



**MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ «Abbès LAGHROUR» DE KHENCHELA
FACULTÉ DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE**



Département de Génie Civil

N° de série :.....

Mémoire de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme de Master (L.M.D)

Spécialité : Génie civil

Option : Génie civil

Etude d'un bâtiment à multi usage (R+7) Avec un contreventement mixte

Dirigé par : M.REFRAFI Salah

*Réalisé par : - GHODBANE Zeyneb
- MIALI Sabrina*

Membres de jury :

*KHALFAWI Kamel MAA. Président
TOUAM Khemissi MAB. Examineur
ALI RACHDI Mohamed MAB.Examineur*

Présenté le 26/06/2016

Remerciements

Au nom D'Allah, Le Tout Miséricordieux, Le Très Miséricordieux.

Nous avons l'honneur d'être dirigé par l'enseignant M.REFRAFI Salah dans ce mémoire. Nous avons bénéficié, grâce à lui, non seulement sur le plan scientifique, mais aussi sur le plan humain. On tient à lui témoigner toute notre gratitude pour l'aide et le temps précieux qu'il nous a apportés.

Nous adressons nos remerciements les plus respectueux à l'enseignant Mr.KHALFAOUI Kamel qui nous a fait l'honneur de présider notre jury de soutenance. Nous remercions également les enseignants Mr. et Mr., d'avoir accepté faire partie du jury de notre soutenance. Leurs idées seront sans nul doute très utiles pour la suite.

À ces remerciements, Sans oublié tous les étudiants de ma promotion du Master 2015/2016, ainsi que l'administration du département génie civil.

Dédicace

Je dédie Ce modeste travail à:

A mes très chers parents qui m'ont soutenu moralement et financièrement et de tendresse qu'ALLAH me les garde durant tout ma vie.

Mon père qui m'a toujours encouragé et guidé.

Ma mère qui a toujours cru en moi et mes études.

Mes grands pères et grand mère.

A mes frère Moussa, Nadir, Amine et Hakim

A mes sœurs: Fatima.

A mes oncles et mes tantes.

A ma sœur et mon binôme: Sabrina qui ne pas cessé et m'encourager tous le temps et sa respectueuse famille.

A mes amies intimes : Nihad, Souad, Ahlame ,Rahma et Malika ...

A toutes les familles: GHODBANE grands (es) et petits (es).

A tous ma promotion de Génie Civil 2015/2016.

A tous ceux qui me connaissent.

ZEYNEB GH

- SOMMAIRE -

Liste des figures

Liste des tableaux

Liste des symboles

Liste des plans

INTRODUCTION

Chapitre I - GENERALITE -

<i>I.1. – Introduction</i>	<i>(1)</i>
<i>I.2. – Présentation du projet.....</i>	<i>(1)</i>
<i>I.3. – Caractéristique des matériaux.....</i>	<i>(7)</i>
<i>I.4. – Les actions.....</i>	<i>(11)</i>
<i>I.5. – Sollicitations et combinaisons d’actions.....</i>	<i>(12)</i>

Chapitre II -PRE-DIMENSIONNEMENT-

<i>II.1. – Introduction</i>	<i>(13)</i>
<i>II.2. – Descente des charges.....</i>	<i>(13)</i>
<i>II.3. – pré dimensionnement des éléments.....</i>	<i>(17)</i>

Chapitre III -ELEMENTS SECONDAIRES-

<i>III.1. – Introduction</i>	<i>(42)</i>
<i>III.2. – L’acrotère.....</i>	<i>(42)</i>
<i>III. 3. – Balcon.....</i>	<i>(47)</i>
<i>III.4. – Les planchers.....</i>	<i>(50)</i>
<i>III.5. – L’escalier.....</i>	<i>(65)</i>
<i>III.6. – Cage d’ascenseur.....</i>	<i>(91)</i>

Chapitre IV - ETUDE DYNAMIQUE-

<i>IV.1. – Introduction</i>	<i>(96)</i>
<i>IV.2. – Etude sismique.....</i>	<i>(102)</i>
<i>IV.3. – Centre de masse.....</i>	<i>(118)</i>
<i>IV.4. – Centre de torsion.....</i>	<i>(118)</i>
<i>IV.5. – L’excentricité</i>	<i>(120)</i>

Chapitre V – FERRAILLAGE DE LA SUPERSTRUCTURE-

V.1. – Introduction (122)

V.2. – Ferrailage des poteaux..... (122)

V.3. – Ferrailage des poutres..... (131)

V.4. – Ferrailage des voiles..... (139)

Chapitre VI - FERRAILLAGE DE L'INFRASTRUCTURE-

VI.1.Ferrailage des fondations.....(149)

VI.1.1. Introduction..... (149)

VI.1.2. Choix du type de fondations (149)

VI.1.3. Bloc (149)

VI.1.4. Ferrailage du radier(155)

VI.1.5. Etude du débord du radier (158)

Conclusion

Bibliographie

Annexe

Liste Des Figures

Figures N°	Page
Chapitre. I	
1. Diagramme parabole rectangle	(9)
2. Diagramme Déformation - Contrainte d'acier	(11)
Chapitre. II	
1. Plancher à corps creux	(14)
2. Plancher étage courant	(14)
3. Cloisons extérieur	(15)
4. L'acrotère	(16)
5. Caractéristiques géométriques des poutrelles	(17)
6. La poutrelle	(17)
7. Plancher à corps creux	(18)
9. Coefficients de dégression des charges	(19)
10. Evaluation des charges verticales	(23)
11. Dimensions des poutres	(26)
12. Coupe de voile en élévation	(28)
13. Constitutions d'escalier	(29)
14. Vue en plan pour l'escalier	(30)
15. Schéma statique RDC	(30)
16. Schéma statique étage courant	(30)
17. Escalier à trois volets	(34)
18. Schéma statique (II)	(34)
19. Schéma statique (I)	(34)
Chapitre. III	
1. Ferrailage de l'acrotère	(44)
2. Schéma de balcon	45
3. Ferrailage de balcon	(47)
4. Nervure à deux travées	(49)
5. Diagramme de l'effort tranchant	(50)

6. Diagrammes des moments	(51)
7. Diagramme de l'effort tranchant	(52)
8. Nervure à 5 travées	(52)
9. Diagramme des moments	(53)
10. Diagramme des moments	(54)
11. Diagramme de l'effort tranchant	(54)
12. Diagramme de l'effort tranchant	(55)
13. La nervure	(55)
14. Ferrailage de nervure	(63)
15. Escalier à trois volets	(64)
16. Schéma statique de paillasse	(67)
17. Schéma statique de la paillasse (I)	(67)
18. Diagramme de moment fléchissant et de l'effort tranchant a E.L.U.	(67)
19. Diagramme des moments et des efforts tranchants	(68)
20. Schéma statique de la paillasse (II)	(68)
21. Diagramme de moment fléchissant et de l'effort tranchant a E.L.U.	(68)
22. Armature	(69)
23. Présentation du ferrailage de l'escalier.	(75)
24. L'ascenseur	(76)
25. Ferrailage de la dalle de la machine	(80)

Chapitre. IV

1. Régularité en plan.	(84)
2. Régularité en élévation	(84)
3. Mode 1 de disposition des voiles.	(93)
4. Mode 2 induit par disposition des voiles.	(94)
5. Mode 3 induit par disposition des voiles.	(94)
6. Propriétés de centre de torsion	(101)

Chapitre. V

1. Ferrailage poteaux 60x60	(112)
2. Ferrailage poteaux 50x50	(113)
3. Ferrailage poteaux 40x40	(113)

4. la section des poutres longitudinales	(114)
5. Ferrailage des poutres	(121)
6. Sollicitation des voiles	(123)
7. Diagramme d'une section entièrement comprimée	(125)
8. Diagramme d'une section entièrement tendue	(125)
9. Diagramme d'une section partiellement comprimée	(125)
10. Schéma de distribution des contraintes sur "L"	(127)
11. Schéma de ferrailage de voile	(131)

Chapitre VI

1. Schéma de ferrailage du radier	(148)
-----------------------------------	-------

Liste Des Tableaux

Tableau N°	Page
Chapitre. I	
1. Caractéristiques géométriques	(1)
2. Composition d'un mètre cube de béton	(7)
3. Les caractères mécaniques des différents types d'acier	(10)
Chapitre. II	
1. Chargement de plancher terrasse	(13)
2. Chargement plancher étage courant	(14)
3. Charge et surcharge de balcon	(15)
4. Chargement de murs extérieurs en double cloison	(16)
5. Caractéristiques géométriques des poutrelles	(18)
6. Charge et surcharge de poteau d'angle	(21)
7. Charge et surcharge de poteau de rive	(22)
8. Charge et surcharge de poteau central	(23)
9. Section des poteaux	(27)
10. Chargement de paillasse	(35)
11. Chargement de palier	(35)
12. Charge permanente de paillasse	(41)
13. Charge permanente de palier de repos	(41)
Chapitre. III	
1. Moments sur appuis et travées	(49)
2. Valeurs de l'effort tranchant	(50)
3. Moments sur appuis et travées	(51)
4. Valeurs de l'effort tranchant	(52)
5. Plancher terrasse	(57)
6. Résultats (plancher étage courant)	(58)
7. Résultats (plancher terrasse)	(60)
8. Résultats (plancher étage courant)	(61)

9. Charge permanente de paillasse	(64)
10. Charge permanente de palier de repos	(65)
11. Combinaison des charges	(65)
12. Détermination des sollicitations paillasse (a)	(66)
13. Détermination des sollicitations paillasse (b)	(66)
14. Armatures longitudinales ELU	(69)
15. Résultats	(70)
16. longitudinale	(70)
17. Vérification	(70)
18. Résultats	(70)
19. Armatures de répartition	(71)
20. Combinaison des actions	(77)
21. Ferrailage final de la dalle de la machine	(79)

Chapitre. IV

1. Valeurs de poids à chaque niveau	(91)
2. Résumé des résultats	(91)
3. Périodes et facteurs de participation massique du modèle	(92)
4. la résultante des forces sismiques (Sens longitudinal)	(95)
5. la résultante des forces sismiques (Sens transversal)	(96)
6. Périodes et facteurs de participation massique du modèle	(96)
7. valeurs de déplacements	(98)
8. valeurs de déplacements	(98)
9. Tableau donne les déplacements Δ_k et u_k	(99)
10. Effet p-	(100)
11. Effet p-	(100)
12. centre de masse et de torsion	(102)
13. Résultats de l'excentricité théorique	(103)
14. Résultats de l'excentricité accidentelle	(103)

Chapitre. V

1. Coefficient de sécurité et caractéristiques mécaniques (104)
2. Tableau récapitulatif des moments fléchissant, efforts normaux et efforts tranchants.
(105)
3. Pourcentage minimale des armatures longitudinales (108)
4. Ferrailage des poteaux (112)
5. Armatures longitudinales des poutres secondaires (116)
6. Vérification à l'état limite de service (121)
7. le rapport entre la longueur de flambement et la hauteur libre . (126)
8. Ferrailages des voiles. (129)

Chapitre. VI

1. Les surfaces des poteaux ELS (133)
2. les surfaces des voiles ELS. (133)
- 3 Résultats de calcul de la stabilité du radier (bloc) (138)
- 4 Résultats de calcul des contraintes (bloc) (138)
- 5.Ferrailages de radier à L'ELS (140)
- 6.Calcul le ferrailage du débord à L'ELS (140)
- 7.Résultats de calcul de la stabilité du radier (bloc) (145)
- 8.résultats de calcul des contraintes (bloc) (145)
- 9.Ferrailages de radier à L'ELS (146)
- 10Calcul le ferrailage du débord à L'ELS (147)

Liste des symboles :

f_{cj} : résistance en compression à j jour du béton.

f_{tj} : résistance à la traction à j jour du béton.

E_{ij} : module de déformation longitudinale du béton.

E_{vj} : module de déformation différé du béton.

G : module de déformation transversale.

ν : coefficient de poisson.

f_{bu} : résistance conventionnelle ultime à la compression.

ξ_{bc} : déformation unitaire du béton.

σ_{bc} : contrainte de compression dans le béton.

γ : est un coefficient de sécurité.

η : est un coefficient en fonction de la durée d'application de l'action considérée.

$\bar{\sigma}_{bc}$: contrainte admissible du béton en compression.

$\bar{\tau}_v$: contrainte limites de cisaillement.

f_{yk} : résistance caractéristique ultime de l'acier.

$\bar{\sigma}_{bc}$: contrainte admissible d'acier.

f_e : limite d'élasticité des aciers utilisés.

η : coefficient de fissuration.

N_u : est l'effort normal ultime.

B_r : est la section de béton réduite du béton.

λ : l'élancement de l'élément poteau.

\bar{f} : la flèche admissible.

F_p : l'action sismique horizontale.

L_f : longueur de flembement.

e_0 : est excentricité de premier ordre, avant application des excentricités additionnelles.

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfection géométrique initiales après l'exécution.

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre lié, à la déformation de la structure

φ : le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation initiale instantané sous la charge considérée, ce égal à 2

μ_{bu} : moment réduit.

A_s : section d'armature comprimée.

A'_s : section d'armature tendue.

S_r : espacement des armatures.

A_r : section d'armature de répartition.

M_0 : moment fléchissant dans la travée.

M_t : le moment maximal en travée dans la travée considéré.

M_w : la valeur absolue du moment sur appui de gauche dans la travée considéré.

M_e : la valeur absolue du moment sur appui de droite dans la travée considéré.

M_{ut} : moment capable de la table de compression.

A_{min} : section minimale d'armature.

\varnothing_t : diamètre d'armature transversale.

f_{pi} : flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportées par l'élément considéré.

f_{gv} : la flèche différée dues à l'ensemble des charges permanentes.

f_{gt} : la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes.

f_{jt} : flèche instantanée due à charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des revêtements et cloisons.

y : position de l'axe neutre.

I_0 : moment d'inertie de la section totale rendue homogène.

M_g : le moment dû à l'ensemble des charges permanentes.

M_f : le moment dû aux charge permanentes appliquées à la mise en œuvre des revêtements.

M_p : le moment dû à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation.

I_{ftp} , I_{ftj} , I_{ftg} , et I_{fvjg} : sont les inerties fissurées.

M_u : le moment de torsion ultime.

a : le diamètre.

A_c : l'aire du contour tercé à mi-épaisseur des parois.

T_k : la période du mode K.

N : le nombre de niveau au-dessus du sol.

G : centre de gravité.

R : centre de rigidité.

V : effort tranchant.

M_k : moment de renversement.

δ_k : les déplacements horizontaux absolus.

δ_r : les déplacements relatifs.

R : coefficient de comportement.

Q : facteur de qualité

η : facteur de correction d'amortissement.

C_t : coefficient, fonction du système de contreventement.

A_t : section d'armature minimale.

σ_{se} : la contrainte d'adhérence d'entraînement.

g : l'élancement géométrique du poteau.

M_{uf} : moment fictif.

A'_{sf} : section d'armature fictive.

Y_{ser} : la distance entre le centre de pression à l'axe neutre de la fibre supérieure de la section la plus comprimé.

Liste Des Plans

Plans N°

Page

- 1. Plan du RDC (Commerces)*
- 2. Plan d'étage courant*
- 3. Plan du 1° et 2° étage (Services)*
- 4. Plan de terrasse*
- 5. Façade principale*
- 6. Façade postérieure*
- 7. Façade latérale gauche*
- 8. Plan de fondations*
- 9. Plan des différents étages coté façade principale*
- 10. Coupe A-A*
- 11. Coupe B-B*
- 12. Façade principale*
- 13. Façade postérieure*

Introduction générale

La conception d'une structure parasismique est un problème complexe vu la nécessité de répondre aux exigences de sécurité imposées par les règlements, et d'économie imposées par les coûts croissants des constructions.

La résistance d'une structure aux actions horizontales est principalement assurée par le système de contreventement de cette dernière. Pour les structures en béton armé, ce système de contreventement est constitué de cadres, de voiles ou des deux en même temps.

Dans le présent projet, on se propose de voir l'effet de la variation des dimensions, de la localisation et des conditions de rigidité des extrémités des voiles sur le coût d'une structure dont le système de contreventement est constitué de cadres et de voiles et cela sans omettre l'aspect sécurité.

L'étude sera menée sur un bâtiment en R+7 implanté en zone IIa de sismicité

Pour ce faire, nous procéderons comme suit :

- La première étape portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition des ces différents éléments et le choix de matériaux à utiliser.
- La deuxième étape sera la détermination des actions verticales présentes dans le bâtiment et le prédimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment.
- La troisième étape sera le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, l'escalier et les planchers).
- La quatrième étape portera sur l'étude dynamique du bâtiment et la détermination de l'action sismique. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse un modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul Robot 2014.
- La cinquième étape portera sur la comparaison du coût de la structure pour les 4

dispositions des voiles en calculant le ferrailage des éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles) pour évaluer les quantités de matériaux nécessaires (béton et acier). Les résultats donnés par Robot pour le calcul du ferrailage des éléments structuraux.

- La dernière étape sera l'étude des fondations du bâtiment avec la disposition retenue lors de l'étape précédente.

Chapitre I : Généralité

I.1-Introduction :

Le but de calcul de cette structure est d'assurer la compatibilité de son comportement pendant toute sa durée de vie.

En effet, l'étude de cette structure vise à mettre en application les connaissances acquises durant la formation « master génie civil », d'un ouvrage en béton armé qui est un bâtiment de (R+7) et qui présente une régularité en plan qu'en élévation dont le système de contreventement est mixte.

Notre structure doit être calculée et conçue de manière à ce qu'elle reste apte à l'utilisation prévue, et assurée la durée de vie envisagée ainsi que le coût économique de réalisation:

- Elle ne doit pas être endommagée par des événements, tels que : les explosions, les chocs ou autre phénomène.
- Elle doit résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation. , et qu'elle ait une durabilité convenable.

I.2-Présentation du projet :

I.2.1-Introduction :

Le projet consiste à l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment (R+7) à usage multiple constitué de :

- Un rez-de-chaussée (RDC) à usage commercial.
- Du 1^{er} au 2^{ème} étage à usage d'administratif.
- Du 3^{ème} au 7^{ème} étage à usage d'habitation.

Cet ouvrage, sera implanté à une zone de moyenne sismicité (Zone IIa) selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003).

