73 / 1.79 = 7.66 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Armature minimale :

Vérification vis à vis du RPAV2003 (art : 7.7.4.1) :

$$A_{min\ PRA} = 0.2\% bL_t$$

b : épaisseur du voile.

L_t : longueur de la section tendue.

$$A_{min\ PRA} = 4.00\ cm^2/ml$$

Le pourcentage minimal d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99V2003 :

$$A_{min} = 0.15\% b \times L$$

$$A_{min} = 13.2\ cm^2$$

$$A_{min}/ml = 3\ cm^2/ml$$

- Zone d'about : $(4.4/10) \times 2 = 0.88m$; $St = 10cm$ Soit 20HA10.
- Zone courante : 3.52m ; $St = 20\ cm$ Soit 36 HA8.

Remarque :

Le calcul du ferrailage des voiles se fait pour les zones suivantes :

Pour bloc A :

- Zone I : RDC
- Zone II : 1er et 2eme étage.
- Zone III : 3eme et 4eme étage.
- Zone IV : 5eme et 6eme étage.
- Zone V : 7eme et 8eme étage.
- Zone VI : 9eme et 10eme étage.

Bloc A :

	AS (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	St(cm) (about)	St (cm) (courante)	Choix des barres		AS adoptée (cm ²)
					z.about	z.courante	
Zone I	7.66	3.00	10	20	10T10	18T8	16.94
Zone II	15.71	3.00	10	20	10T14	18T12	25.52
Zone III	16.19	3.00	10	20	10T14	18T12	35.74
Zone IV	5.57	3.00	10	20	10T10	18T8	16.94

Tableau (V-II-2) : Ferrailage vertical des voiles VI,V'1.

	AS (cm ² /ml)	Amin (cm ² /ml)	St(cm) (about)	St (cm) (courante)	Choix des barres		AS adoptée (cm)
					z.about	z.courante	
Zone II	20.23	3.00	10	20	6T16	8T14	24.38
Zone III	11.08	3.00	10	20	6T14	8T12	13.07
Zone IV	6.82	3.00	10	20	6T10	8T8	8.73
Zone V	4.98	3.00	10	20	6T10	8T8	8.73
Zone VI	4.44	3.00	10	20	6T10	8T8	8.73

Tableau (V-II-3) : Ferrailage vertical des voiles V3,V'3.

	AS (cm ² /ml)	Amin (cm ² /ml)	St(cm) (about)	St (cm) (courante)	Choix des barres		AS adoptée (cm)
					z.about	z.courante	
Zone I	5.79	3.00	10	20	8T10	14T8	13.32
Zone II	6.43	3.00	10	20	8T10	14T8	13.32
Zone III	7.62	3.00	10	20	8T12	14T10	20.1
Zone IV	4.89	3.00	10	20	8T10	14T10	17.38
Zone V	4.63	3.00	10	20	8T10	14T8	13.32
Zone VI	2.79	3.00	10	20	8T10	14T8	13.32

Tableau (V-II-4) : Ferrailage vertical des voiles V4,V'4.

V-II-4- Ferrailage horizontal à l'effort tranchant :

Vérification des voiles à l'effort tranchant :

D'après le RPA99V2003 la vérification de la résistance au cisaillement se fait avec une majoration de 40% de la contrainte de cisaillement.

La contrainte du cisaillement est limitée par la condition suivante :

$$\tau = 1.4 v/b0d \leq \bar{\tau} = 0.2 f_c 28$$

Calcul des armatures horizontales résistantes à l'effort tranchant :

Selon le BAEL91 la section A_t des armatures d'âme est donnée par la relation :

$$A_t/b_0 St \geq (\tau_u - 0.3 f_{tj} K)/0.8 f_e$$

$K=0$ en cas de fissuration très préjudiciable ; en cas de bétonnage non munie d'indentations la surface de reprise.