I.2.2-Caractéristiques géométriques :

La présente structure a pour dimensions :

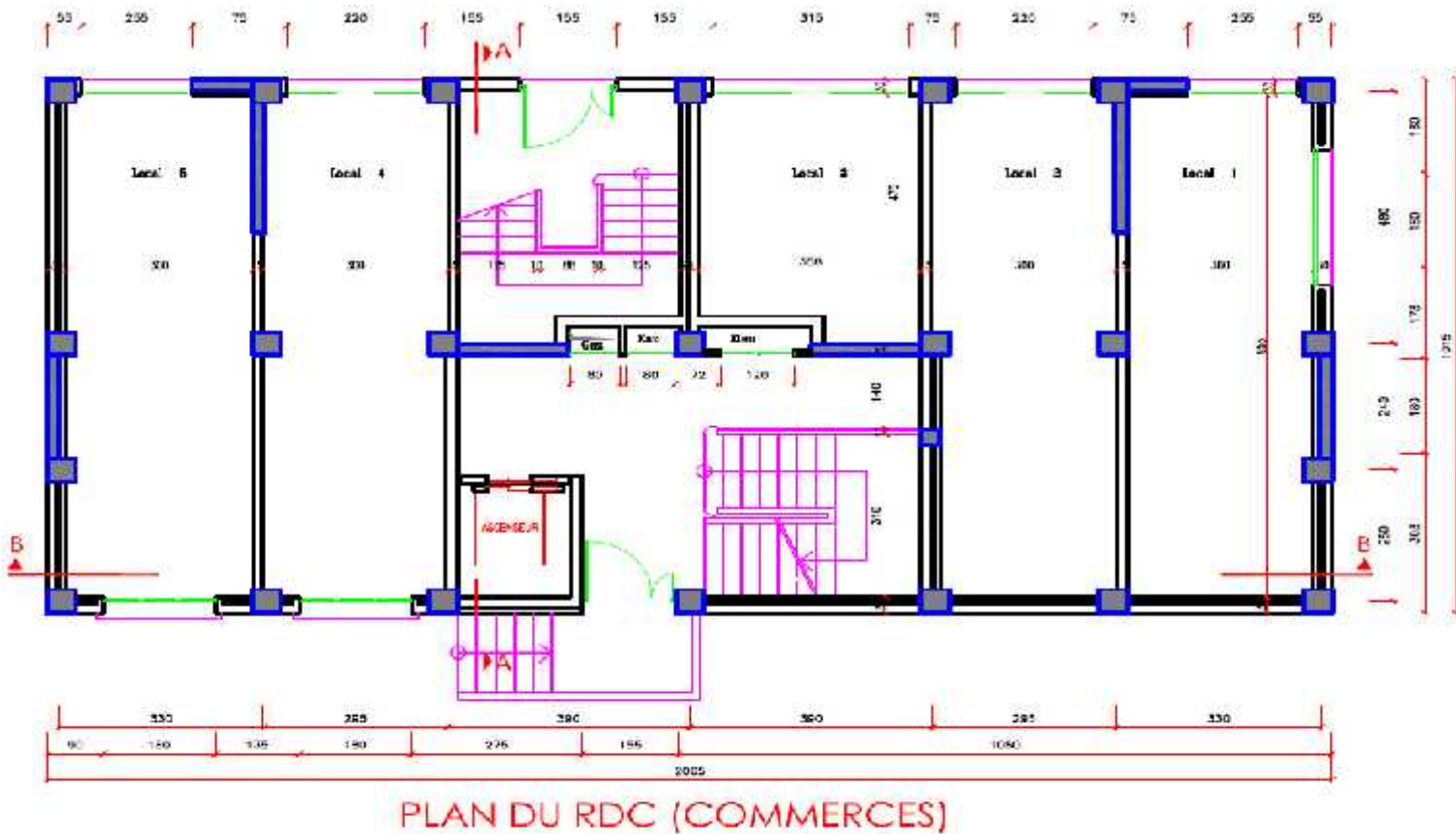
Longueur en plan	20,65 m	Largeur en plan	10,15 m
Hauteur totale	25,50 m	Hauteur du RDC	4,08 m
Hauteur d'étage courant	3,06 m		

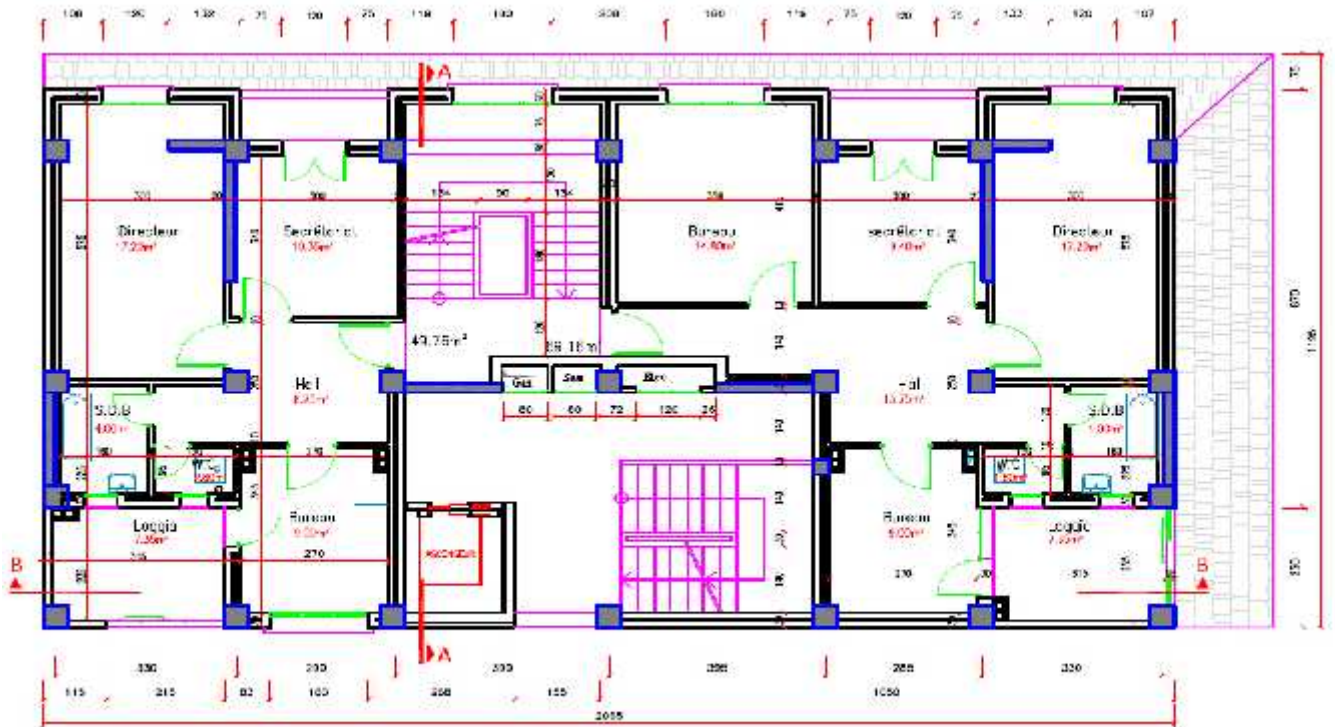
Tableau I.1 : Caractéristiques géométriques

I.2.3-Règles des calculs :

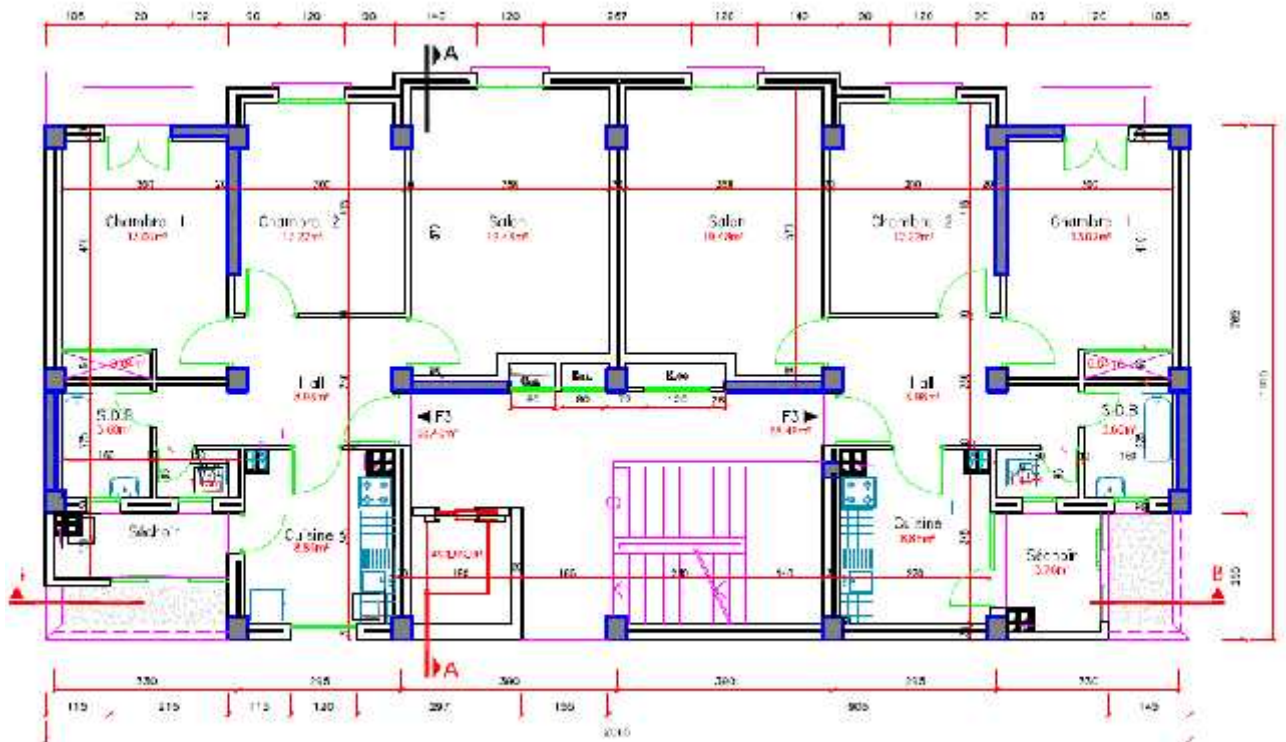
Les références de calcul de ce projet sont les règlements suivants :

- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91).
- Charges permanentes et charges d'exploitation (D.T.R BC 2.2).
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé. (CBA 93).
- Règles parasismiques Algériennes (DTR – BC 2.48) RPA 99 / version 2003.

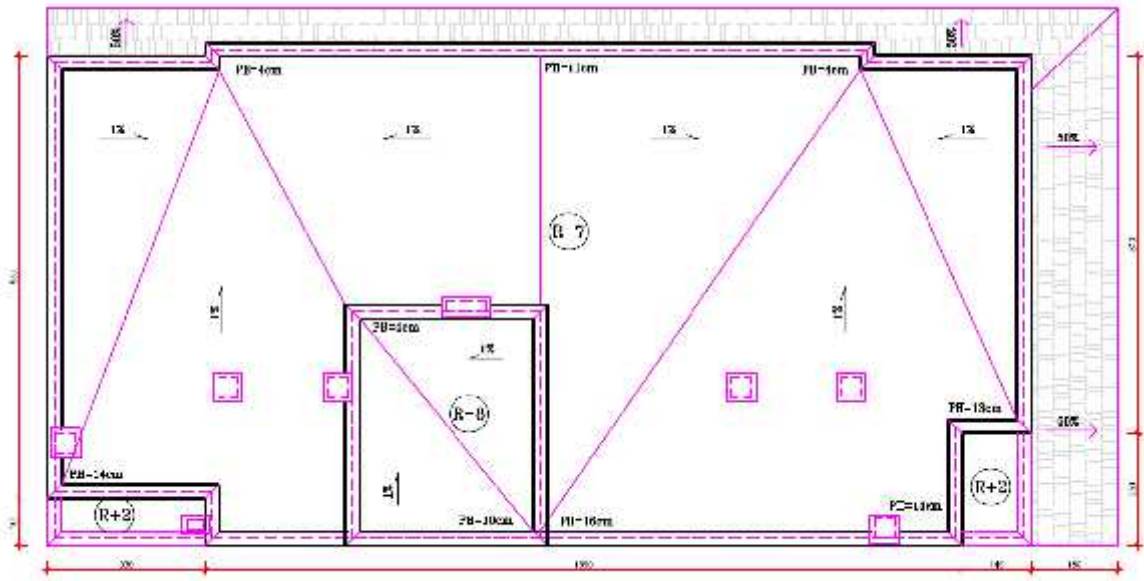




PLAN DU 1^{er} et 2^{es} ETAGE (SERVICES)



PLAN D'ETAGE COURANT



PLAN DE TERRASSE





I.2.4-Eléments de l'ouvrage :

- **Planchers en corps creux :**

Ils sont réalisés en corps creux et une dalle de compression, reposant sur des poutrelles coulées sur place. Le choix du type de plancher dépend de plusieurs facteurs, principalement liés à la répartition des espaces et les longueurs des travées des poutres pour les raisons suivantes:

- Facilité de réalisation.
- Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique
- Economie dans le coût de coffrage (coffrage perdu constitué par les poutrelles et les corps creux).
- Bonne isolation thermique et phonique

- **Maçonnerie :**

- **Murs extérieurs :**

Ils sont réalisés en doubles cloisons de (30cm) de briques creuses l'extérieur de 15 cm d'épaisseur et l'intérieur de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm pour le but d'isolation phonique et thermique.

- **Murs intérieurs :**

Ils sont réalisés en briques creuses d'épaisseur qui variée entre (10 et 15 et 20) cm

- **L'escalier :**

L'accès d'un étage à un autre s'effectue à l'aide de deux types d'escalier :

Le premier est droit à double volées, réalisés en béton armé coulé sur place, et l'autre avec jour et paliers de repos (avec deux quartiers tournants).

- **Le balcon :**

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastré dans une extrémité et libre de l'autre.

- **L'ascenseur:**

L'ascenseur est un espace en béton armé de type 630 pour huit personnes.

- **La dalle :**

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, elles reposent sur 2, 3 ou 4 appuis. L'épaisseur des dalles dépend plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance

- **L'acrotère :**

Est une murette de hauteur de 60 cm, réalisée en béton armé coulé sur place, ayant pour rôle la sécurité humaine et la protection de l'étanchéité.

I.3-Caractéristiques des matériaux :

I.3.1-Le béton :

Le béton est un composite hétérogène qui résulte de mélange intime de : ciment, granulats, eau et dans certain cas une quantité d'adjuvant. Ces constituants sont dosés de manière à obtenir, après durcissement un produit solide.

- **Composition d'un mètre cube de béton :**

Composition	Dosage
Ciment	350 Kg
Sable.	400 L/m ³
Gravillon.	800 L/m ³
L'eau	175 L.

Tableau I.2 : composition d'un mètre cube de béton

- **Résistance caractéristique à la compression :**

Un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge dite : résistance caractéristique à la compression, notée f_{c28} .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit (Art 2-1-11 BAEL 91.p10) :

Bétons de résistance courante : $f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28}$ pour $f_{c28} \leq 40$ MPA

Bétons de haute résistance : $f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28}$ pour $f_{c28} > 40$ MPA

Pour $j = 28$: $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$

- **Résistance caractéristique à la traction:** (Art A-2 12 BAEL91.p11)

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

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj}$$

avec : f_{cj} résistance caractéristique à la compression à « j » jours exprimée en (MPa).

• **Contraintes limites:**

a) **Contrainte limite à la compression:** (Art 4 .3 .41 BAEL91,p24)

$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \text{ [MPa]}$$

Avec :

γ_b : coefficient de sécurité

$$\gamma_b = 1,50 \text{ en situation courante} \Rightarrow f_{bc} = 14,16 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1,15 \text{ en situation accidentelle} \Rightarrow f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$$

: coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions ;

= 1 si durée d'application est supérieur à 24 heures.

= 0.9 si la durée d'application est entre 1 heures et 24 heures.

= 0.85 si la durée d'application est inférieur à 1 heures.

b) **Contrainte limite de cisaillement:** (Art A – 5.1.21 BAEL91,p34)

La contrainte limite de cisaillement est limitée par : τ_u ;

$$\tau_u = \min (0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa pour la fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\tau_u = \min (0,10 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa pour la fissuration préjudiciable.}$$

c) **Contraintes de service à la compression:** (Art A – 4 .5 .2 BAEL91,p33)

$$\sigma_{bc} = 0,60 \cdot f_{c28} \text{ [MPa]}$$

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

• **Module d'élasticité:**

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux types de modules :

a) **Module d'élasticité instantané:** (Art A – 2 .1. 21 BAEL91,p12)

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il résulte un module égale à :

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

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

$$\Rightarrow E_{ij} = 32164,195 \text{ MPa}$$

b) **Module d'élasticité différée:** (Art A – 2.1.22 BAEL91,p12)

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et à fin de tenir en compte l'effet de fluage du béton, on prend un module égal :

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

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

$$\Rightarrow E_{vj} = 10819 \text{ MPa}$$

- **Coefficient de poisson:** (Art A.2 1 3 BAEL91.p13)

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales, il sera pris égale à :

- $\nu = 0,2$ l'état limite de service.
- $\nu = 0$ l'état limite ultime

Diagramme contrainte – déformation de béton : (Art. A.4.3.4 BAEL91.p.23, 24)

Dans les calculs relatifs à l'E.L.U.R on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit « **parabole rectangle** ».

Ce diagramme qui représente la contrainte de béton en fonction de son accourcissement (fig. 1), est constitué comme suite :

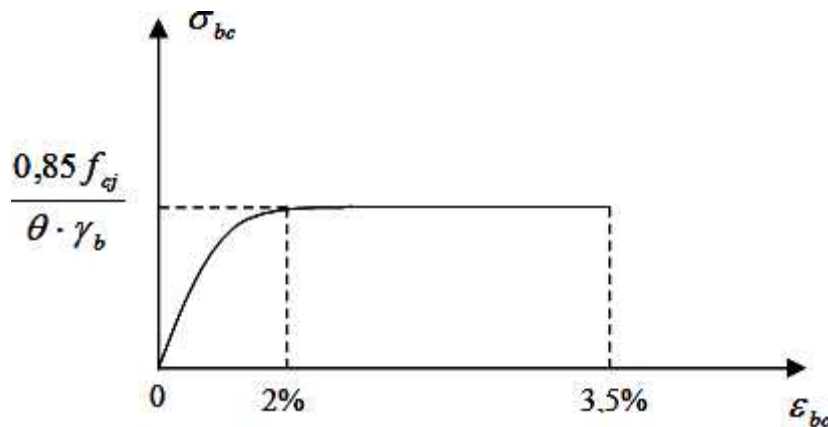


Figure I-1 : Diagramme parabolique rectangle

- Entre les abscisses 0‰ et 2‰ par un arc de parabole à seconde degré passant par l'origine et de sommets, ce point ayant pour coordonnées $\epsilon_{bc} = 2‰$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \text{ On pratique; On aura } f_{cj} = f_{c28}$$

- Entre les abscisses 2‰ et 3,5‰ par une horizontale d'ordonnée $\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\gamma_b}$

Cette horizontale est donc tangente à la parabole en point (s). Le coefficient de sécurité χ_b à pour valeurs :

- $\gamma_b = 1.15$ Pour les situations accidentelles
- $\gamma_b = 1.50$ Pour les autres cas

I.3.2-Aciers: (art. A.2.2. BAEL91.p14)

I.3.2.1-Classification:

Les aciers généralement utilisés pour le béton armé sont classés en trois catégories.

- a. **Ronds lisses :** de nuance douce ; min– dure et dure (dureté naturelle).
- b. **Les armatures hautes adhérence :** de nuance min – dure et dure obtenue par écrouissage à froid par torsion ou par traction.

Ces aciers se trouvent somment dans des diamètres de 6 ; 8 ; 10 ; 12 ; 14 ; 16 ; 20 ; 25; 32;40.

- c. **Treillis soudés :** Sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement.

Les éléments constitutifs des treillis soudés peuvent être :

- Soit des ronds lisses.
- Soit des barres de haute adhérence.
- Soit des fils à haute adhérence.

I.3.2.2-Les nuances :

On notera qu’un seul modèle est utilisé pour décrire les caractères mécaniques des différents types d’acier, ce modèle étant fonction de la limite d’élasticité garantie f_e .

Valeurs de la limite d’élasticité garantie f_e .

type	Nuance	f_e (Mpa)	Emploi
Ronds lisses	F_eE22 F_eE24	215 235	Emploi courant. Epingles de levage des pièces préfabriquées
Barres HA Type 1 et 2	F_eE40 F_eE50	400 500	Emploi courant.
Fils tréfiles HA Type 3	F_eTE40 F_eTE50	400 500	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
Fils tréfiles lisses Type 4	$TL50 > 6mm$ $TL50 \quad 6mm$	500 520	Treillis soudés uniquement emploi courant

Tableau I.3 : les caractères mécaniques des différents types d’acier

I.3.2.3-Diagramme déformation- contrainte : (A.2.2, 2.BAEL91.p14)

- **E.L.S :** (A.4.5. BAEL91.p 28)

On adopte le diagramme linéaire suivant :

Le diagramme est valable pour tous les aciers quelque soit leur élaboration.

- De l’origine au point A : $\left(\frac{f_e}{\alpha_s \cdot E_s} ; \frac{f_e}{\alpha_s} \right)$ une droite d’équation $\tau_s = \tau_s \cdot \nu_s$
- Du point A au point B: Une horizontale d’ordonnée $\frac{f_e}{\alpha_s}$

Les notations utilisées sont les suivantes :

f_e : limite élastique de l’acier.

α_s : coefficient de sécurité de l’acier.

$s = 1$ Situations accidentelles

$s = 1.15$ Les autres cas

E_s : module d'élasticité de l'acier.

L'allongement maximal de l'acier est limité à 10‰.

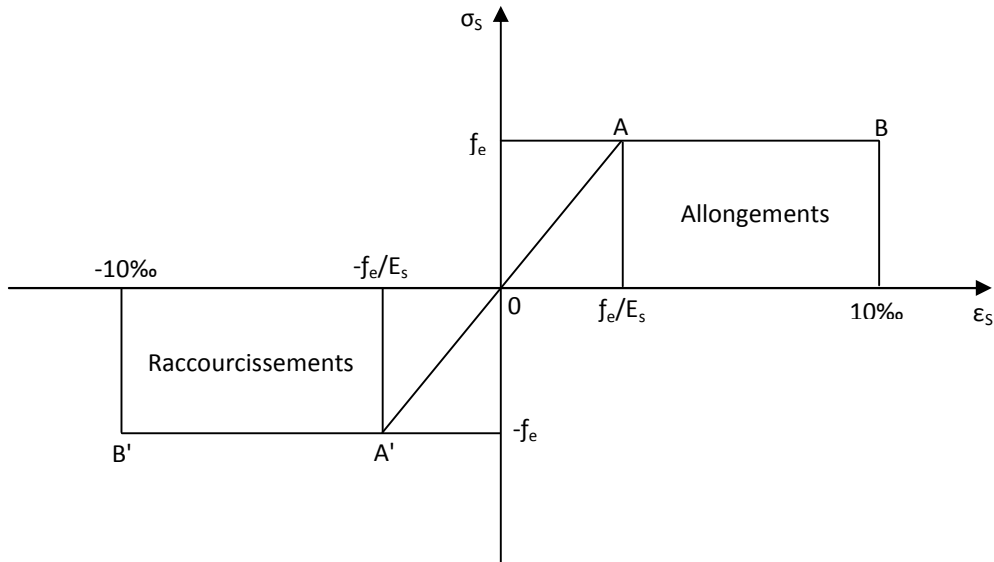


Figure I-2 : Diagramme Déformation - Contrainte d'acier

I.4-Actions: (Art. A.3.1. BAEL91.p15)

Les actions sont l'ensemble des charges (forces au couples) appliquées la structure, ainsi que les déformations imposées à la construction (variation de température, retrait et tassement des appuis).

Les actions sont classées en 3 catégories :

I.4.1-Les actions permanentes (G): (Art. A.3.1.2.BAEL91.p15)

Elles sont appliquées pratiquement avec la même intensité pendant toute la durée de vie de l'ouvrage, tel que le poids propre de la structure (poteaux, poutre, dalles, murs).

I.4.2-Les actions variables (Q) : (Art .A.3.1.3.BAEL91.p16)

Ce sont des actions dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps tel que les charges d'exploitation.

I.4.3-Les actions accidentelles (Fa) : (Art .A.3.1.4.BAEL91.p16)

Sont la cause des phénomènes se produisant rarement et avec une faible durée d'application (séismes- chocs –explosions)

I.5-Sollicitations et combinaisons d'action :

(Art. A.3.2. BAEL91.p17)

Les sollicitations sont les éléments de réduction (effort normal, effort tranchant, moment de flexion et moment de torsion) développés dans une section par une combinaison d'action douées.

(Art. A.6.1.2 BAEL91.p43)

- A l'état limite de service [E.L.S] : $G + Q$
- A l'état limite ultime [E.L.U] : $1,35G + 1,5Q$.

Chapitre II : Descente des charges et pré dimensionnement des éléments

II.1-Introduction :

Les charges réglementaires :

Les charges réglementaires sont en général :

- Les charges permanentes qui présentent le poids mort.
- Les charges d'exploitation ou surcharges.

- **Les charges permanentes :**

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur a fourni des listes des poids volumiques en fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le Document Technique Réglementaire (D.T.R) des charges permanentes et charges d'exploitations.

- **Les charges d'exploitations :**

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale". On comprend aisément que le plancher d'un ouvrage à usage d'habitation, est a priori, moins chargé qu'un plancher d'une bibliothèque.

Pour faciliter la prise en compte de ces chargements, sans avoir à les recalculer systématiquement, le législateur a choisi de définir des charges réglementaires. Celles-ci sont présentées dans le D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitations.

II.2-Descente des charges :

G : Charges permanentes.

Q : Charges d'exploitations.

II.2.1-Plancher terrasse :(corps creux)

Plancher étage courant		Epaisseur (cm)	Poids vol (KN/m ³)	Poids surf (KN/m ²)
Chargement	1	Cloisons	-	1,00
	2	Carrelage	2	22
	3	Mortier de pose	3	20
	4	Plancher à corps creux	16+4	-
	5	Enduit de plâtre	2	10
Charge permanente totale				G=5,09
Surcharge d'exploitation				Q=1,50

Tableau. II.1 : Chargement de plancher terrasse

- 1) Gravillon de protection
- 2) Etanchéité multicouches.
- 3) Béton de pente.
- 4) Isolation thermique.
- 5) Plancher à corps creux.
- 6) Enduit en plâtre.

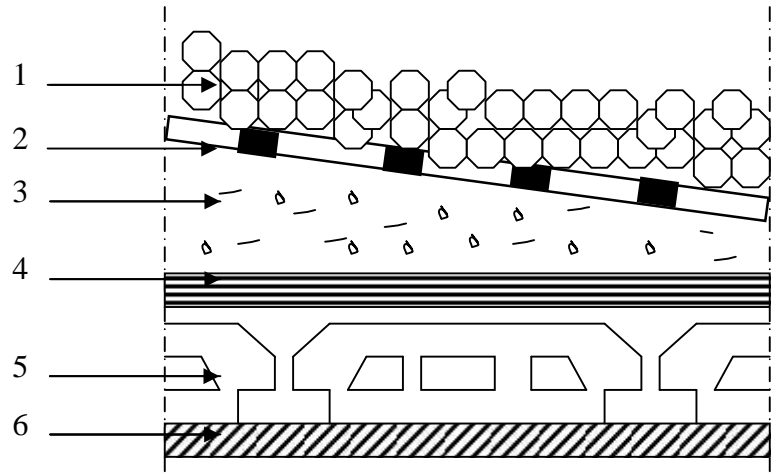


Figure II.1 : Plancher à corps creux

II.2.2-Plancher étage courant : (corps creux)

		Plancher terrasse	Epaisseur (cm)	Poids vol (KN/m ³)	Poids surf (KN/m ²)
Chargement	1	Gravillon roulé de protection	5	17	0,85
	2	Etanchéité multicouche	2	6	0,12
	3	Forme de pente	12	22	2,64
	4	Isolation thermique en liège	4	4	0,16
	5	Plancher à corps creux	16+4	-	2,85
	6	Enduit de plâtre	2	10	0,20
Charge permanente totale					G=6,82
Surcharge d'exploitation					Q=1,00

Tableau. II.2 : Chargement plancher étage courant

- 1) Carrelage
- 2) mortier de pose
- 3) Isolant phonique
- 4) Plancher à corps creux.
- 5) Enduit en plâtre.

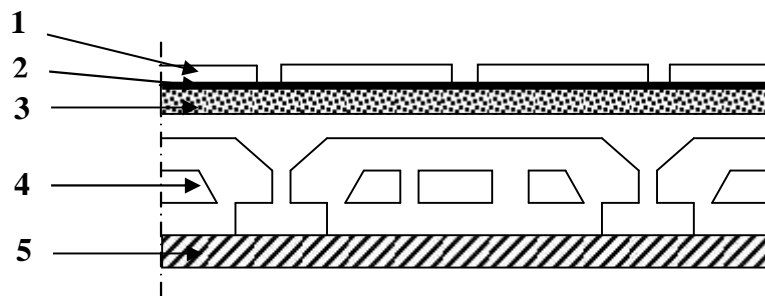


Figure II.2 : Plancher étage courant

II.2.3-Balcons :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine dont l'épaisseur est conditionnée par :

$$L / 15 < e < (L / 20) + 7$$

Où L : longueur

On a : L = 1,25m = 125 cm

$$8.33 < e < 13.25$$

On adopte un e = 12 cm

- balcons:

Balcons					
Les éléments		e(m)	$\chi(KN/m^3)$	$G(KN/m^2)$	
Chargement	1	Carrelage	0.02	22	0.44
	2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
	3	Lit de sable	0.02	18	0.36
	4	Dalle en béton armé	0.12	25	03
	5	Enduit ciment	0.02	20	0.40
Charge permanente totale				G=4.60	
Surcharge d'exploitation				Q=3.50	

Tableau. II.3 : charge et surcharge de balcon

II.2.4-Murs extérieurs en maçonnerie :

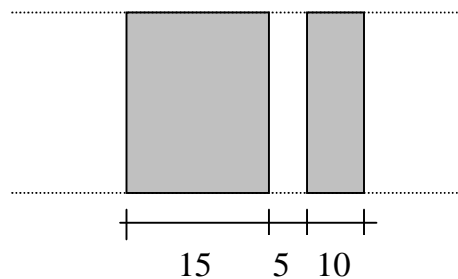


Figure II.3 : Cloisons extérieur

La maçonnerie utilisée est en briques (double cloison) avec 30 % d'ouverture

Murs extérieurs en double cloison

Murs extérieurs		Epaisseur (cm)	Poids vol (KN/m ³)	Poids surf (KN/m ²)	
Chargement	1	Enduit de ciment	2	18	0,36
	2	Briques creuses (12 trous)	15	-	1,30
	3	Briques creuses (8 trous)	10	-	0,90
	4	Enduit de plâtre	2	10	0,20
Charge permanente totale				G=2,76	

Tableau. II.4 : Chargement de murs extérieurs en double cloison

Remarque : Poids du mur avec ouverture est : $G = 2,76 \times 75/100 = 2,07 \text{ KN/m}$

II.2.5-L'acrotère :

Introduction :

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

Matériaux :

Béton de résistance $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

Acier de limite élastique $f_e = 400 \text{ MPa}$

La surface de l'acrotère est

$$S = (0,02 \times 0,1)/2 + (0,08 \times 0,1) + (0,1 \times 0,6)$$

$$S = 0,069 \text{ m}^2$$

Le poids propre de l'acrotère est :

$$P = (0,069 \times 2500) = 172 \text{ Kg/m}$$

$$G = 172 \text{ kg/m}$$

$$Q = 100 \text{ kg/m}$$

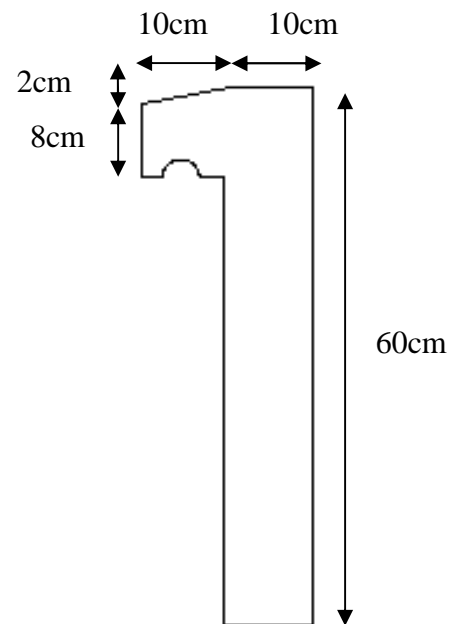


Figure II.4 : l'acrotère

Chargement :

Poids propre : $G = \gamma_b \cdot S = 2.275 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation est une force horizontale due à l'application de la main courante : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

Surcharge : Q

D'après D.T.R.BC.2.2

$Q = 1000 \text{ N/ml} = 1 \text{ KN/ml}$ (plancher terrasse inaccessible)

II.3-pré dimensionnement des éléments :

II.3.1-Les planchers:

Les planchers sont des aires planes limitant des étages et supportant les revêtements de sol, les fonctions principales du plancher sont de :

- Supporter leurs poids propres et les surcharges d'exploitations
- Assurer l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux
- Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux
- Assurer l'étanchéité dans les salles d'eau.

Sont des dalles en corps creux. L'épaisseur de ce type de planchers doit être calculée pour que les flèches développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage ne soient pas trop élevées à cause des désordres que cela occasionnera aux cloisons, aux revêtements et au plancher lui-même.

Planchers à corps creux : Les hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, selon le (BAEL 91 B.6.8. p 423).

- **Condition de flèche :** (BAEL91 B.6.8. p 424).

N'est pas nécessaire de justifier la rigidité des poutrelles; autorisant la vérification le rapport h/L doit satisfaire la condition de flèche.

L : est la plus grande portée parallèle à la poutrelle ($L= 390$ cm)

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow ht \geq \frac{L}{22.5} = \frac{390}{22.5} = 17.33 \text{ cm}$$

Alors : $h_t = \frac{390}{22.5} = 17,33$ cm ; on prend $h_t = 20$ cm.

On adopte un plancher de corps creux (16+4) : $\left\{ \begin{array}{l} 6 \text{ cm hauteur de corps creux.} \\ 4 \text{ cm hauteur de la dalle de compression.} \end{array} \right.$

❖ Les caractéristiques géométriques des poutrelles :

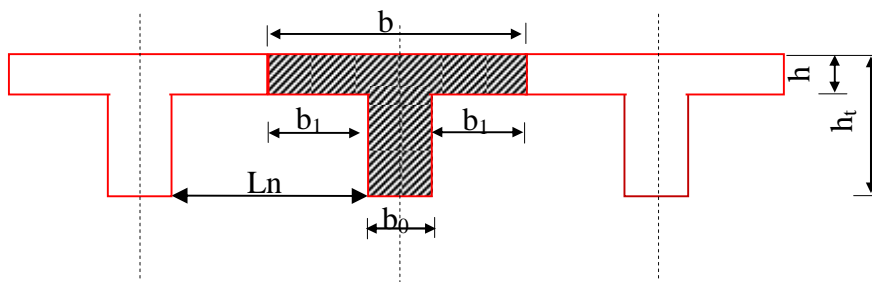


Figure II.5 : caractéristiques géométriques des poutrelles

$$b_0 = (h_t/3 ; h_t/2) \Rightarrow b_0 = (6,66 ; 10) \text{ cm}$$

On prend : $b_0=10$ cm.

Longueur du corps creux : $L_0=55$ cm

Donc : $L_n= L_0+ b_0= 65$ cm.

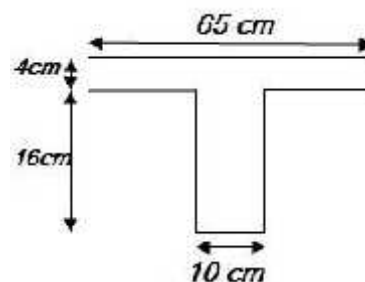


Figure II.6 : La poutrelle

L'hourdis choisi est normalisé de hauteur 16cm et de longueur 55cm.

La section en travée à considérer est une section en T tel que la largeur de la table est donnée par les conditions suivantes :

$$b_1 = \min \begin{cases} L_n = \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm} & \text{(c.v)} \\ \frac{L}{10} = \frac{390}{10} = 39 \text{ cm} & \text{(c.v)} \end{cases}$$

L_n : La distance entre nus de deux nervures consécutives.

L : La longueur de la nervure.

Donc on prend $\Rightarrow b_1 = 27.5 \text{ cm}$.

$b = 2b_1 + b_0 \Rightarrow (2 \times 27.5) + 10 = 65 \text{ cm}$

Donc on prend $\Rightarrow b = 65 \text{ cm}$.

• Tableaux récapitulatifs des caractéristiques géométriques des poutrelles

h_t (cm)	h_0 (cm)	b (cm)	b_1 (cm)	b_0 (cm)
20	4	65	27.5	10

Tableau II-5 : caractéristiques géométriques des poutrelles

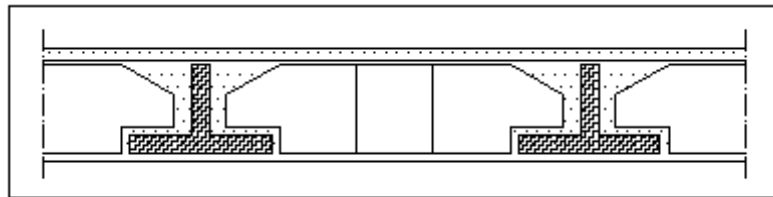


Figure. II.7 : plancher a corps creux

II.3.2-Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux est en fonction de la descente des charges, le dimensionnement retenu sont celles du poteau le plus sollicité et doivent satisfaire les conditions imposées par le RPA99 et le BAEL91.

La section d'un poteau doit respecter la condition suivant : selon l'article (B.8.4.p 92) de règle B.A.E.L 91 MOD 99.

$$\} \leq 35$$

$$\} = \frac{L_f}{i} \leq 35 \Rightarrow i \geq \frac{L_f}{35} \quad / \quad i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad ; \quad I = \frac{bh^3}{12} \quad ; \quad A = b \times h$$

i : Rayon de giration

I : Moment d'inertie

A : Section de béton

$$\Rightarrow i = \sqrt{\frac{bh^3/12}{bh}} = \frac{h}{2\sqrt{3}}$$

$L_f = 0.7h_e$ (Cas d'un doublement encastéré)

h_e : Hauteur d'étage = 3.06m = 306 Cm

$$\} \leq \frac{L_f}{i} = \frac{0.7 \times 306}{h/2\sqrt{3}} = \frac{214.2 \times 2\sqrt{3}}{h} \leq 35$$

$$h \geq \frac{214.2 \times 2\sqrt{3}}{35} \Rightarrow h \geq 21.20cm$$

On adopte h= 45 cm

Et $I = \frac{hb^3}{12}$ suivant l'inertie direction

On adopte b = 40 cm

La section de poteau adopter est (b. h) = (40 x 45) cm²

- **Loi de dégression** :(BAEL 91 Art. V.2 page 22)

Pour les bâtiments à usage d'habitation comportant plus de cinq étages. Les surcharges verticales peuvent être minorées selon la loi de dégression verticale ci-après.

- Soit Q_0 la surcharge appliquée à la terrasse de couverture,
- Soit Q_i la surcharge appliquée à l'étage "i".

Les étages étant numérotés de haut en bas; on calcul i : surcharge totale à considérer au dessous du plancher de l'étage n° i.

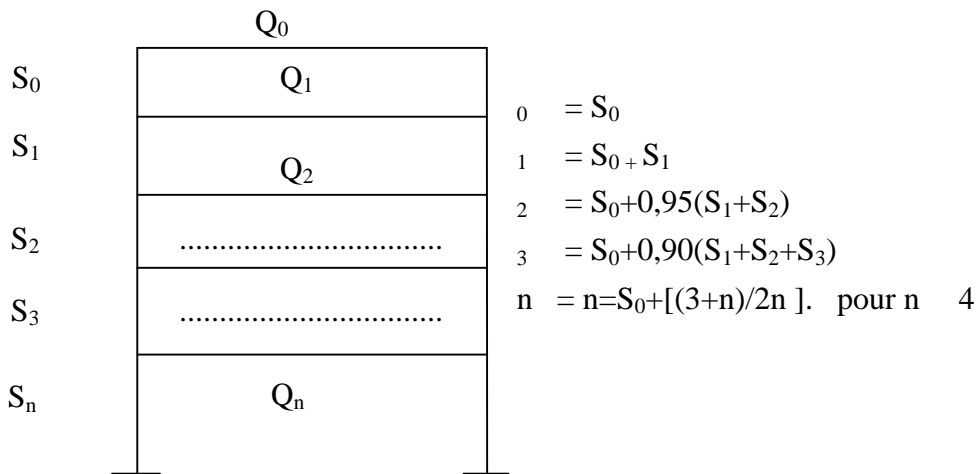


Figure II.8 : Coefficients de dégression des charges

- **Calcul de $N_{u\max}$** :

Tous les poteaux de cette structure sont d'une même dimension B_r .