D'autre part le RPAV2003 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

$$0.15\% \text{ de la section du voile considérée si : } \tau_b \leq 0.025 f_{c28}$$

$$0.25\% \text{ de la section de voile si } \tau_b > 0.025 f_{c28}$$

Exemple d'application :

On prend comme un exemple de calcul le voile V1 :

$$\tau_u = 1.4 v / b_0 d$$

$$\tau_u = 1.4 \times 0.473 / (0.2 \times 0.9 \times 4.4) = 0.836 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$St \leq \min (1.5 e ; 30 \text{ cm})$$

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

$$A_t \geq b_0 St \tau_u / 0.8 f_e$$

$$A_t \geq (0.2 \times 0.2 \times 0.473) / (0.8 \times 400) = 1.05 \text{ cm}^2$$

On prend: 2HA10 ($A_t = 1.57 \text{ cm}^2$)

Les résultats sont résumés dans les tableaux ci après :

Bloc A :

voile	Zone I		Zone II		Zone III		Zone IV		Zone V		Zone VI	
	choix	St (cm)	choix	St (cm)	choix	St (cm)	choix	St (cm)	choix	St (cm)	choix	St (cm)
V1,V'1	2T10	20	2T10	20	2T12	20	2T10	20	---	---	---	---
V2,V'2	2T8	20	2T10	20	2T12	20	2T10	20	2T10	20	2T10	20
V3,V3	---	20	2T14	20	2T14	20	2T10	20	2T10	20	2T8	20
V4,V'4	---	20	2T14	20	2T14	20	2T12	20	2T12	20	2T10	20

Tableau (V-II-5) : Ferrailage vertical des voiles

V-II-5- Schéma de ferrailage

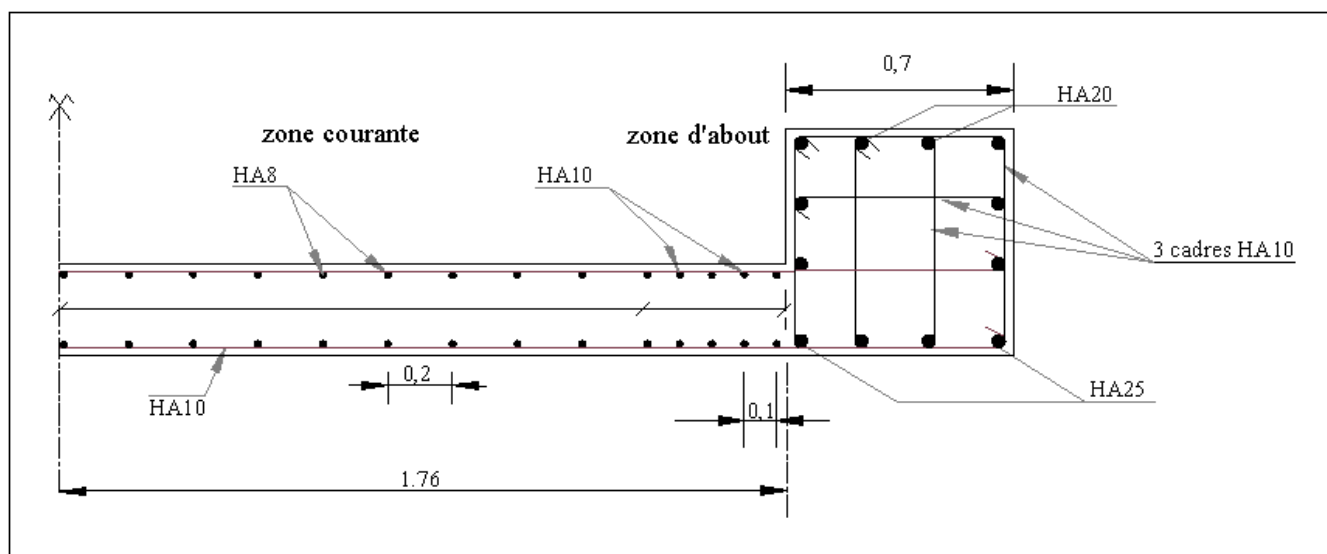


Figure (V-II-6) : Croquis de ferrailage longitudinal du voile VI -Bloc A-

V-III- ETUDE DES FONDATIONS

V-III-1-Introduction :

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

Notre choix c'est porté sur des semelles filantes croisées. Ces derniers forment une maille fermée.

Les semelles seront dimensionner sous un effort de compression.