II.3.2.1-Poteau d'angle:

N	Elément	G (KN)	Coef	Q (KN)
8	Plancher terrasse : (2,45×1,65×6,82)	27,570	1	(2,45×1,65×1)
	Poutre principale : (0,3×0,5×25×2,45)	9,188		
	Poutre secondaire :(0,3×0,4×25×1,475)	4,425 8,012		
	L'acrotère :(1,525+1,675+0,35)2,257	27.540		
	Poteau :(0,6×0,6×3,06×25)	76.735		
				4,043
7	Venant N8	76.735	1	(4,043×1,5×1) +4,043
	Pl. étage courant :(2,45×1,65×5,09)	20,576		
	Poutre principale : (0,3×0,5×25×2,45)	9,188		
	Poutre secondaire :(0,3×0,4×25×1,475)	4,425		
	Murs extérieurs :(1,475×2,56×2,76) +(1,625×2,66×2,07)	19,369 27.540		
Poteau :(0,6×0,6×3,06×25)	157.833		10,108	
6	Venant N7	157.833	0,9	(4,043×1,5×0,9) +10,108
	Pl. étage courant +Pp+Ps+M.e+Poteau	81.098		
		238.931		15,566
5	Venant N6	238.931	0,8	(4,043×1,5×0,8) +15,566
	Pl. étage courant +Pp+Ps+M.e+Poteau	81.098		
		320.029		20,418
4	Venant N5	320.029	0,7	(4,043×1,5×0,7) +20,418
	Pl. étage courant +Pp+Ps+M.e+Poteau	81.098		
		401.127		24,663
3	Venant N4	401.127	0,6	(4,043×1,5×0,6) +24,663
	Pl. étage courant +Pp+Ps+M.e+Poteau	81.098		
		482.225		28,302
2	Venant N3	482.225	0,5	(4,043×2,5×0,5) +28,302
	Pl. étage courant +Pp+Ps+M.e+Poteau	81.098		
		563.323		33,356
1	Venant N2	563.323	0,5	(4,043×2,5×0,5) +33,356
	Pl. étage courant +Pp+Ps+M.e+Poteau	90.278		
		653.601		38,410

Tableau. II.6 : Charge et surcharge de poteau d'angle.

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 653.601 + 1,5 \times 38,410$$

Donc : **Nu = 939.976 KN**

II.3.2.2-Poteau de rive:

N	Elément	G (KN)	Coef	Q (KN)
8	Plancher terrasse : (2,275+2,225)(1,475)6,82 Poutre principale : (0,3×0,5×25×2,275) Poutre secondaire :(0,3×0,4×25)(2,275+2,275) L'acrotère :(2,275+0,35+2,275)2,257 Poteau :(0,6×0,6×3,06×25)	45,268	1	(2,275+2,225)(1,475 ×1)
		8,531		
		13,650		
		11,059		
		27.540		
		106.048		6,638
7	Venant N8 Pl.étage courant (2,275+2,225)(1,475)×5,09 Poutre principale : (0,3×0,5×25×2,275) Poutre secondaire :(0,3×0,4×25)(2,275+2,275) Murs extérieurs :(2,275×2,56×2,76) +(2,275+2,225)2,66×2,07 Poteau :(0,6×0,6×3,06×25)	106.048	1	(6,638×1,5×1) +6,638
		33,785		
		8,531		
		13,650		
		113,286		
		27.540		
		302.840		16,595
6	Venant N7 Pl. étage courant +Pp+Ps+M.e+Poteau	302.840	0,9	(6,638×1,5×0,9) +16,595
		196.792		
		499.632		25,556
5	Venant N6 Pl. étage courant +Pp+Ps+M.e+Poteau	499.632	0,8	(6,638×1,5×0,8) +25,556
		196.792		
		696.424		33,522
4	Venant N5 Pl. étage courant +Pp+Ps+M.e+Poteau	696.424	0,7	(6,638×1,5×0,7) +33,522
		196.792		
		893.216		40,492
3	Venant N4 Pl. étage courant +Pp+Ps+M.e+Poteau	893.216	0,6	(6,638×1,5×0,6) +40,492
		196.792		
		1090.008		46,466
2	Venant N3 Pl. étage courant +Pp+Ps+M.e+Poteau	1090.008	0,5	(6,638×2,5×0,5) +46,466
		196.792		
		1286.800		54,764
1	Venant N2 Pl. étage courant +Pp+Ps+M.e+Poteau	1286.800	0,5	(6,638×2,5×0,5) +54,764
		205.972		
		1492.772		63,062

Tableau. II.7 : Charge et surcharge de poteau de rive.

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 1492.772 + 1,5 \times 63,062$$

$$\text{Donc : } N_u = \mathbf{2109.835 \text{ KN.}}$$

II.3.2.3-Poteau central :

N	Elément	G (KN)	Coef	Q (KN)
8	Plancher terrasse :(2,25+2,3)(1,5+1,325) 6,82	87,663	1	(2,25+2,3)(1,5+1,325) ×1
	Poutre principale :(0,3×0,5×25)(2,225+2,275)	16,875 5,753 27.540		
	Poutre secondaire :(0,3×0,4×25)(1,475+1,300)	137.831		12,85
	Poteau :(0,6×0,6×3,06×25)			
7	Venant N8	137.8316	1	(12,85×1,5×1) +12,85
	Pl. étage courant :(12,85×5,09)	5,407		
	Poutre principale :	16,875		
	(0,3×0,5×25)(1,625+2,225)	5,753		
	Poutre secondaire :(0,3×0,4×25)(1,625+1,625)	27,202		
	Murs extérieurs :(1,625+2,225)(2,76×2,56)	27.540		
	Poteau :(0,6×0,6×3,06×25)	280.608		32,125
6	Venant N7	280.608	0,9	(12,85×1,5×0,9) +32,175
	Pl. étage courant +Pp+Ps+M.e+Poteau	142.777		
		423.378		49,473
5	Venant N6	423.3781	0,8	(12,85×1,5×0,8) +49,473
	Pl. étage courant +Pp+Ps+M.e+Poteau	42.777		
		566.155		64,873
4	Venant N5	566.1551	0,7	(12,85×1,5×0,7) +64,873
	Pl. étage courant +Pp+Ps+M.e+Poteau	42.777		
		708.932		78,366
3	Venant N4	708.9321	0,6	(12,85×1,5×0,6) +78,366
	Pl. étage courant +Pp+Ps+M.e+Poteau	42.777		
		851.709		89,931
2	Venant N3	851.7091	0,5	(12,85×2,5×0,5) +89,931
	Pl. étage courant +Pp+Ps+M.e+Poteau	42.777		
		994.486		105,994
1	Venant N2	994.4861	0,5	(12,85×2,5×0,5) +105,994
	Pl. étage courant +Pp+Ps+M.e+Poteau	51.957		
		1146.443		122,057

Tableau. II.8 : Charge et surcharge de poteau central.

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 1146.443 + 1,5 \times 122,057$$

$$\text{Donc : } N_u = \mathbf{1730.784 \text{ KN}}$$

- Le poteau le plus sollicité est le poteau de rive qui supporté la charge suivante :

$$G_{\text{tot}} = 1492.772 \text{ (KN)}.$$

$$Q_{\text{tot}} = 63,062 \text{ (KN)}.$$

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 1492.772 + 1,5 \times 63,06$$

Donc : $N_u = 2109.835 \text{ KN}$.

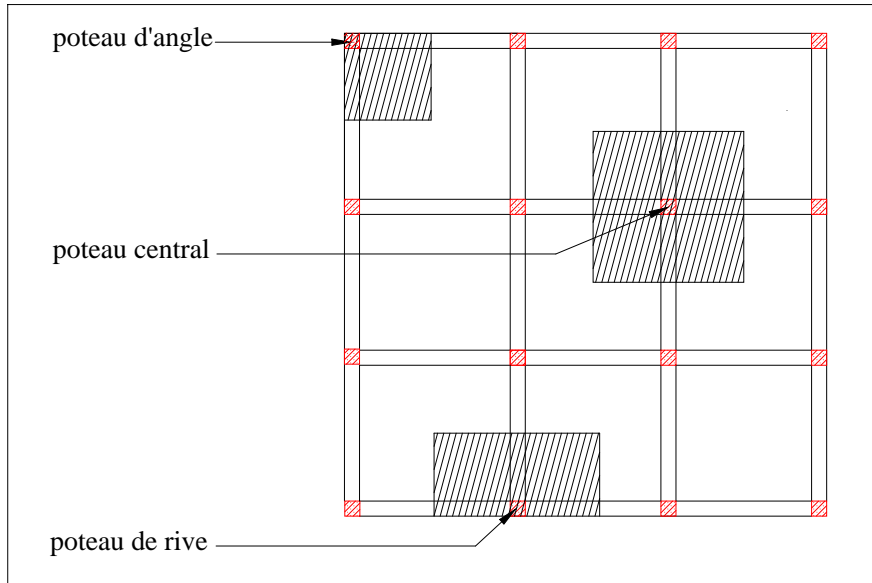


Figure II.9 : Evaluation des charges verticales.

Une majoration de **10%** de l'effort normal est à considérer pour les poteaux voisins de poteau de rive. (BAEL 91)

$$N_u = 1.1 \times (2109.835) \text{ (KN)}$$

$N_u = 2320.8185 \text{ (KN)}$

D'après le règlement B-A-E-L 91 avec $f_{bc} = 14.2 \text{ Mpa}$

$$S \geq \frac{N_u}{f_{bc}} \quad / S = 60 \times 60 = 3600 \text{ Cm}^2$$

$$S_p = \frac{N_u}{f_{bc}} = \frac{2320.8185 \times 10}{14.2} \quad S_p = 1634.379 \text{ Cm}^2$$

$$S = 3600 \text{ Cm}^2 \geq S_p = 1634.379 \text{ Cm}^2 \dots\dots\dots \text{La section est vérifiée}$$

Vérification du flambement:

$$N_u \leq \frac{a \times B_r \times f_{c28}}{0.9 \lambda_b}$$

$$B_r = (b - 2)(b - 2) \Rightarrow (b - 2)^2 \dots\dots\dots B_r = 3364 \text{ Cm}^2$$

$$\bullet \quad \lambda_b = \frac{3.46 \times l_f}{h} < 35 \Rightarrow \frac{3.46 \times 0.7 \times 408}{60} \leq 35 \dots\dots\dots \lambda_b = 16.470$$

$$\bullet \quad a = \frac{0.85}{1 + (0.2 \times \frac{\lambda_b^2}{35^2})} \Rightarrow \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{16.470}{35} \right)^2} \dots\dots\dots a = 0.814$$

$$B_r \frac{N_U \times 0.9 \times \chi_b}{a \times F_{c28}} \Rightarrow B_r \frac{2320.8185 \times 0.9 \times 1.5 \times 10^3}{0.814 \times 25 \times 10^2} \dots \dots \dots B_r = 3364 \geq 1539.609 \text{ Cm}^2$$

D'après la condition donnée par l'R.P.A 99 version 2003.

$$\min(b, h) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow \min(60, 60) = 60 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$$

$$\min(b, h) \geq \frac{h}{20} \Rightarrow \min(60, 60) = 60 \text{ cm} \geq \frac{408}{20} = 20.40 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$$

$$\frac{1}{3} \leq \frac{b}{h} \leq 3 \Rightarrow 0.33 \leq \frac{60}{60} \leq 3 \Rightarrow 0.33 \leq 1 \leq 3 \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$$

Pour la section (40 x 40) :

$$G_{\text{étage}} = 499.632 \text{ (KN)}.$$

$$Q_{\text{étage}} = 25,556 \text{ (KN)}.$$

$$N_u = 1.35 G_{\text{tot}} + 1.5 Q_{\text{tot}} \text{ (KN)}$$

$$= 1.35 \times (499.632) + 1.5 \times (25,556)$$

$$N_u = 712.837 \text{ (KN)}$$

Une majoration de 10% de l'effort normal est à considérer pour les poteaux voisins de poteau de rive. (BAEL 91)

$$N_u = 1.1 \times (712.837) \text{ (KN)}$$

$$N_u = 784.121 \text{ (KN)}$$

D'après le règlement B-A-E-L 91 avec $f_{bc} = 14.2 \text{ Mpa}$

$$S \geq \frac{N_U}{f_{bc}} \quad / S = 40 \times 40 = 1600 \text{ Cm}^2$$

$$S_p = \frac{N_U}{\sigma_{bc}} = \frac{784.121 \times 10}{14.2} \quad S_p = 552.198 \text{ cm}^2$$

$$S = 1600 \text{ cm}^2 \geq S_p = 552.198 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{La section est vérifiée}$$

Vérification du flambement:

$$N_U \leq \frac{a \times B_r \times f_{c28}}{0.9 \chi_b}$$

$$B_r = (b - 2)(b - 2) \Rightarrow (b - 2)^2 \dots \dots \dots B_r = 1444 \text{ Cm}^2$$

$$\bullet \quad \lambda = \frac{3.46 \times l_f}{h} < 35 \Rightarrow \frac{3.46 \times 0.7 \times 408}{40} \leq 35 \dots \dots \dots \lambda = 24.704$$

$$\bullet \quad a = \frac{0.85}{1 + (0.2 \times \frac{\lambda}{35})^2} \Rightarrow \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{24.704}{35} \right)^2} \dots \dots \dots a = 0.773$$

$$B_r = \frac{N_U \times 0.9 \times \chi_b}{a \times F_{c28}} \Rightarrow B_r = \frac{784.121 \times 0.9 \times 1.5 \times 10^3}{0.773 \times 25 \times 10^2} \dots\dots\dots B_r = 1444 \geq 547.769 \text{ Cm}^2$$

D'après la condition donnée par l'R.P.A 99 version 2003.

$$\min(b, h) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow \min(40, 40) = 40 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$

$$\min(b, h) \geq \frac{h}{20} \Rightarrow \min(40, 40) = 40 \text{ cm} \geq \frac{408}{20} = 20.40 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$

$$\frac{1}{3} \leq \frac{b}{h} \leq 3 \Rightarrow 0.33 \leq \frac{40}{40} \leq 3 \Rightarrow 0.33 \leq 1 \leq 3 \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$

pour la section (50 x 50) :

$$G_{3\text{étage}} = 1090.008 \text{ (KN)}.$$

$$Q_{3\text{étage}} = 46,466 \text{ (KN)}.$$

$$N_u = 1.35 G_{\text{tot}} + 1.5 Q_{\text{tot}} \text{ (KN)} \\ = 1.35 \times (1090.008) + 1.5 \times (46,466)$$

$$N_u = 1541.210 \text{ (KN)}$$

Une majoration de 10% de l'effort normal est à considérer pour les poteaux voisins de poteau de rive. (BAEL 91)

$$N_u = 1.1 \times (1541.210) \text{ (KN)}$$

$$N_u = 1695.331 \text{ (KN)}$$

D'après le règlement B-A-E-L 91 avec $f_{bc} = 14.2 \text{ Mpa}$

$$S \geq \frac{N_U}{f_{bc}} \quad / S = 50 \times 50 = 2500 \text{ Cm}^2$$

$$S_p = \frac{N_U}{\sigma_{bc}} = \frac{1695.331 \times 10}{14.2} \quad S_p = 1193.895 \text{ cm}^2$$

$$S = 2500 \text{ cm}^2 \geq S_p = 1193.895 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{La section est vérifiée}$$

vérification du flambement:

$$N_U \leq \frac{a \times B_r \times f_{c28}}{0.9 \chi_b}$$

$$B_r = (b - 2)(b - 2) \Rightarrow (b - 2)^2 \dots\dots\dots B_r = 2304 \text{ cm}^2$$

$$\bullet \quad \lambda = \frac{3.46 \times l_f}{h} < 35 \Rightarrow \frac{3.46 \times 0.7 \times 408}{50} \leq 35 \dots\dots\dots \lambda = 19.764$$

$$\bullet \quad a = \frac{0.85}{1 + (0.2 \times \frac{\lambda^2}{35^2})} \Rightarrow \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{19.764}{35} \right)^2} \dots\dots\dots a = 0.799$$

$$B_r = \frac{N_U \times 0.9 \times \chi_b}{a \times F_{c28}} \Rightarrow B_r = \frac{1695.331 \times 0.9 \times 1.5 \times 10^3}{0.799 \times 25 \times 10^2} \dots\dots\dots B_r = 2304 \geq 1145.781 \text{ Cm}^2$$

D'après la condition donnée par l'R.P.A 99 version 2003.

$$\min(b, h) \geq 25\text{cm} \Rightarrow \min(50,50) = 50\text{cm} \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots\text{condition vérifié}$$

$$\min(b, h) \geq \frac{h}{20} \Rightarrow \min(50,50) = 50\text{cm} \geq \frac{408}{20} = 20.40\text{cm} \dots\dots\dots\text{condition vérifié}$$

$$\frac{1}{3} \leq \frac{b}{h} \leq 3 \Rightarrow 0.33 \leq \frac{50}{50} \leq 3 \Rightarrow 0.33 \leq 1 \leq 3 \dots\dots\dots\text{condition vérifié}$$

Donc, la section adoptée (60 * 60) Cm² pour les poteaux vérifie les conditions précédentes et se sera valable pour tous les autres poteaux et pour la raison économique on peu réduire les sections des poteaux aux étages supérieures comme suite :

Les étages	La section (cm ²)
RDC - 1 ^{er} - 2 ^{eme}	60×60
De 3 ^{eme} au 5 ^{eme} étage	50×50
De 6 ^{eme} au 7 ^{eme} étage	40×40

Tableau II.9 : Section des poteaux

II.3.3-Les poutres :

Selon le règlement B.A.E.L 91mod 99 les poutres seront pré dimensionné par la condition de la flèche et elles sont vérifiées par le R.P.A99 version 2003.

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \text{(II-1)}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \quad \text{(II-2)}$$

h : Hauteur totale de la poutre.

b: Largeur de la poutre.

L_{max} : La longueur plus grande portée entre deux appuis.

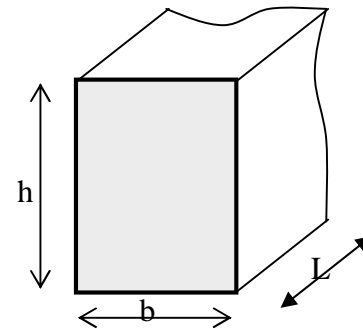


Figure. II.10 : Dimensions des poutres

• **poutre principale (transversal) :**

Les poutres ce sont des éléments porteurs, elles se transmettent les charges aux poteaux et voiles.

$$L_{\max} = 4,8\text{m} = 480\text{cm}$$

• **Condition du règlement du BAEL 91 :**

$$\left(\frac{1}{15} \leq h \leq \frac{1}{10}\right) L_{\max} \Rightarrow \left(\frac{1}{15} \leq h \leq \frac{1}{10}\right) 480 \Rightarrow (32 \leq h \leq 48)$$

On adopte : h = 45cm

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

$$13.5 \leq b \leq 31.5$$

On adopte : b = 30 cm

- **Vérification suivant Le RPA 99 / version 2003**(art 7.5.1, p 64) :

Les dimensions des poutres doivent vérifier les conditions suivantes :

- $b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ (c.v)
- $h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 50 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ (c.v)
- $\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{50}{30} = 1.66 \leq 4$ (c.v)
- $b_{\max} = 1.5h + b_1 \Rightarrow b_{\max} = 30\text{cm} (1.5 \times 50) + 30 = 105 \text{ cm}$
 $30\text{cm} \leq 105 \text{ cm}$ (c.v)

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on adopte les dimensions des poutres principales $(30 \times 50) \text{ cm}^2$.

- **Les poutres secondaires (longitudinales) :**

$$L_{\max} = 390 \text{ cm}$$

- **Condition du règlement du BAEL 91 :**

$$\left(\frac{1}{15} \leq h \leq \frac{1}{10} \right) L_{\max} \Rightarrow \left(\frac{1}{15} \leq h \leq \frac{1}{10} \right) 390 \Rightarrow (26 \leq h \leq 39)$$

On adopte : $h = 30\text{cm}$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

$$9 \leq b \leq 21$$

On adopte : $b = 20 \text{ cm}$

- **Vérification suivant Le RPA 99 / version 2003**(art 7.5.1, p 64) :

Les dimensions des poutres doivent vérifier les conditions suivantes :

- $b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ (c.v)
- $h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ (c.v)
- $\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4$ (c.v)
- $b_{\max} = 1.5h + b_1 \Rightarrow b_{\max} = 30\text{cm} (1.5 \times 40) + 30 = 90 \text{ cm}$
 $30\text{cm} \leq 90 \text{ cm}$ (c.v)

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on adopte les dimensions des poutres secondaires $(30 \times 40) \text{ cm}^2$.

- **Conclusion :**

Nous adapterons des poutres de dimensions suivantes :

- Poutres principales : **$h = 50 ; b = 30$**
- Poutres secondaires : **$h = 40 ; b = 30$**

II.3.4-Les voiles :

Le pré-dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7.1, p 27 du RPA99. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre une partie des efforts verticaux (20%) qu'ils transmettent aux fondations.

- **Les charges verticales:** charges permanentes et surcharges.
- **Les charges horizontales:** effet de séisme et du vent.

Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas connus dans le cadre de ce pré-dimensionnement.

D'après le RPA 99 version 2003 article 7.7.1 « les éléments satisfaisants la condition (L 4 a) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. »

Avec :

L : porté du voile.

a : épaisseur du voile.

$$a \geq \max \left\{ \frac{h_e}{20}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{25} \right\}$$

$$h_{e \max} = 408 \text{ cm}$$

Avec : $h_{e(\max)}$: Hauteur libre du RDC

$$a \geq \frac{h}{25} \Rightarrow a \geq 16.32 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{h}{22} \Rightarrow a \geq 18.54 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{h}{20} \Rightarrow a \geq 20 \text{ cm}$$

$$a \geq \max (16,32 ; 18,54 ; 20)$$

- **Conclusion :** On adoptera une épaisseur des voiles: **a = 20 cm**

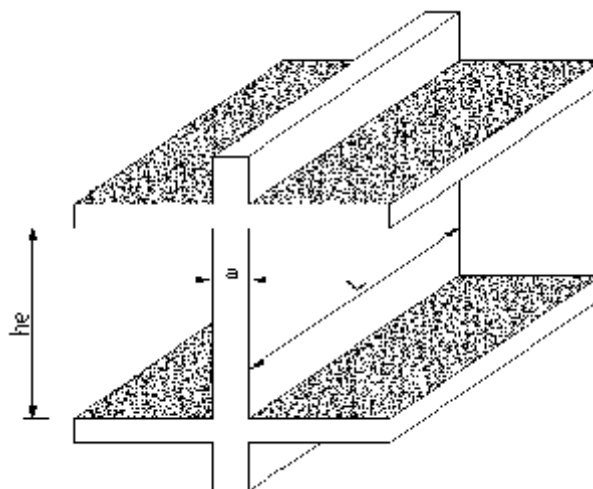


Figure .II.11: Coupe de voile en élévation

II.3.5-L'escalier :

Définition :

Un escalier est constitué d'une sécession de gradin, il sert à relier deux niveaux différents d'une construction.

L'établissement d'un escalier nécessite le respect de certain facteur, il doit être agréable à l'œil et fonctionnelle et aussi facile à aggraver sans fatigue, ce qui implique une conservation de la cadence du pas-d'âne ou une régularité dans son exécution cet équilibre est réalisé par une relation entre la hauteur d'une marche et le giron :

$$2h + g = p$$

p : Amplitude du pas.

Les escaliers sont des éléments importants ; ils permettent l'axés vertical entre différents étages de la structure ; ils sont soumis à des forces divers (poids propre des escaliers, les surcharges dues aux différent accès, personnes, équipement ...)

Ces différentes charges peuvent entraîner des dommages divers dans ces éléments de la structure (déformation, fissuration, ou même la ruine de l'escalier. pour éviter ce risque on doit faire une étude détaillée sur le type de ferrailage adopté.

Notre bâtiment comporte deux types escaliers :

- a - un escalier a deux volets.
- b - Deux escaliers à trios volets.

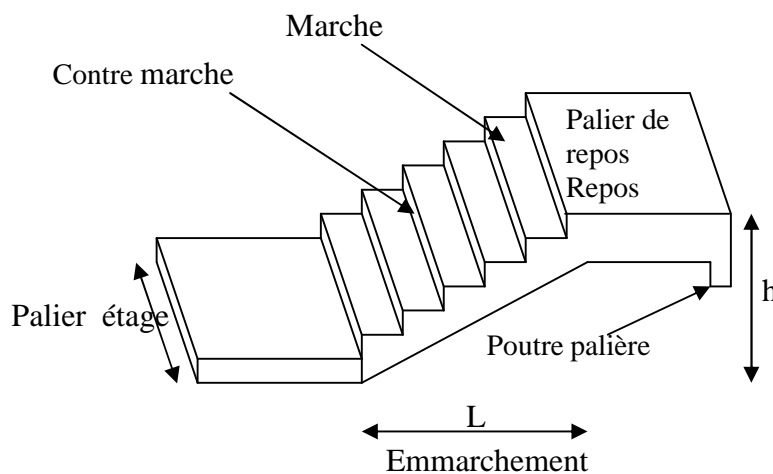


Figure II.12 : constitutions d'escalier

II-3.5.1-Escalier à deux volets :

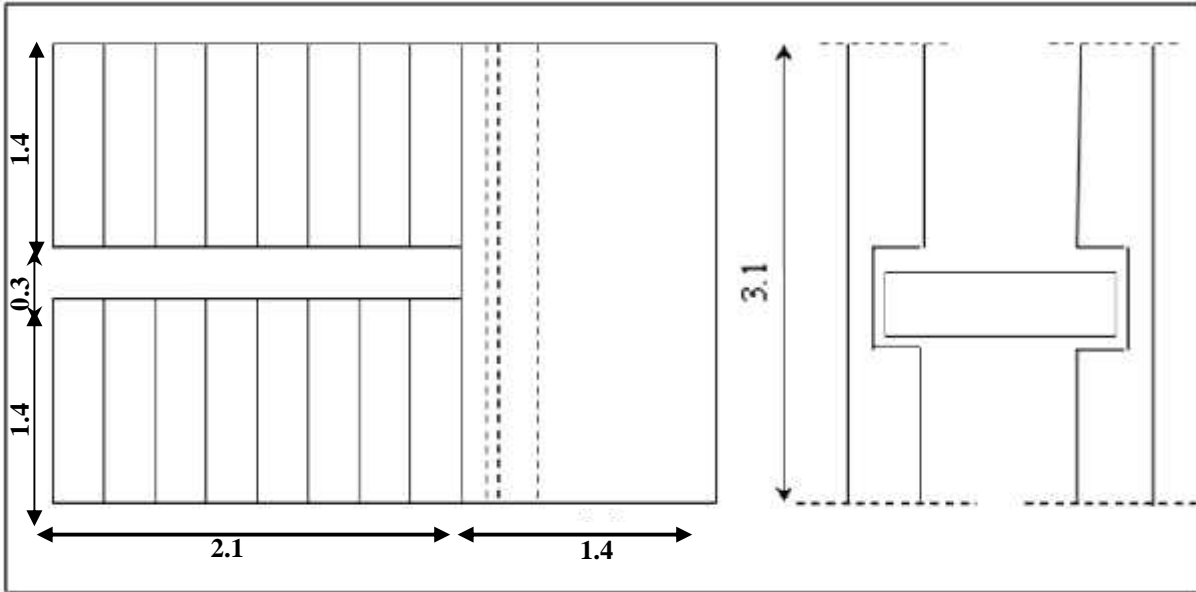


Figure II.13: Vue en plan pour l'escalier

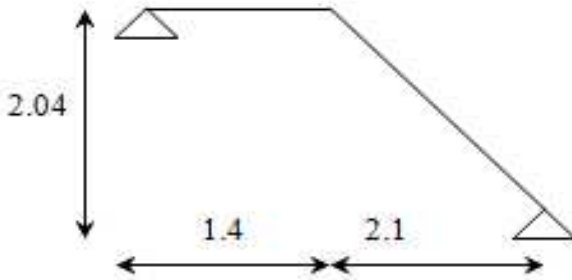


Figure II.14 : Schéma statique RDC

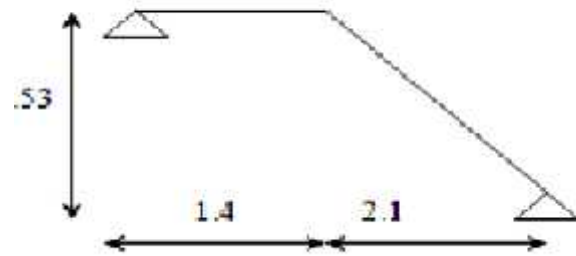


Figure II.15 : Schéma statique étage courant

Caractéristique géométrique :

• **1^{er} cas : "RDC**

La hauteur d'étage est $H_T = 4.08$ m

D'après la formule de BLONDEL on à : $0.59 \leq g + 2h \leq 0.66$

Avec : h : la hauteur de la contre marche.

g : la largeur de la marche.

Pour déterminer (h et g) il faut résoudre l'équation :

$$2h + g = 0.64 \rightarrow (1)$$

$$H = \frac{H_T}{2} = \frac{4.08}{2} = 2.04 \text{ m}$$

$$\begin{cases} (n-1)g = l \Rightarrow g = \frac{l}{n-1} \\ n.h = H \Rightarrow h = \frac{H}{n} \end{cases}$$

n : Nombre des contres marches.

D'après (1) on a :

$$2 \frac{H}{n} + \frac{l}{n-1} = 0.64$$

$$\frac{2H(n-1)}{n(n-1)} + \frac{1 \cdot n}{n(n-1)} = 0.64$$

$$\frac{2Hn - 2H}{n^2 - n} + \frac{1 \cdot n}{n^2 - n} = 0.64$$

$$\frac{2Hn - 2H + 1 \cdot n}{n^2 - n} = 0.64$$

$$2Hn - 2H + 1 \cdot n = 0.64 (n^2 - n)$$

$$\Rightarrow 0.64 n^2 - (0.64 + 2H + 1) n + 2H = 0$$

$$0.64 n^2 - (0.64 + 2 \times 2.04 + 2.1) n + 2 \times 2.04 = 0$$

$$0.64 n^2 - (0.64 + 4.08 + 2.1) n + 4.08 = 0$$

$$0.64 n^2 - 6.82 n + 4.08 = 0$$

$$= b^2 - 4ac$$

$$= (6.82)^2 - 4 \times 0.64 \times 4.08$$

$$= 46.5124 - 10.4448 \Rightarrow = 36.0676 \Rightarrow \sqrt{\quad} = 6.0056$$

$$n_1 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{6.82 - 6.0056}{2 \times 0.64} = \frac{0.8144}{1.28} = 0.63$$

$$n_2 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{6.82 + 6.0056}{2 \times 0.64} = \frac{12.825}{1.28} = 10.02$$

La solution est $n=10$

$$\begin{cases} h = \frac{H}{n} = \frac{2.04}{10} = 0.20 \text{ m} \\ g = \frac{l}{n-1} = \frac{2.1}{9} = 0.23 \text{ m} \end{cases}$$

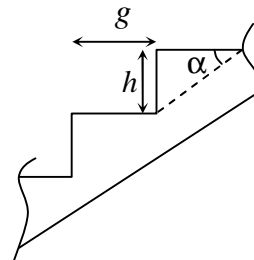
• **Vérification de la condition de « BLONDEL » :**

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

$$0.59 \leq 0.64 \leq 0.66 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

• **L'angle d'inclinaison :**

$$\text{tg} r = \frac{h}{g} = \frac{0.20}{0.23} = 0.869 \Rightarrow r = 41.01^\circ$$



• **L'épaisseur de la paliasse et de palier :**

Pour facilitée l'exécution on prend pour les deux éléments la même épaisseur :

on à : $l = 3.5 \text{ m}$

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow 0.12 \leq e \leq 0.18$$

Donc prend une épaisseur : $e = 14 \text{ cm}$

- **2^{ème} cas :** "La hauteur d'étage est $H_T = 3.06$ m

D'après la formule de BLONDEL on a : $0.59 \leq g + 2h \leq 0.66$

Avec : h : la hauteur de la contre marche.

g : la largeur de la marche.

Pour déterminer (h et g) il faut résoudre l'équation :

$$2h + g = 0.64 \rightarrow (1)$$

$$H = \frac{H_T}{2} = \frac{3.06}{2} = 1.53 \text{ m}$$

$$\begin{cases} (n-1)g = l \Rightarrow g = \frac{l}{n-1} \\ n \cdot h = H \Rightarrow h = \frac{H}{n} \end{cases}$$

n : Nombre des contres marches.

D'après (1) on a :

$$2 \frac{H}{n} + \frac{l}{n-1} = 0.64$$

$$\frac{2H(n-1)}{n(n-1)} + \frac{l \cdot n}{n(n-1)} = 0.64$$

$$\frac{2Hn - 2H}{n^2 - n} + \frac{l \cdot n}{n^2 - n} = 0.64$$

$$\frac{2Hn - 2H + l \cdot n}{n^2 - n} = 0.64$$

$$2Hn - 2H + l \cdot n = 0.64 (n^2 - n)$$

$$\Rightarrow 0.64 n^2 - (0.64 + 2H + l) n + 2H = 0$$

$$0.64 n^2 - (0.64 + 2 \times 1.53 + 2.1) n + 2 \times 1.53 = 0$$

$$0.64 n^2 - (0.64 + 3.06 + 2.1) n + 3.06 = 0$$

$$0.64 n^2 - 5.8 n + 3.06 = 0$$

$$= b^2 - 4ac$$

$$= (5.8)^2 - 4 \times 0.64 \times 3.06$$

$$= 33.64 - 7.8336 \Rightarrow \Delta = 25.8064 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 5.08$$

$$n_1 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{5.8 - 5.08}{2 \times 0.64} = \frac{0.72}{1.28} = 0.5625$$

$$n_2 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{5.8 + 5.08}{2 \times 0.64} = \frac{10.88}{1.28} = 8.5$$

La solution est n=9

$$\begin{cases} h = \frac{H}{n} = \frac{1.53}{9} = 0.17 \text{ m} \\ g = \frac{l}{n-1} = \frac{2.1}{8} = 0.26 \text{ m} \end{cases}$$

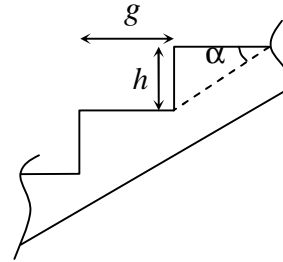
• **Vérification de la condition de « BLONDEL » :**

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

$$0.59 \leq 0.64 \leq 0.66 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

• **L'angle d'inclinaison :**

$$\text{tgr} = \frac{h}{g} = \frac{0.17}{0.26} = 0.654 \Rightarrow r = 33.18^\circ$$



• **L'épaisseur de la palliase et de palier :**

Pour facilitée l'exécution on prend pour les deux éléments la même épaisseur :

on à : $l = 3.5m$

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow 0.12 \leq e \leq 0.18$$

Donc prend une épaisseur : $e = 14 \text{ cm}$

• **Chargement :**

a) Palliase :

		Paillasse	Epaisseur (cm)	Poids vol (KN/m ³)	Poids surf (KN/m ²)
Chargement	1	Carrelage	2	22	0,44
	2	Mortier de pose	2	20	0,40
	3	Marche non armé	-	-	1,87
	4	Paillasse(dalle pleine)	14	-	4,15
	5	Enduit de plâtre	2	10	0,20
	6	Gard corps	-	-	0,40
Charge permanente totale					G=7,46
Surcharge d'exploitation					Q=2,50

Tableau II.10 : chargement de paillasse

b) Palier :

		Palier de repos	Epaisseur (cm)	Poids vol (KN/m ³)	Poids surf (KN/m ²)
Chargement	1	Carrelage	2	22	0,44
	2	Mortier de pose	2	20	0,40
	3	dalle pleine	14	25	3,50
	4	Enduit de plâtre	2	10	0,20
Charge permanente totale					G=4,54
Surcharge d'exploitation					Q=2,50

Tableau II.11 : chargement de palier

II.3.5.2. Escalier à trois volets :

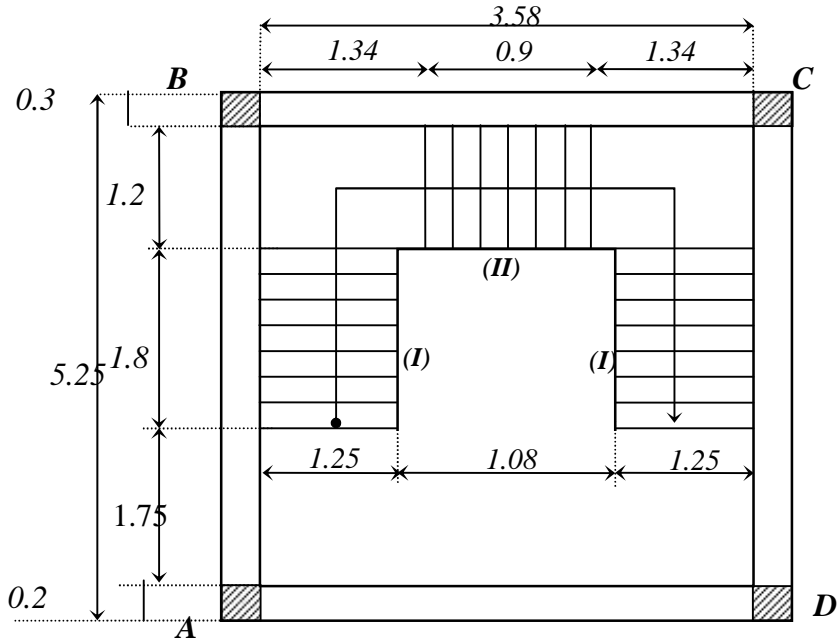


Figure II.16 : Escalier à trois volets

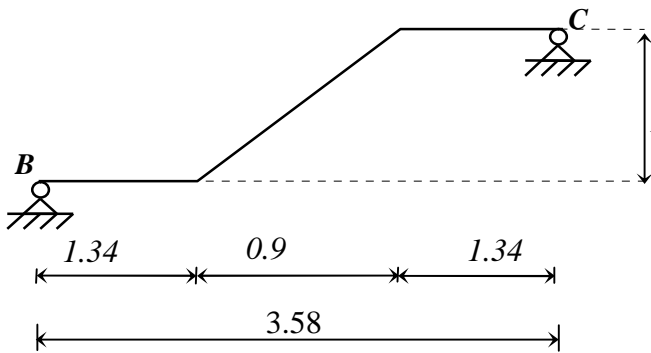


Figure II.17 : Schéma statique (II)

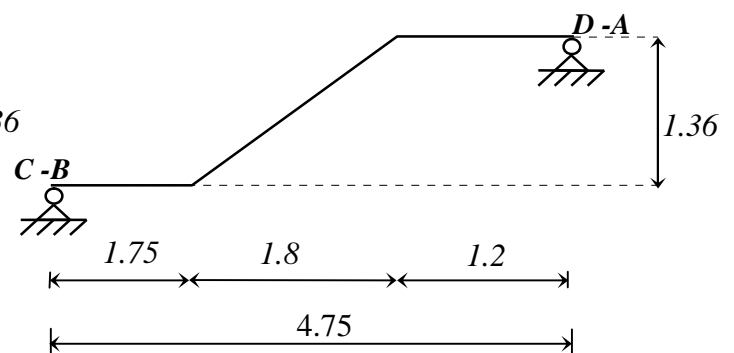


Figure II.18 : Schéma statique (I)

• **Caractéristique géométrique :**

1^{er} cas : "RDC"

La hauteur d'étage est $H_T = 4.08$ m

D'après la formule de BLONDEL on a : $0.59 \leq g + 2h \leq 0.66$

Pour déterminer (h et g) il faut résoudre l'équation :

$$2h + g = 0.64 \rightarrow (2)$$

Notre escalier est composé de 3 volets de même hauteur :

$$H = \frac{H_T}{3} = \frac{4.08}{3} = 1.36m$$

$$(II) : \quad D'où : \begin{cases} (n-1)g = l = 0.9 \Rightarrow g = \frac{l}{n-1} \\ n.h = H = 1.36 \Rightarrow h = \frac{H}{n} \end{cases}$$