V-III-2- Calcul de la surface de la semelle filante SFB:

La surface de la semelle est donnée comme suit :

$$S = \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

N : effort normal

σ_{sol} : La contrainte admissible du sol ($\sigma_{sol}=0,3 \text{ MPa}$)

$$S = \frac{11055.01}{300} = 36.85 \text{ m}^2$$

V-III-3- Dimensionnement des semelles filantes :

3.1- Le débord D :

Nous avons prévue un débord minimum prescrit par les règlements pour des raisons techniques de réalisation.

$$D = L' - \frac{L}{2}$$

$$D'ou : L' = \frac{\sum N_i \cdot x_i}{N_T}$$

3.2- La largeur B :

La largeur de la semelle continue doit vérifier la condition suivante :

$$B \geq \frac{S}{l}$$

S : surface de la semelle.

L : longueur de l'entre axes

$$\text{Donc : } B \geq \frac{36.85}{19.24} = 2.11 \text{ m}$$

On prend : $B = 2.15 \text{ m}$

3.3- La hauteur h :

La hauteur de la semelle est donnée par la relation : $h = d + 0.05$

$$D'où : d \geq \frac{B - b}{4}$$

d : hauteur utile (en m)

b : Côtés du poteau (en m)

$$h \geq \frac{B - b}{4} + 0.05 \text{ m}$$

$$h \geq 0.4 \text{ m}$$

Vérification de la longueur élastique : il faut vérifier que : $L_{max} \leq L_e \times \pi/2$

$$L_e = \left(\frac{4EI}{K_s B} \right)^{\frac{1}{4}}$$

E : module d'élasticité du béton = 3,16 107 kN/m²

K : coefficient de raideur du sol = 400 kN/m²

I : moment d'inertie de la semelle = $B \cdot h^3/12$

B : largeur de la semelle

$D'où : h \geq (48K L_{4max} / E \pi^4)^{1/3}$

Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5}$$

Les résultats des vérifications et des dimensionnements des semelles continues sont représentés dans les tableaux suivants :

-Pour le Bloc A :

-au niveau ($z = -3.06\text{m}$) :

<i>semelle</i>	<i>N (KN)</i>	<i>L (m)</i>	<i>B (m)</i>	<i>h (m)</i>	<i>Le×π/2(m)</i>	<i>Lmax (m)</i>	<i>Réaction linéaire</i>
<i>SF1</i>	5 381.97	18.9	1.20	0.85	17.78	5.60	<i>oui</i>
<i>SF2</i>	8 263.02	18.9	1.80	0.85	17.78	5.50	
<i>SF3</i>	8 925.40	18.9	1.95	0.85	17.78	5.60	
<i>SF4</i>	8 900.29	18.9	1.95	0.85	17.78	5.50	
<i>SF5</i>	6 385.16	18.75	1.40	0.90	18.56	5.68	
<i>SFA</i>	9 346.25	22.02	1.75	1.05	20.84	6.50	
<i>SFB</i>	11055.01	21.24	2.15	1.05	20.84	6.50	
<i>SFC</i>	10913.28	20.06	2.25	1.05	20.84	6.50	
<i>SFD</i>	9 696.36	19.18	2.10	1.05	20.84	6.50	

Tableau (V-III-1) : Dimensionnement des semelles et vérification de la longueur élastique.

-au niveau ($z = 6.8m$) :

<i>semelle</i>	<i>N (KN)</i>	<i>L (m)</i>	<i>B (m)</i>	<i>h (m)</i>	<i>Le×π/2(m)</i>	<i>Lmax (m)</i>	<i>Réaction linéaire</i>
<i>SF6</i>	7 189.13	18.50	1.35	0.85	17.78	5.60	<i>oui</i>
<i>SF7</i>	2 193.22	8.95	0.90	0.60	13.69	4.35	
<i>SF8</i>	3 921.09	18.40	0.75	0.85	17.78	5.60	
<i>SFA</i>	3 381.45	5.05	2.35	0.55	12.83	3.85	
<i>SFB</i>	2 305.98	5.05	1.60	0.55	12.83	3.85	
<i>SFB'</i>	2 729.60	5.05	1.90	0.55	12.83	3.85	
<i>SFC'</i>	2 962.98	5.05	2.05	0.55	12.83	3.85	
<i>SFD</i>	2 882.18	5.05	2.00	0.55	12.83	3.85	

Tableau (V-III-2) : Dimensionnement des Semelles et Vérification de la Longueur Elastique.