D'après (2) on a :

$$2 \frac{H}{n} + \frac{l}{n-1} = 0.64$$

$$\frac{2H(n-1)}{n(n-1)} + \frac{l \cdot n}{n(n-1)} = 0.64$$

$$\frac{2Hn - 2H}{n^2 - n} + \frac{l \cdot n}{n^2 - n} = 0.64$$

$$\frac{2Hn - 2H + l \cdot n}{n^2 - n} = 0.64$$

$$2Hn - 2H + l \cdot n = 0.64 (n^2 - n)$$

$$\Rightarrow 0.64 n^2 - (0.64 + 2H + l) n + 2H = 0$$

$$0.64 n^2 - (0.64 + 2 \times 1.36 + 0.9) n + 2 \times 1.36 = 0$$

$$0.64 n^2 - (0.64 + 2.72 + 0.9) n + 2.72 = 0$$

$$0.64 n^2 - 4.26 n + 2.72 = 0$$

$$= b^2 - 4ac$$

$$= (4.26)^2 - 4 \times 0.64 \times 2.72$$

$$= 18.148 - 6.963 \Rightarrow \Delta = 11.184 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 3.34$$

$$n_1 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{4.26 - 3.34}{2 \times 0.64} = \frac{0.92}{1.28} = 0.72$$

$$n_2 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{4.26 + 3.34}{2 \times 0.64} = \frac{7.6}{1.28} = 5.94$$

La solution est n=6

$$\begin{cases} h = \frac{H}{n} = \frac{1.36}{6} = 0.23 \text{ m} \\ g = \frac{l}{n-1} = \frac{0.9}{6-1} = 0.18 \text{ m} \end{cases}$$

Vérification de la condition de « BLONDEL » :

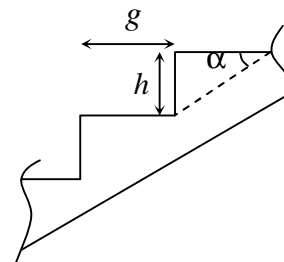
$$0.59 \leq g + 2h \leq 0.66$$

$$0.59 \leq 0.64 \leq 0.66 \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

L'angle d'inclinaison :

$$\text{tgr} = \frac{h}{g} = \frac{0.23}{0.18} = 1.278 \Rightarrow r = 51.95^\circ$$

Et : l= 1.8



(I) :

$$D'o\grave{u} : \begin{cases} (n-1)g = l = 1.8 \Rightarrow g = \frac{l}{n-1} \\ n.h = H = 1.36 \Rightarrow h = \frac{H}{n} \end{cases}$$

D'après (2) on a :

$$2 \frac{H}{n} + \frac{l}{n-1} = 0.64$$

$$\Rightarrow 0.64 n^2 - (0.64 + 2H + l) n + 2H = 0$$

$$0.64 n^2 - (0.64 + 2 \times 1.36 + 1.8) n + 2 \times 1.36 = 0$$

$$0.64 n^2 - (0.64 + 2.72 + 1.8) n + 2.72 = 0$$

$$0.64 n^2 - 5.16 n + 2.72 = 0$$

$$\Delta = (5.16)^2 - 4 \times 0.64 \times 2.72$$

$$\Delta = 26.626 - 6.963 \Rightarrow \Delta = 19.662 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 4.43$$

$$n_1 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{5.16 - 4.43}{2 \times 0.64} = \frac{0.73}{1.28} = 0.57$$

$$n_2 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{5.16 + 4.43}{2 \times 0.64} = \frac{9.59}{1.28} = 7.50$$

La solution est n=8

$$\begin{cases} h = \frac{H}{n} = \frac{1.36}{8} = 0.17 \text{ m} \\ g = \frac{l}{n-1} = \frac{1.8}{8-1} = 0.26 \text{ m} \end{cases}$$

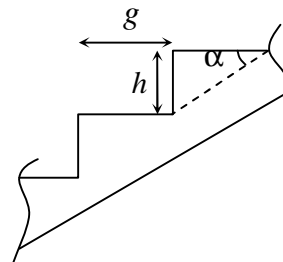
Vérification de la condition de « BLONDEL » :

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

$$0.59 \leq 0.64 \leq 0.66 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

L'angle d'inclinaison :

$$\text{tg} r = \frac{h}{g} = \frac{0.17}{0.26} = 0.654 \Rightarrow r = 33.18^\circ$$



2^{ème} cas : 1^{er} et 2^{ème} étage

La hauteur d'étage est $H_T = 3.06 \text{ m}$

D'après la formule de BLONDEL on à : $0.59 \leq g + 2h \leq 0.66$

Pour déterminer (h et g) il faut résoudre l'équation :

$$2h + g = 0.64 \rightarrow (2)$$

Notre escalier est composé de 3 volets de même hauteur :

$$H = \frac{H_T}{3} = \frac{3.06}{3} = 1.02 \text{ m}$$

(II) :

$$D'o\grave{u} : \begin{cases} (n-1)g = l = 0.9 \Rightarrow g = \frac{l}{n-1} \\ n.h = H = 1.02 \Rightarrow h = \frac{H}{n} \end{cases}$$

D'après (2) on a :

$$2 \frac{H}{n} + \frac{l}{n-1} = 0.64$$

$$\Rightarrow 0.64 n^2 - (0.64 + 2H + l) n + 2H = 0$$

$$0.64 n^2 - (0.64 + 2 \times 1.02 + 0.9) n + 2 \times 1.02 = 0$$

$$0.64 n^2 - (0.64 + 2.04 + 0.9) n + 2.04 = 0$$

$$0.64 n^2 - 3.58 n + 2.04 = 0$$

$$\Delta = (3.58)^2 - 4 \times 0.64 \times 2.04$$

$$\Delta = 12.816 - 5.222 \Rightarrow \Delta = 7.594 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 2.76$$

$$n_1 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{3.58 - 2.76}{2 \times 0.64} = \frac{0.82}{1.28} = 0.64$$

$$n_2 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{3.58 + 2.76}{2 \times 0.64} = \frac{6.34}{1.28} = 4.95$$

La solution est n=5

$$\begin{cases} h = \frac{H}{n} = \frac{1.02}{5} = 0.20 \text{ m} \\ g = \frac{l}{n-1} = \frac{0.9}{5-1} = 0.23 \text{ m} \end{cases}$$

Vérification de la condition de « BLONDEL » :

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

$$0.59 \leq 0.64 \leq 0.66 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

L'angle d'inclinaison :

$$\text{tg} \gamma = \frac{h}{g} = \frac{0.20}{0.23} = 0.870 \Rightarrow \gamma = 41.01^\circ$$

(I) :

$$\text{Et} : l = 1.8$$

$$D'o\grave{u} : \begin{cases} (n-1)g = l = 1.8 \Rightarrow g = \frac{l}{n-1} \\ n.h = H = 1.02 \Rightarrow h = \frac{H}{n} \end{cases}$$

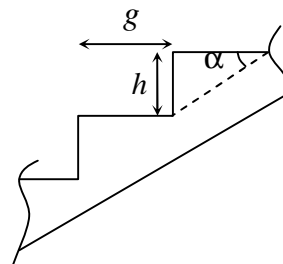
D'après (2) on a :

$$2 \frac{H}{n} + \frac{l}{n-1} = 0.64$$

$$\Rightarrow 0.64 n^2 - (0.64 + 2n + l) n + 2H = 0$$

$$0.64 n^2 - (0.64 + 2 \times 1.02 + 1.8) n + 2 \times 1.02 = 0$$

$$0.64 n^2 - (0.64 + 2.04 + 1.8) n + 2.04 = 0$$



$$0.64 n^2 - 4.48 n + 2.04 = 0$$

$$\Delta = (4.48)^2 - 4 \times 0.64 \times 2.04$$

$$\Delta = 20.070 - 5.222 \Rightarrow = 14.848 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 3.85$$

$$n_1 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{4.48 - 3.85}{2 \times 0.64} = \frac{2.45}{1.28} = 1.91$$

$$n_2 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{4.48 + 3.85}{2 \times 0.64} = \frac{8.33}{1.28} = 6.51$$

La solution est $n=7$

$$\begin{cases} h = \frac{H}{n} = \frac{1.02}{7} = 0.15 \text{ m} \\ g = \frac{1}{n-1} = \frac{1.8}{7-1} = 0.3 \text{ m} \end{cases}$$

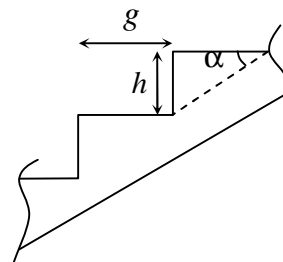
Vérification de la condition de « BLONDEL » :

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

$$0.59 \leq 0.64 \leq 0.66 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

L'angle d'inclinaison :

$$\text{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{0.15}{0.3} = 0.5 \Rightarrow \alpha = 26.57^\circ$$



❖ **L'épaisseur de la palliase et de palier :**

1^{er} cas :

on à : $l = 4.75$

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow 0.158 \leq e \leq 0.237$$

Donc prend une épaisseur : $e = 15 \text{ cm}$

2^{ème} cas :

on à : $l = 3.58$

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow 0.119 \leq e \leq 0.179$$

Donc prend une épaisseur : $e = 15 \text{ cm}$

• **Evaluation des charges :**

1) **La paillasse (I) et (II) :**

- **Charge permanente :** (DTR B.C 2.2) :

N°	Désignations	e (m)	(N/m ³)	Charges (N/m ²)
1	Carrelage+mortier de pose	0,04	20000	800
2	Poids des marches	0,17/2	22000	1870
3	Poids de la paillasse	0,15/cos	25000	4500
4	Enduit en plâtre	0,01	10000	100
				G₁= 7270

Tableau. II.12 : charge permanente de paillasse

- **Surcharge d'exploitation :** (DTR B.C 2.2)

$$Q = 2500 \text{ N/m}^2 = 2500 \times 1\text{m} = 2500 \text{ N/ml}$$

2) **Palier de repos :**

- **Charge permanente :** (DTR B.C 2.2)

N°	Désignations	e (m)	(N/m ³)	Charge (N/m ²)
1	Carrelage+mortier de pose	0,04	20000	800
2	Poids de palier	0,15	25000	3750
3	Enduit en plâtre	0,01	10000	100
				G₃= 4650

Tableau. II.13 : charge permanente de palier de repos

- **Surcharge d'exploitation:** (DTR B.C 2.2)

$$Q = 250 \text{ kg/m}^2 = 2500 \times 1\text{m} = 2500 \text{ N/ml}$$

Chapitre III : Etude des éléments secondaires :

III.1. Introduction :

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas au contreventement directement.

Ainsi l'escalier et l'acrotère sont considérés comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisque'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

III.2. Etude de l'acrotère :

III.2.1. Définition :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute. Il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale due à une main courante.

Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable. Dans ce cas, le calcul se fera à l'ELU et à l'ELS.

G: Poids propre = 172 kg/ml.

Q : Surcharge d'exploitation = 100 kg/ml.

III.2.2. Sollicitation :

G : crée un effort normal $N_G = 0,172$ t/ml, et un moment $M_G = 0$ t.m

Q : crée un effort normal $N_Q = 0,1$ t/ml, et un moment maximum $M_Q = 0,1 \times 0,6 = 0,06$ t.m/ml

ELU :

$N_u = 1,35.N_G = 1,35 \times 0,172 = 0,2322$ t/ml.

$M_u = 1,5.N_Q.h = 1,5 \times 0,1 \times 0,6 = 0,09$ t.m/ml.

ELS :

$N_{ser} = N_G = 0,172$ t/ml.

$M_{ser} = M_G = 0,1 \times 0,6 = 0,06$ t.m/ml.

III.2.3. Ferrailage :

Le ferrailage se fera en flexion composée, en fissuration préjudiciable sur un mètre linéaire.

$h = 0.1$ m

$b = 1$ m

$d = 0,9 \times h = 0,09$ m

ELU :

Selon l'article (A.4.4 du BAEL91), en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 \quad ; \quad e_1 = e_0 + e_a$$

e_1 : excentricité de la résultante.

e_2 : excentricité dus aux effets du second ordre.

e_a : excentricité additionnelle.

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,09}{0,2322} = 0,39 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot l_f^2}{10^4 \cdot h} \times (2 + \quad)$$

$$l_f = 2 \times l_0 = 2 \times 0,6 = 1,2 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad ; \quad I = \frac{b \times h^3}{12} \quad ; \quad B = b \times h$$

$$i = 0,029$$

$$= \frac{l_f}{i} = \frac{1,2}{0,029} = 41,38$$

$$\max \quad \max (50, \min [67 \times e_0/h, 100])$$

$$\max \quad 100$$

$$= 41,38 < 100 \Rightarrow \text{pas de risque de flambement}$$

$$= 10 (1 - M_u/1,5 \cdot M_{ser}) = 0$$

$$e_2 = \frac{3 \times 1,2^2}{10^4 \cdot 0,1} \times 2 = 0,0086 \text{ m}$$

$$e_a = \max (2 \text{ cm} ; l/250) = \max (2 ; 60/250) = 0,02 \text{ m}$$

$$e_1 = 0,39 + 0,02 = 0,41 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0,41 + 0,0086 = 0,419 \text{ m}$$

$$\text{On a : } \frac{l_f}{h} = 12$$

$$\frac{l_f}{h} \quad \text{Max} (15, \frac{20 \cdot e_1}{h}) = 82$$

On va tenir compte des effets du second ordre.

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

La sollicitation corrigée

$$N_u = 0,2322 \text{ t}$$

$$M_u = N_u \times (e_1 + e_2) = 0,2322 \times 0,419 = 0,097 \text{ t.m}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,097 + 0,2322 \times \left(0,09 - \frac{0,1}{2}\right)$$

$$M_{ua} = 0,106 \text{ t.m}$$

Le calcul se fera par assimilation à la flexion simple.

$$\mu = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \cdot 25}{1,15} = 14,17 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{0,106}{0,09^2 \times 14,17} \times 10^{-2} = 0,0092 < 0,186 \text{ domaine 1.}$$

$\mu < 0,186 \Rightarrow$ pas d'acier comprimé (SSAC)

$$= 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$= 0,012$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \mu) = 0,089 \text{ m}$$

$$= 10 \text{ ‰}$$

$$s = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times s} = \left(\frac{0,106}{0,089 \times 348}\right) \times 10^{-2}$$

$$A_s = 0,34 \text{ cm}^2$$

La section réelle des armatures tendues est alors (A_u).

$$A_u = A_{u1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \quad ; \quad \text{Avec : } \sigma_{st} = \sigma_{s10}$$

$$A_u = 0,34 \times 10^{-4} - \frac{0,2322 \times 10^{-2}}{348} = 0,27 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

ELS :

$$N_{ser} = 0,172 \text{ t/ml.}$$

$$M_{ser} = 0,06 \text{ t/ml.}$$

Calcul de l'excentricité

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,06}{0,172} = 0,35 \text{ m} \Rightarrow e_0 = 35 \text{ cm}$$

$$e_1 = \frac{h_t}{6} = \frac{0,10}{6} = 0,0167 \text{ m} \Rightarrow e_1 = 1,67 \text{ cm}$$

$e_0 > e_1 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (SPC)

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

$$M_{\text{ser/A}} = M_{\text{ser}} + N_{\text{ser}} \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,06 + 0,172 \times \left(0,09 - \frac{0,1}{2}\right) = 0,067 \text{ t.m/ml}$$

La contrainte du béton est donnée / ELS : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

La contrainte de l'acier :

Selon la rectification 99 du BAEL91 Arti.A.4.5.33 (cas de fissuration préjudiciable)

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \left(0,5 f_e ; 110 \sqrt{f_{tj}} \right) \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$X = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{15 \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \times d = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201,63} \times 0,09 = 0,047 \text{ m}$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 0,09 - \frac{0,047}{3} = 0,074 \text{ m}$$

$$\bar{M}_1 = \frac{1}{2} b X \bar{\sigma}_{bc} Z = 1/2 (1 \times 0,047 \times 15 \times 0,074) = 0,026 \text{ MN.m/ml}$$

$$M_{\text{ser/A}} = 0,067 \times 10^{-2} \text{ MN.m/ml} < \bar{M}_1 = 0,026 \text{ MN.m/ml}$$

$M_{\text{ser/A}} < \bar{M}_1 \Rightarrow$ Section sans armatures comprimées (SSAC)

$$A_{\text{ser1}} = \frac{M_{\text{ser}}}{Z \bar{\sigma}_{st}} = \frac{0,067 \times 10^{-2}}{0,074 \times 201,63} = 0,45 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{ser}} = A_{\text{ser1}} - \frac{N_{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_{st}} = 0,45 \times 10^{-4} - \frac{0,172 \times 10^{-2}}{201,63}$$

$$A_{\text{ser}} = 0,36 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\text{min}} > \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = 1,09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit 4HA8 ($A_s = A_s' = 2,01 \text{ cm}^2$)

Espacement : $St \text{ min } (3h, 33\text{cm}) = 30\text{cm}$

Soit : $St = 25\text{cm}$

Les forces horizontales peuvent agir sur les deux faces de l'acrotère, donc le ferrailage sera identique pour la zone comprimée.

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = A_s / 4 = 0,5025 \text{ cm}^2$$

Soit 3HA8 ($A_s = 1.51\text{cm}^2$).

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

- **Vérification au cisaillement :**

$$\bar{f}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{b}, 4\text{MPa} \right) = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$V_u = 1,5 \times Q = 0,15 \text{ t / ml}$$

$$u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{0,15}{1 \times 0,09} \times 10^{-2} = 0,017 \text{MPa}$$

$$u < \bar{u} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Il n'est pas nécessaire de concevoir des armatures transversales, les armatures de répartition sont suffisantes.

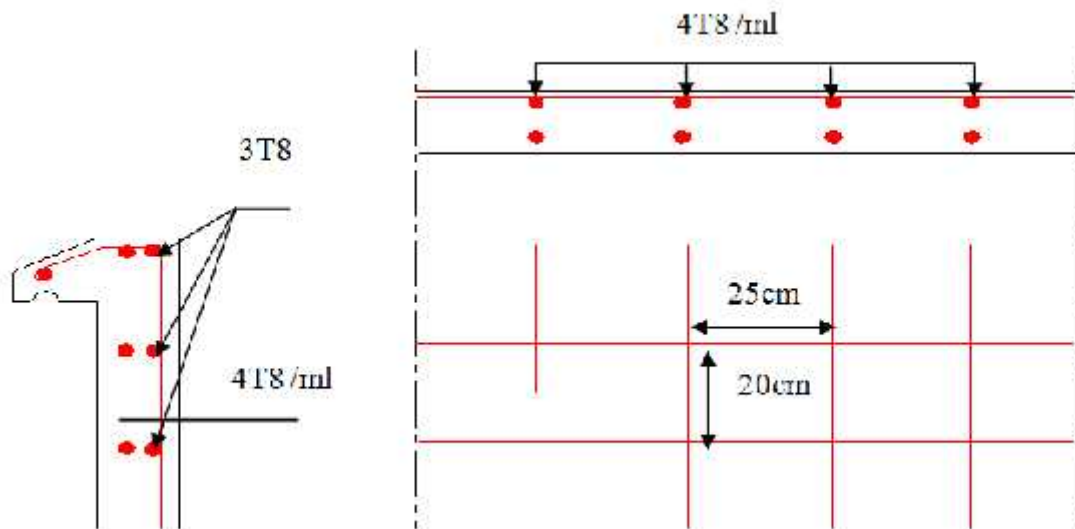


Figure III.2 :ferrailage de l'acrotère

III.3. Etude du balcon :

III.3.1. Evaluation des charges :

$$G = 4.6 \text{KN/m}^2$$

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

Pour 1 ml :

$$G = 4.6 \text{KN/m}$$

$$Q = 3.5 \text{KN/m}$$

III.3.2. Sollicitations :

Puisque le balcon est exposé aux intempéries, il sera calculé à l'ELU et à l'ELS.