Vérification au non poinçonnement :

Sous l'action des forces localisées, il y a lieu de vérifier la résistance des semelles filantes au poinçonnement par l'effort tranchant

Il faut vérifier que :

$$\tau = \frac{P}{2h_t} \left[1 - \left(b + \frac{5h_t}{3} \right) / B \right] \leq \tau_{\text{lim}}$$

P : l'effort normal au niveau de poteau le plus sollicité de chaque semelle

$\tau_{\text{lim}} = 0.045 f_{c28} / \gamma_b$: représente la valeur limite de la contrainte de cisaillement.

$$\tau_{\text{lim}} = 0.045 \times 25 / 1,5 = 0.75 \text{ MPa} = 750 \text{ KN} / \text{m}^2$$

-Bloc A

-au niveau ($z = -3.06\text{m}$) :

<i>semelle</i>	<i>P</i> (KN)	<i>D adopte</i> (m)	<i>B adoptée</i> (m)	<i>h adoptée</i> (m)	τ (MPa)
SF1	1787.43	1.10	1.20	0.85	-0.580
SF2	2546.17	1.10	1.80	0.85	-0.190
SF3	3187.47	1.10	1.95	0.85	-0.115
SF4	2318.22	1.10	1.95	0.85	-0.084
SF5	1468.32	0.90	1.40	0.9	-0.377
SFA	1401.57	0.90	1.75	1.05	-0.294
SFB	2966.65	1.00	2.15	1.05	-0.217
SFC	3187.47	0.90	2.25	1.05	-0.148
SFD	1468.32	0.95	2.10	1.05	-0.128

Tableau (V-III-3) : Dimensionnement des semelles et vérification de la longueur élastique.

-au niveau ($z = 6.8m$) :

Tableau (9-5) : Dimensionnement des semelles et vérification de la longueur élastique.

<i>semelle</i>	<i>P</i> (KN)	<i>D adopte</i> (m)	<i>B adoptée</i> (m)	<i>h adoptée</i> (m)	τ (MPa)
SF6	1134.01	0.90	1.35	0.85	-0.329
SF7	939.76	0.65	0.90	0.60	-0.609
SF8	1253.96	0.85	0.75	0.85	-1.245
SFA	841.37	0.60	2.35	0.55	0.271
SFB	1253.96	0.60	1.60	0.55	0.059
SFB'	1032.50	0.60	1.90	0.55	0.189
SFC'	1134.01	0.60	2.05	0.55	0.268
SFD	517.19	0.60	2.00	0.55	0.113

Tableau (V-III-4) : Dimensionnement des semelles et vérification de la longueur élastique.

V-III-4- Le ferrailage:

4.1- Calcul des armatures principales :

Le ferrailage se calcul par la méthode des bielles à l'ELS. Nous avons :

$$A_s = \frac{q_{ser}(B-b)}{8(h-0.05)\sigma_s}$$

Répartition du poids totale le long de la semelle :

La répartition des charges le long de la semelle est donnée par la formule suivante :

$$q_{ser} = \frac{N_T}{L}$$

L : longueur totale de la semelle.

N_T : effort normal total.

D'où : $N_T = PTS + N$

Calcul des poids des terres + semelle (PTS)

Le poids des terres est donné par la formule suivante : $PTS = S \cdot \gamma \cdot D$

S : surface de la semelle.

γ : Poids spécifique (terre+semelle).

D : ancrage des semelles.

Nous avons :

$\gamma = 21,5KN/m^3$ et $D = 3.05 m$.

$$PTS = 2416.44 \text{ KN.}$$

$$NT = 13471.45 \text{ KN.}$$

$$q_{ser} = \frac{13471.45}{21.25} = 634.25 \text{ KN / ml}$$

$$\text{Alors : } A_s = \frac{634.25 \times (2.15 - 0.7)}{8 \times (1.05 - 0.05) \times 348 \times 10^3} = 3.30 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Nous choisissons **5 HA 10/ml** = 3.93cm²/ml avec un espacement de 20cm.

Vérification de la contrainte d'adhérence :

Soit τ la contrainte d'adhérence entre l'acier et le béton. Pour n barres de diamètres ϕ on a :

$$\tau_{\max} = \frac{p(B-b)}{2Bn\pi\phi}$$

On doit vérifier : $\tau_{\max} \leq \tau_{\text{lim}}$

La contrainte d'adhérence limite vaut:

$$\tau_{\text{lim}} = 0,6\psi^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa} = 2835 \text{ KN / m}^2$$

4.2- Calcul des armatures de répartition:

$$A_{rep} = \frac{A_s \times B}{4}$$

$$A_{rep} = \frac{3.93 \times 2,15}{4} = 2.11 \text{ cm}^2$$

D'après le BAEL91 pour fe400 $A_s \text{ min} = 2 \text{ cm}^2$

On choisit 7 HA 8 avec un espacement $e \geq \max(6\phi + 6; 15\text{cm}) = 15\text{cm}$. On prend $e = 30\text{cm}$.

Les résultats du calcul sont représentés dans les tableaux ci-dessous :

-Bloc A

-Au niveau ($z = -3.06$) :

<i>Semelle</i>	<i>q_{ser}</i> (kN)	<i>As</i> cm ² /ml	<i>Armature</i> <i>principale</i>	<i>As</i> <i>choisie</i> cm ² /ml	<i>St</i> (cm)	<i>Armature</i> <i>de</i> <i>répartition</i>	<i>As</i> (cm ²)	<i>St</i> (cm)
<i>SF1</i>	347.00	0.78	5HA8	2.51	20	5HA8	2.51	25
<i>SF2</i>	532.76	2.63	5HA10	3.93	20	6HA8	3.02	30
<i>SF3</i>	575.47	3.23	5HA10	3.93	20	6HA8	3.02	35
<i>SF4</i>	573.85	3.22	5HA10	3.93	20	6HA8	3.02	35
<i>SF5</i>	414.98	1.23	5HA8	2.51	20	6HA8	3.02	25
<i>SFA</i>	517.22	1.95	5HA8	2.51	20	6HA8	3.02	30
<i>SFB</i>	634.25	3.30	5HA10	3.93	20	7HA8	3.52	30
<i>SFC</i>	662.95	3.69	5HA10	3.93	20	7HA8	3.52	35
<i>SFD</i>	616.05	3.10	5HA10	3.93	20	7HA8	3.52	30

Tableau (V-III-5) : Ferrailage des semelles en Travée.

<i>semelle</i>	<i>q_{ser}</i> (kN)	<i>As</i> cm ² /ml	<i>Armature</i> <i>principale</i>	<i>As</i> <i>choisie</i> cm ² /ml	<i>St</i> (cm)	<i>Armature</i> <i>de</i> <i>répartition</i>	<i>As</i> (cm ²)	<i>St</i> (cm)
<i>SF1</i>	1489.53	3.34	5HA10	3.93	20	5HA8	2.51	25
<i>SF2</i>	1414.54	6.99	5HA14	7.7	20	6HA10	4.71	30
<i>SF3</i>	1634.60	9.17	5HA16	10.05	20	6HA12	6.79	35
<i>SF4</i>	1188.83	6.67	5HA14	7.7	20	6HA10	4.71	35
<i>SF5</i>	1048.81	3.10	5HA10	3.93	20	6HA8	2.51	25
<i>SFA</i>	800.90	3.02	5HA10	3.93	20	6HA8	2.51	30
<i>SFB</i>	1379.84	7.19	5HA14	7.7	20	7HA10	5.50	30
<i>SFC</i>	1416.65	7.61	5HA14	7.7	20	7HA10	5.50	35
<i>SFD</i>	699.20	3.52	5HA10	3.93	20	7HA10	5.50	30

Tableau (V-III-6) : Ferrailage des semelles sur Appuis.