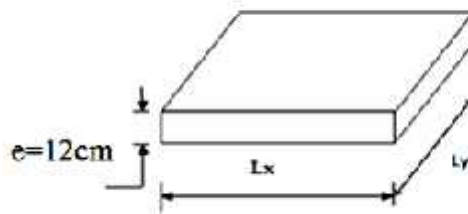


Figure III.3: Schéma de balcon

III.3.3. Combinaisons de charges :

$$P_u = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow P_u = 1,35 \times 4.6 + 1,5 \times 3.5 = 11.46 \text{KN/ml}$$

$$P_{\text{ser}} = G + Q \Rightarrow P_{\text{ser}} = 4.6 + 3.5 = 8.1 \text{KN/ml}$$

$$M_u = \frac{P_u \times L^2}{2} = 5.7 \text{KN.m}$$

$$M_{\text{ser}} = \frac{P_{\text{ser}} \times L^2}{2} = 4.05 \text{KN.m}$$

ELU :

$$m = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}} = \frac{0,57}{4.05} = 1.41$$

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{0,57}{1 \times (0,12)^2 \times 14.2} \times 10^{-2} \Rightarrow \mu = 0,034$$

$$I = \frac{f_e}{E_s \gamma_s} = 0.00173$$

$$I = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \epsilon I} = 0.668$$

$$\mu_1 = 0.391$$

$$\Rightarrow \mu < \mu_1$$

⇒ Domaine 1, Pas d'armatures comprimées. $A_s' = 0$

$$\sigma_s = 348 \text{ Mpa}, \varepsilon_s = 10 \text{ ‰}$$

$$= 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\varepsilon_s}) = 0,043$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \cdot \eta) = 0,109 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \left(\frac{0,56}{0,109 \times 348} \right) \times 10^{-2}$$

$$A_s = 1,47 \text{ cm}^2$$

ELS:

$$\bar{f}_{bc} = 0,6 \cdot f_{cj} = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{f}_{st} = \min (2/3 f_c E, 110\sqrt{1,6 \times 2,1})$$

$$\bar{f}_{st} = \min (266,66, 201,63)$$

$$\bar{f}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$X = \frac{15 \times \bar{f}_{bc}}{15 \times \bar{f}_{bc} + \bar{f}_{st}} \times d = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201,63} \times 0,108 = 0,057 \text{ m}$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 0,108 - \frac{0,057}{3} = 0,089 \text{ m}$$

$$\bar{M}_1 = \frac{1}{2} b X \bar{f}_{bc} Z = 0,667 \text{ MN.m}$$

$M_{ser} < \bar{M}_1 \Rightarrow$ Section sans armatures comprimées

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z \bar{f}_{st}} = \frac{4,05}{0,089 \times 201,63} = 2,22 \text{ cm}^2$$

• **Condition de non fragilité :**

$$e = 12 \text{ cm} ; A_s = 1,47 \text{ cm}^2$$

$$A_s > 0,23 b d (f_{t28}/f_c) = 0,23 \cdot 100(10,8)(2,1 / 400) = 1,3 \text{ cm}^2$$

$$A_s > A_{s \text{ min}}$$

• **Choix des barres :**

$$\text{Donc } A_s > \max (A_{ult}, A_{ser}, A_{min})$$

$$\text{D'où : } A_s = 2,22 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 4\text{HA}10 (A_s = 3,14 \text{ cm}^2)$$

Armatures de répartition :

$$A_t = A_s / 4 = 0,78 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5\text{HA}8 (2,51 \text{ cm}^2)$$

Vérification de l'effort tranchant:

$$\bar{f}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{b}, 4\text{MPa} \right) = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$v_u = \frac{V_u}{b d} \text{ tel que } V_u = (1.35 G + 1.5 Q) L = 11.46 \text{ KN}$$

$$\dagger_u = \frac{11.46 \times 10^{-3}}{1 \times 0.108} = 0.106 \text{MPa}$$

$v_u < \bar{f}_u$: Donc il n y a pas de risque de cisaillement.

1. Conclusion :

ELU: $A_s = 4\text{HA}10$ ($A_s = 3.14 \text{ cm}^2$)

ELS: $A_s = 4\text{HA}10$ ($A_s = 3.14 \text{ cm}^2$)

On opte comme section d'armature :

$$A_s = 3.14 \text{ cm}^2 \text{ (4HA10)}$$

$$A_t = A_s / 4 = 0.78 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA}10 \text{ (cm}^2\text{)}$$

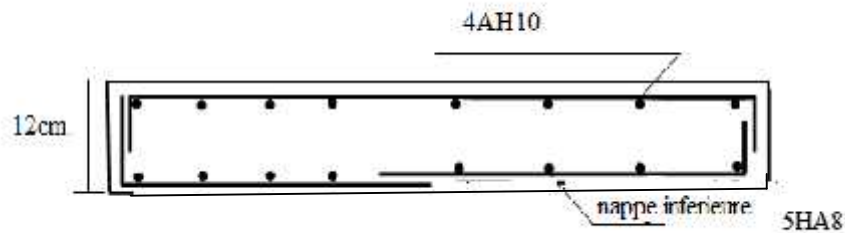


Figure III .4 : Ferrailage de balcon

III-4-Les planchers :

Les planchers sont des aires planes limitant les différents étages, en assurant la double fonction :

- Celle de la résistance.
- Celle d'isolation thermique et acoustique.

Dans notre structure on a un seul type de plancher : plancher en corps creux, pour le calcul des planchers soit on utilise la méthode forfaitaire soit la méthode de Caquot.

Pour utiliser la méthode forfaitaire il faut :

- Les surcharges d'exploitation sont modérées, c'est -à- dire :

$$\text{Si : } \begin{cases} Q \leq 2G \\ Q \leq 5\text{KN/m}^2 \end{cases}$$

Plancher terrasse $Q = 1 \text{ KN/m}^2 < 2G = 2(6.82) \dots\dots\dots\text{CV}$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 < 5\text{KN/m}^2 \dots\dots\dots\text{CV}$$

Plancher etage courant $Q = 1.5\text{KN/m}^2 < 2G = 2(5.09) \dots\dots\text{CV}$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 < 5\text{KN/m}^2 \dots\dots\dots\text{CV}$$

Avec : G : somme des charges permanentes, Surcharges.

- Les éléments de plancher ont une même inertie dans les Différentes travées.....CV

- La portée vérifie : $0,8 \leq L_i/L_{i+1} \leq 1,25$ et $0,8 \leq L_i/L_{i-1} \leq 1,25$.

$$\frac{3.9}{4.08} = 0.95$$

$$0.8 < 0.95 < 1.25 \dots\dots\dots\text{CV}$$

- La fissuration ne comprend pas la tenue des revêtements ni celle des cloisons. ...CV

III-4-1-Principe de la méthode forfaitaire :

Elle consiste a valeur les maximale des moments en travée et des moments en appuis a des fractions fixés forfaitairement la valeur maximale du moment M_0 .

Moment sur appuis : on prend de $0,6 M_0$ à $0,2M_0$.

Moment sur travée : $M_t + \frac{M_v + M_e}{2} \max \left[\begin{matrix} (1 + 0,3) M_0 \\ 1,05M_0 \end{matrix} \right]$

Avec : $= \frac{Q}{Q+G}$

M_0 : moment maximal dans la travée de référence.

M_v Et M_e :valeurs absolues des moments respectivement sur l'appui de gauche et sur l'appui de droit de la travée.

On utilise la formule de la flexion simple pour le ferrailage. Dans notre cas la méthode forfaitaire est applicable pour les 2 types des nervures :

- nervure à deux travées.
- nervure à 5 travées

III.4.2-1^{er} type : nervure à deux travées : « par la méthode forfaitaire »

Moment sur appuis :

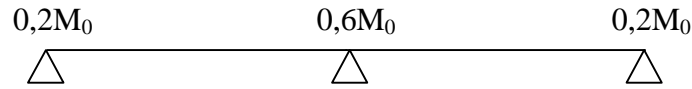


Figure III.5 : nervure à deux travées

Moment sur travée :

$$M_t + \frac{M_v + M_e}{2} : \max \left[\begin{matrix} (1 + 0,3 \alpha) M_0 \\ 1,05 M_0 \end{matrix} \right]$$

Il faut respecter la valeur minimale : $M_t \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0$ pour les deux travées.

a-plancher terrasse :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) L = (1,35 \times 6,82 + 1,5 \times 1) 0,65 \Rightarrow q_u = 6,96 \text{ KN/ml.}$$

Moment isostatique :

$$M_{0u} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{6,96 \times 3,9^2}{8}$$

$$M_{0u} = 13,23 \text{ KN.m}$$

$$= \frac{Q_T}{G_T + Q_T} = \frac{1}{(6,82 + 1)} \Rightarrow = 0,128.$$

Soit avec : $M_e = 0,6M_0$ et $M_w = 0,2 M_0$:

$$M_t \max \left[\begin{matrix} (0,6 + 0,3 \alpha) M_0 \\ 0,65 M_0 \end{matrix} \right]$$

$$\Rightarrow M_t \max \left[\begin{matrix} 0,6 + (0,3 \times 0,128) 13,23 \\ 0,65 \times 13,23 = 8,600 \text{ KN.m} \end{matrix} \right] \Rightarrow M_t \max (8,45, 8,6)$$

Moment minimal réglementaire :

Donc retenons : $M_t = 8,600 \text{ KN.m}$

Moments sur appuis et travées :

Appui	6	5	4
$M_a (\text{KN.m})$	$0,2 M_0 = 0,2,646$	$0,7 M_0 = 7,938$	$0,2 M_0 = 2,646$
Travées	6-5		5-4
$M_t (\text{KN.m})$	8,600		8,600

Tableau III.1 : Moments sur appuis et travées

• **Effort tranchant :**

$$\begin{cases} T_{ug} = T_0 + (M_g - M_d) / L \\ T_{ud} = -T_0 + (M_g - M_d) / L \end{cases}$$

avec : $T_0 = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{696 \cdot (3,9)}{2} = 13,572 \text{ KN.}$

$M_d = 0.2M_0 = 2.6$

$M_g = 0.6 M_0 = 7.9$

$$\begin{cases} T_{ug} = 13.572 + (7.9 - 2.6) / 3.9 \\ T_{ud} = -13.572 + (7.9 - 2.6) / 3.9 \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_{ug} = 14.93 \\ T_{ud} = 12.22 \end{cases}$$

Travée	6-5		5-4	
Effort tranchant	T_g	T_d	T_g	T_d
Valeur(KN)	12,22	-14,93	14,93	-12,22

Tableau III.2: Valeurs de l'effort tranchant

Diagramme de l'effort tranchant :

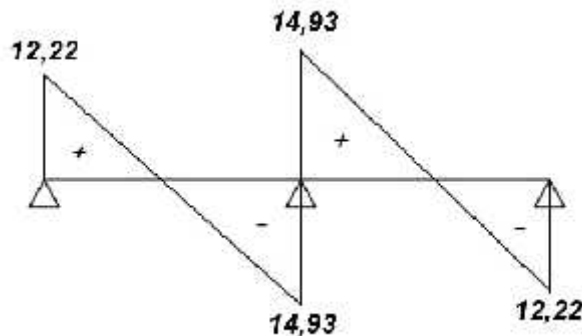


Figure III.6 : Diagramme de l'effort tranchant

b-Plancher étage courant :

$q_u = (1,35G + 1,5Q) L = (1,35 \times 5,09 + 1,5 \times 1,5) 0,65 \Rightarrow q_u = 5,93 \text{ KN/ml.}$

Moment isostatique :

$$M_{0u} = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{5,93 \times 3,9^2}{8}$$

$M_{0u} = 11,27 \text{ KN.m}$

$$= \frac{Q_T}{G_T + Q_T} = \frac{1,5}{(5,09 + 1,5)} \Rightarrow = 0,227.$$

Soit avec : $M_e = 0,6M_0$ et $M_w = 0,2 M_0$:

$$M_t \max \left[\begin{array}{l} (0,6 + 0,3 \alpha) M_0 \\ 0,65 M_0 \end{array} \right]$$

$$\Rightarrow M_t \max \left[\begin{array}{l} 0,6 + (0,3 \times 0,227) 11,27 \\ 0,65 \times 11,27 \end{array} \right] \Rightarrow M_t \max (7,52, 7,32)$$

Moment minimal réglementaire :

Donc retenons : $M_t = 7,52 \text{ KN.m}$

Moments sur appuis et travées :

Appui	6	5	4
$M_a(\text{KN.m})$	$0,2M_0 = 2,25$	$0,6M_0 = 6,76$	$0,2M_0 = 2,25$
Travées	6-5		5-4
$M_t(\text{KN.m})$	7,528		7,528

Tableau III.3 : Moments sur appuis et travées

Diagrammes des moments :

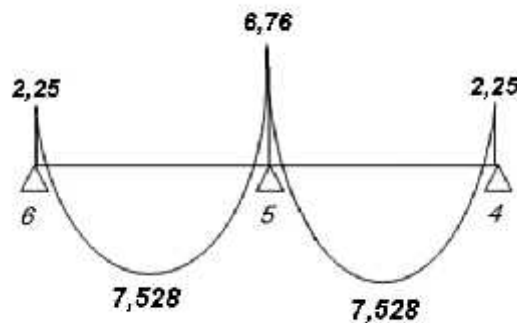


Figure III.7: Diagrammes des moments

• **Effort tranchant :**

$$\left[\begin{array}{l} T_{ug} = T_0 + (M_g - M_d)/L \\ T_{ud} = -T_0 + (M_g - M_d)/L \end{array} \right]$$

avec : $T_0 = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{5,93(3,9)}{2} = 11,564 \text{ KN.}$

$$M_d = 0,2M_0 = 2,25$$

$$M_g = 0,6 M_0 = 6,76$$

$$\left[\begin{array}{l} T_{ug} = 11,564 + (6,76 - 2,25)/3,9 \\ T_{ud} = 11,564 + (2,6 - 6,76)/3,9 \end{array} \right]$$

$$\left[\begin{array}{l} T_{ug} = 12,72 \\ T_{ud} = 10,41 \end{array} \right]$$

Travée	6-5		5-4	
Effort tranchant	T_g	T_d	T_g	T_d
Valeur(KN)	10,41	-12,72	12,72	-10,41

Tableau III.4 : Valeurs de l'effort tranchant

Diagramme de l'effort tranchant :

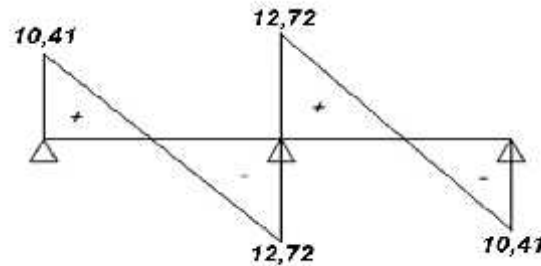


Figure III.8 : Diagramme de l'effort tranchant

III.4.3-2^{ème} type : nervure à 5 travées : « par la méthode forfaitaire »

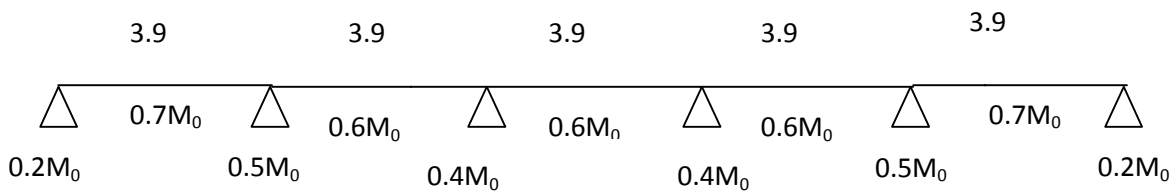


Figure III.9 : Nervure à 5 travées

- $q_u = (1,35G + 1,5Q) L$

pour la terrasse: $q_u = (1,35 \times 6,82 + 1,5 \times 1) 0,65 \Rightarrow q_u = 6,96 \text{ KN/ml}$.

Pour l'étage courant : $q_u = (1,35 \times 5,09 + 1,5 \times 1,5) 0,65 \Rightarrow q_u = 5,93 \text{ KN/ml}$.

• **Détermination des moments:**

$$M_t + \frac{M_v + M_e}{2}; \max \left[\begin{matrix} (1 + 0,3) M_0 \\ 1,05 M_0 \end{matrix} \right]$$

• **Travées de rive (6-5 et 1-2):**

pour la terrasse:

$$\left\{ \begin{matrix} M_t + (0,2 + 0,5) M_0 / 2 & \max(1,05 M_0 ; 1,038 M_0) \\ M_t \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0; & = 0,128. \end{matrix} \right.$$

- Valeur minimale :

$$D'o\grave{u} : \begin{cases} M_t & 0,7M_0 \\ M_t & 0,619M_0 \end{cases} \Rightarrow M_t = 0,7M_0 = 9,261$$

- Travées voisin de rive (5-4 et 2-3):

$$\begin{cases} M_t + (0,5 + 0,4)M_0 / 2 & \max(1,05M_0; 1,038M_0) \\ M_t \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0; & = 0,128. \end{cases}$$

- Valeur minimale :

$$D'o\grave{u} : \begin{cases} M_t & 0,6M_0 \\ M_t & 0,519M_0 \end{cases} \Rightarrow M_t = 0,6M_0 = 7,938 \text{ KN.m}$$

- Travée intermédiaire (4-3):

$$\begin{cases} M_t + (0,4 + 0,4)M_0 / 2 & \max(1,05M_0; 1,038M_0) \\ M_t \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0; & = -0,128. \end{cases}$$

- Valeur minimale :

$$D'o\grave{u} : \begin{cases} M_t & 0,65M_0 \\ M_t & 0,519M_0 \end{cases} \Rightarrow M_t = 0,65M_0 = 8,6 \text{ KN.m}$$

- Le moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u \cdot L^2}{8} \begin{cases} \text{Plancher terrasse:} & M_0 = 13,23 \text{ KN.m} \\ \text{Plancher étage courant:} & M_0 = 11,27 \text{ KN.m} \end{cases}$$

a-Diagramme des moment:

Plancher terrasse :

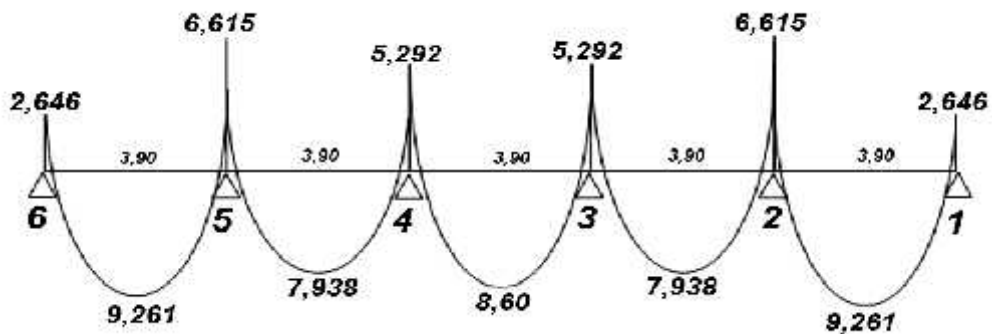


Figure III.10: Diagramme des moments

Plancher étage courant :

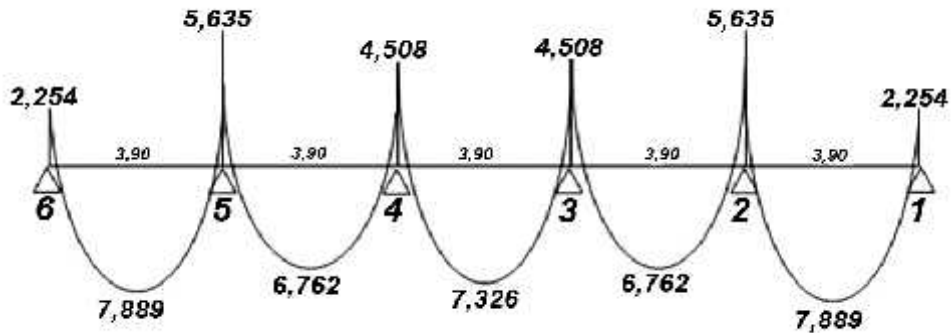


Figure III.11 : Diagramme des moments

• **Effort tranchant :**

Les efforts tranchants sont calculés de la manière suivante :

$$\left[\begin{array}{l} T_{ug} = T_0 + (M_g - M_d) / L \\ T_{ud} = -T_0 + (M_g - M_d) / L \end{array} \right] \quad \text{avec : } T_0 = \frac{q_u \cdot L}{2}$$

plancher terrasse : $T_0 = 13,572$ KN.