-Au niveau ($z = 6.8$) :

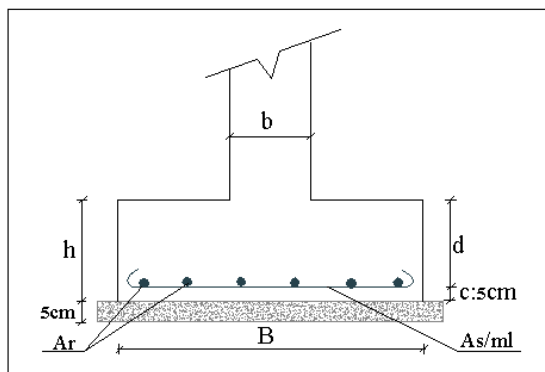
<i>semelle</i>	<i>qser</i> (kN)	<i>As</i> cm ² /ml	<i>Armature</i> <i>principale</i>	<i>As</i> <i>choisie</i> cm ² /ml	<i>St</i> (cm)	<i>Armature</i> <i>de</i> <i>répartition</i>	<i>As</i> (cm ²)	<i>St</i> (cm)
SF6	402.53	1.36	5HA8	2.51	20	5HA8	2.51	25
SF7	253.83	0.50	5HA8	2.51	20	4HA8	2.01	20
SF8	220.74	0.15	5HA8	2.51	20	5HA8	2.51	15
SFA	693.59	8.72	5HA16	10.05	20	7HA12	7.92	35
SFB	472.99	3.40	5HA10	3.93	20	5HA8	2.51	30
SFB'	559.88	5.23	5HA12	5.65	20	6HA8	3.02	30
SFC'	607.75	6.33	5HA14	7.7	20	6HA10	4.71	35
SFD	591.18	5.95	5HA14	7.7	20	6HA10	4.71	35

Tableau (V-III-7) : Ferrailage des semelles en Travée.

<i>semelle</i>	<i>qser</i> (kN)	<i>As</i> cm ² /ml	<i>Armature</i> <i>principale</i>	<i>As</i> <i>choisie</i> cm ² /ml	<i>St</i> (cm)	<i>Armature</i> <i>de</i> <i>répartition</i>	<i>As</i> (cm ²)	<i>St</i> (cm)
SF6	840.01	2.83	5HA10	3.93	20	5HA8	2.51	25
SF7	1044.18	2.05	5HA8	2.51	20	4HA8	2.01	20
SF8	1671.95	1.13	5HA8	2.51	20	5HA8	2.51	15
SFA	358.03	8.72	5HA16	10.05	20	7HA12	7.92	35
SFB	783.73	5.63	5HA12	5.65	20	5HA8	2.51	30
SFB'	559.85	5.23	5HA12	5.65	20	6HA8	3.02	30
SFC'	607.69	6.33	5HA14	7.7	20	6HA10	4.71	35
SFD	591.17	5.95	5HA14	7.7	20	6HA10	4.71	35

Tableau (V-III-8) : Ferrailage des semelles sur Appuis.

V-III-5- Schéma de ferrailage:

*Figure (V-III-9) : Ferrailage d*

Conclusion

Arrivant à la fin du présent travail, nous estimons que nous avons réussi à enrichir et approfondir nos connaissances dans le domaine de l'ingénierie et notamment dans celui du bâtiment.

Le parcours que nous avons fait dans le cadre du TFE nous a permis de mieux comprendre le principe de contreventement des structures et de la conception parasismique.

Le calcul des différentes structures dans le cadre du Prédimensionnement et dimensionnement Nous avons ramené à effectuer une modélisation par un logiciel de calcul des structures. Nous avons opté pour le logiciel SAP2000.

Bibliographie

- [1]-*Béton Armé aux Etats Limites (B.A.E.L.91).*
 - [2]-*Calcul des Ouvrages en Béton Armé 2^{ème} Edition 1986 (M. Belazougui).*
 - [3]- *Règles de Conception et de calcul des structures en Béton Armé (CBA93).*
 - [4]- *Règles Parasismiques Algériennes (RPA99 version 2003).*
 - [5]- *Règlement Neige et Vent (RNV 99).*
 - [6]- *Cours Génie Civil.*
 - [7]- *Manuel du logiciel SAP2000 version 16.*
 - [8]- *Manuel de L'Auto CAD 2010.*
-