étage courant : $T_0 = 11,564$ KN.

Plancher terrasse :

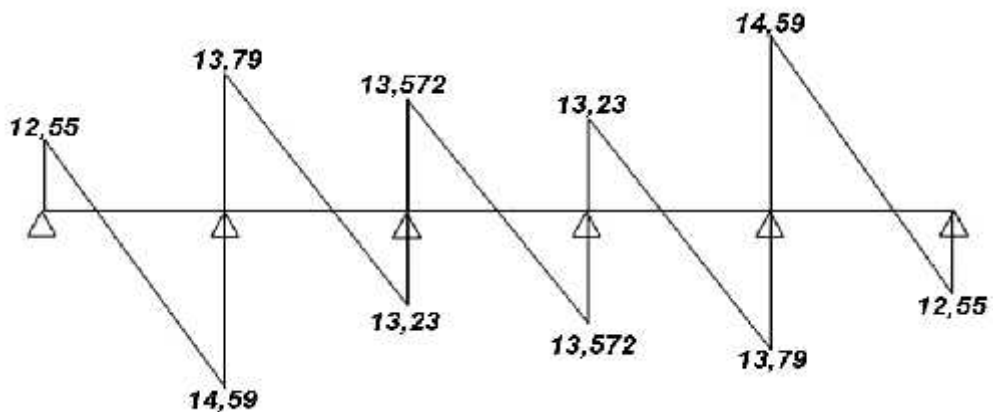


Figure III.12: Diagramme de l'effort tranchant

Plancher étage courant :

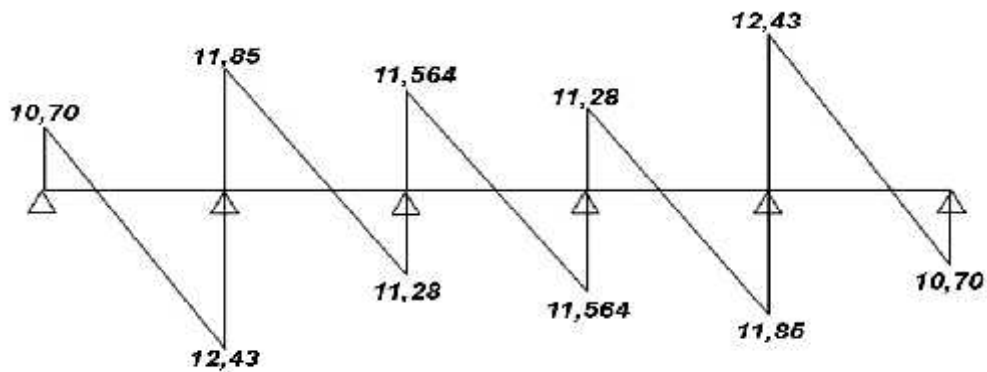


Figure III.13 : Diagramme de l'effort tranchant

III.4.4-Ferraillage des nervures :

Avant le calcul de ferraillage, il faut justifier la section à prendre :

D'après le BAEL 91 :

$h=20$ cm ; $b=65$ cm ; $d=18$ cm ; $b_0=10$ cm ; $h_0=4$ cm.

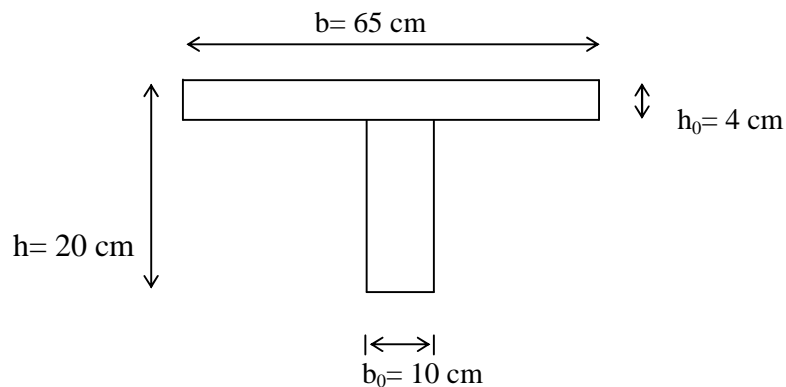


Figure III.14 :la nervure

$f_{bu}=14,2$ MPa ; $f_{ed}=348$ MPa.

$f_{bc} = b \cdot h_0 \cdot f_{bu}$

$Z_b = (d - h_0 / 2)$

$M_{u.Tab} = f_{bc} \times Z_b$ « moment de la table de compression ».

$M_{u.Tab} = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 (0,18 - 0,04 / 2) = 59 \text{KN.m}$

$M_{u.max} < M_{u.Tab} \Rightarrow M_{u.max} = 9,261 \text{KN.m} < M_{u.Tab}$.

Alors la section de calcul est une section rectangulaire ($b \times h$) le ferraillage est calculé par les formules de flexion simple :

En travée : $b=65$ cm ; $d=18$ cm.

En appui : $b=10$ cm ; $d=18$ cm.

Calcul de ferrailage :

travée (6-5) :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{(b \cdot d^2 \cdot f_{bu})} = \frac{9,261 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,031$$

$$= M_u / M_{ser} = 1,37 \Rightarrow M_u = (P_u \times l^2) / 2$$

$$M_{ser} = (P_s \times l^2) / 2 \Rightarrow P_u = 6,96 \text{ KN/ml. ; } P_s = 5,083 \text{ KN/ml. ; } L = 3,9 \text{ m}$$

$$10^4 \cdot \mu_{ul} = 3440 \cdot \dots + \frac{49 \times f_{c28}}{\theta} - 3050 \Rightarrow \mu_{ul} = 0,29.$$

$$\mu_{bu} < \mu_{ul} \Rightarrow A' = 0.$$

$$\mu_{bu} = 0,031 < 0,275$$

$$\Rightarrow Z_b = d (1 - 0,6 \mu_{bu}) = 0,177 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{M_t}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{7,889 \times 10^3}{17,7 \times 348} = 1,28 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

Donc on adopte : 2T10 = 1,57 cm².

Appui (5) : M_a = 6,615 KN.m

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{(b \cdot d^2 \cdot f_{bu})} = \frac{6,615 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,18^2 \times 14,16} = 0,14.$$

$$\mu_{bu} < \mu_{ul} \Rightarrow A' = 0.$$

$$\mu_{bu} = 0,14 < 0,275$$

$$\Rightarrow Z_b = d (1 - 0,6 \mu_{bu}) = 0,165 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{M_a}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{6,615 \times 10^3}{16,7 \times 348} = 1,138 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 10 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,217 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 1,138 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,217 \text{ cm}^2.$$

On adopte : 1T10 = 0,79 cm².

• **Nervure à deux travées :**

Plancher terrasse :

	d(m)	b(m)	M(KN.m)	ν	Z _b (m)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop}
Appui 5 et 7	0,18	0,10	2,646	0,058	0,174	0,44	0,217	1T10=0,785cm²
Appui 6	0,18	0,10	7,938	0,173	0,161	1,42	0,217	1T10=0.79 cm²
Travée : 4-5et5-6	0,18	0,65	8,60	0,187	0,160	1,54	1,41	2T10=1,57 cm²

Tableau III.5 : Plancher terrasse

• **Vérification :**

Vérification de la contrainte tangentielle :

$$V_u = T_{\max} = 14,93 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = V_u / b \cdot d = 12,72 \times 10^{-3} / 0,1 \times 0,18 \Rightarrow \tau_u = 0,829 \text{ MPa.}$$

- Fissuration peu préjudiciable :

$$\text{On a : } \bar{\tau}_u = \min (0,2f_{ct28} / b; 5 \text{ MPa}), \quad b=1,5$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3,33 \text{ Mpa}; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,829 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{OK.}$$

• **Diamètre des armatures transversaux :**

D'après le BAEL 91 on a :

$$t \geq \min (L/35; b_0/10) \Rightarrow t \geq \min (12 \text{ mm}; \frac{200}{35} \text{ mm}; \frac{100}{10} \text{ mm})$$

$$\Rightarrow t \geq \min (12 \text{ mm}; 5,71 \text{ mm}; 10 \text{ mm})$$

$$\Rightarrow t \geq 5,71 \text{ mm, on prend : } t = 6 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 2 \cdot 6 = 0,57 \text{ cm}^2.$$

• **Espacement maximal :**

$$S_t \leq \min (0,9 \times d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min (16,2; 40) \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow S_t \leq 16,2 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \left[\frac{0,9 A_t}{b_0 \cdot \gamma_s \cdot (\tau_u - 0,3 f_{t28})} \cdot f_e \cdot \frac{A_t}{0,4 b_0} \cdot l \right] \Rightarrow S_t \leq (89,67 \text{ cm}; 57 \text{ cm})$$

Donc on prend un espacement : $S_t = 15 \text{ cm.}$

- L'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :
D'après (BAEL91-Art A.5.1313) on doit vérifier :

$$(2V_u / b_0 \cdot a) \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u \leq 0,267 \times b_0 \times a \times f_{c28} ; \text{ avec } : a = 0,9d.$$

$$0,8 / (2 \cdot b) / b = 1,5$$

$$\Rightarrow V_u \leq 0,267 \times 100 \times 0,9 \times 180 \times 25 = 108,13 \text{ KN.}$$

$$V_{\max} = 14,93 \text{ KN} < 108,13 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{OK.}$$

- Vérification de la flèche:

Longueur de recouvrement:

$$h / l \geq 1/22,5 \Rightarrow 20/390 = 0,051 > 0,044 \dots\dots\dots \text{OK.}$$

$$\frac{M_e}{15 \times M_0} \leq \frac{h}{l} \Rightarrow \frac{8,600}{15 \times 13,23} \leq 0,051 \Rightarrow 0,043 < 0,051 \dots\dots\dots \text{OK.}$$

$$\frac{A}{b \times t} \frac{3,9}{f_e} \Rightarrow \frac{1,57}{65 \times 18} \leq 0,009 \Rightarrow 0,0013 < 0,00975 \dots\dots\dots \text{OK.}$$

- Encrage des barres:

D'après le BAEL 91 on a :

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \frac{2}{3} \times f_{ij} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$l_s = 35,27 \text{ cm.}$$

L'acier de $f_e = 400 \text{ MPa} \Rightarrow l_r = 40$; on prend : $l_r = 40 \text{ cm.}$

Plancher étage courant :

	d(m)	b(m)	M(KN.m)	μ	Z _b (m)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop}
Appui 5 et 7	0,18	0,10	2,254	0,049	0,175	0,37	0,217	1T10=0,785cm ²
Appui 6	0,18	0,10	6,762	0,147	0,164	1,185	0,217	1T10=0,79cm ²
Travée : 4-5 et 5-6	0,18	0,65	7,528	0,024	0,177	1,22	1,41	2T10=1,57 cm ²

Tableau III.6: Résultats (plancher étage courant)

- Vérification :

Vérification de la contrainte tangentielle :

$$V_u = T_{\max} = 12,72 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = V_u / b \cdot d = 12,72 \times 10^{-3} / 0,1 \times 0,18 \Rightarrow \tau_u = 0,707 \text{ MPa.}$$

- Fissuration peu préjudiciable :

$$\text{On a : } \bar{\tau}_u = \min (0,2f_{c28} / b; 5 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3,33 \text{ Mpa}; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,707 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{OK.}$$

Diamètre des armatures transversaux :

D'après le BAEL 91 on a :

$$t \geq \min(L/35; b_0/10) \Rightarrow t \geq \min(12\text{mm}; \frac{200}{35}\text{mm}; \frac{100}{10}\text{mm})$$

$$\Rightarrow t \geq \min(12\text{mm}; 5,71\text{mm}; 10\text{mm})$$

$$\Rightarrow t = 5,71\text{mm}, \text{ on prend : } t = 6\text{mm} \Rightarrow A_t = 2 \cdot 6 = 0,57 \text{ cm}^2.$$

• Espacement maximal :

$$S_t \leq \min(0,9 \times d; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(16,2; 40)\text{cm}$$

$$\Rightarrow S_t = 16,2 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \left[\frac{0,9 A_t}{b_0 \cdot s (u - 0,3 f_{t28})} \cdot f_e \frac{A_t}{0,4 b_0} \cdot f_e \right] \Rightarrow S_t \leq (231,73\text{cm}; 57\text{cm})$$

Donc on prend un espacement : $S_t = 15\text{cm}$.

• L'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

D'après le BAEL 91-Art A.5.1313 on doit vérifier :

$$(2V_u / b_0 \cdot a) \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u \leq 0,267 \times b_0 \times a \times f_{c28}; \text{ avec } a = 0,9d.$$

$$\Rightarrow V_u \leq 0,267 \times 100 \times 0,9 \times 180 \times 25 = 108,13 \text{ KN.}$$

$$V_{\max} = 12,72\text{KN} < 108,13 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{OK.}$$

• Vérification de la flèche:

$$h/l \geq 1/22,5 \Rightarrow 20/390 = 0,051 > 0,044 \dots\dots\dots \text{OK.}$$

$$\frac{M_t}{15 \times M_0} \leq \frac{h}{l} \Rightarrow \frac{7,528}{15 \times 11,27} \leq 0,055 \Rightarrow 0,045 < 0,055 \dots\dots\dots \text{OK}$$

$$\frac{A}{b \times c} \leq \frac{3,9}{f_e} \Rightarrow \frac{1,57}{65 \times 18} \leq 0,009 \Rightarrow 0,0013 < 0,00975 \dots\dots\dots \text{OK.}$$

• Encrage des barres:

D'après le BAEL 91 on a :

$$l_s = \frac{\sigma_s \cdot f_e}{4 \tau_{su}} \text{ avec : } \sigma_s = 0,6 \frac{2}{s} \times f_{tj} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$l_s = 35,27 \text{ cm.}$$

• Longueur de recouvrement:

L'acier de $f_e = 400\text{MPa} \Rightarrow l_r = 40$; on prend : $l_r = 40 \text{ cm}$.

• **Nervure à 5 travées :**

Plancher terrasse :

		d(m)	b(m)	M(KN.m)	μ	Z _b (m)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop}
Appui	1 et 6	0,18	0,10	2,646	0,058	0,174	0,44	0,217	1T10=0,785cm ²
	2 et 5	0,18	0,10	6,615	0,144	0,164	1,16	0,217	1T10=0,79cm ²
	3 et 4	0,18	0,10	5,292	0,115	0,168	0,91	0,217	1T12=1,13cm ²
Travée	1- 2et5- 6	0,18	0,65	9,261	0,031	0,177	1,50	1,41	2T10=1,57 cm ²
	2- 3et4- 5	0,18	0,65	7,938	0,027	0,177	1,29	1,41	2T10=1,57 cm ²
	3-4	0,18	0,65	8,600	0,029	0,177	1,40	1,41	2T10=1,57 cm ²

Tableau III.7 : Résultats (plancher terrasse)

• **Vérification :**

Vérification de la contrainte tangentielle :

$$V_u = T_{\max} = 14,59 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = V_u / b \cdot d = 14,59 \times 10^{-3} / 0,1 \times 0,18 \Rightarrow \tau_u = 0,811 \text{ MPa.}$$

- Fissuration peu préjudiciable :

$$\text{On a : } \tau_u = \min (0,2f_{c28} / b; 5 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = \min (3,33 \text{ Mpa}; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,811 \text{ MPa} < \tau_u = 3,33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{OK}$$

• **Diamètre des armatures transversaux :**

D'après le BAEL 91 on a :

$$\tau_t \min (L; h/35; b_0/10) \Rightarrow \tau_t \min (12 \text{ mm}; \frac{200}{35} \text{ mm}; \frac{100}{10} \text{ mm})$$

$$\Rightarrow \tau_t \min (12 \text{ mm}; 5,71 \text{ mm}; 10 \text{ mm})$$

$$\Rightarrow \tau_t = 5,71 \text{ mm, on prend : } \tau_t = 6 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 2 \cdot 6 = 0,57 \text{ cm}^2.$$

• **Espacement maximal :**

$$S_t \min (0,9 \times d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \min (16,2; 40) \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow S_t \leq 16,2 \text{ cm}$$

$$S_t \left[\frac{0,9A_t}{b_0 \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3f_{t28})} \cdot f_e, \frac{A_t}{0,4b_0} \cdot f_e \right] \Rightarrow S_t (98,58 \text{ cm}; 57 \text{ cm})$$

Donc on prend un espacement : $S_t = 15 \text{ cm.}$

- L'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : « BAEL91-Art A.5.1313 » :

$$(2V_u / b_0 \cdot a) \frac{0,8f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u \quad 0,267 \times b_0 \times a \times f_{c28} \quad \text{avec : } a=0,9d.$$

$$\Rightarrow V_u \quad 0,267 \times 100 \times 0,9 \times 180 \times 25 = 108,13 \text{ KN.}$$

$$V_{\max} = 14,59 \text{ KN} \quad 108,13 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{OK.}$$

- Vérification de la flèche:

$$h / l \geq 1/22,5 \quad \Rightarrow 20/390 = 0,051 \quad 0,044 \dots\dots\dots \text{OK.}$$

$$\frac{M_t}{15 \times M_0} \leq \frac{h}{l} \Rightarrow \frac{9,261}{15 \times 13,23} \leq 0,051 \Rightarrow 0,047 < 0,051 \dots\dots \text{OK.}$$

$$\frac{A}{b \times c} \frac{3,9}{f_e} \Rightarrow \frac{1,57}{65 \times 18} \leq 0,00975 \Rightarrow 0,0013 < 0,00975 \dots\dots \text{OK.}$$

- Encrage des barres:

D'après le BAEL 91 on a :

$$l_s = \frac{0,4 f_e}{4 \tau_{su}} \text{ avec : } \tau_{su} = 0,6 \frac{2}{s} \times f_{tj} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$l_s = 35,27 \text{ cm.}$$

- Longueur de recouvrement:

L'acier de $f_e = 400 \text{ MPa} \Rightarrow l_r = 40$; on prend : $l_r = 40 \text{ cm.}$

Plancher étage courant :

		d(m)	b(m)	M(KN.m)		Z _b (m)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop}
Appui	1 et 6	0,18	0,10	2,254	0,049	0,175	0,37	0,217	1T10=0,785cm ²
	2 et 5	0,18	0,10	5,635	0,123	0,168	0,96	0,217	1T12=1.13 cm ²
	3 et 4	0,18	0,10	4,508	0,098	0,169	0,77	0,217	1T10=0,79cm ²
Travée	1-2et5-6	0,18	0,65	7,889	0,026	0,177	1,28	1,41	2T10=1,57 cm ²
	2-3et4-5	0,18	0,65	6,762	0,023	0,178	1,09	1,41	2T10=1,57 cm ²
	3-4	0,18	0,65	7,326	0,025	0,177	1,18	1,41	2T10=1,57 cm ²

Tableau III.8: Résultats (plancher étage courant)

- Vérification :

Vérification de la contrainte tangentielle :

$$V_u = T_{\max} = 12,43 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = V_u / b \cdot d = 12,43 \times 10^{-3} / 0,1 \times 0,18 \Rightarrow \tau_u = 0,691 \text{ MPa.}$$

- Fissuration peu préjudiciable :

$$\text{On a : } \tau_u = \min (0,2 f_{c28} / b; 5 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = \min (3,33 \text{ Mpa}; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau_u = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_u = 0,691 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{OK.}$$

• Diamètre des armatures transversaux :

D'après le BAEL 91 on a :

$$t \geq \min (l; h/35; b_0/10) \Rightarrow t \geq \min (12 \text{ mm}; \frac{200}{35} \text{ mm}; \frac{100}{10} \text{ mm})$$

$$\Rightarrow t \geq \min (12 \text{ mm}; 5,71 \text{ mm}; 10 \text{ mm})$$

$$\Rightarrow t \geq 5,71 \text{ mm, on prend : } t = 6 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 2 \cdot 6 = 0,57 \text{ cm}^2.$$

• Espacement maximal :

$$S_t \leq \min (0,9 \cdot d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq \min (16,2; 40) \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow S_t \leq 16,2 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \left[\frac{0,9 A_t}{b_0 \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{t28})} \cdot f_e / \frac{A_t}{0,4 b_0} \cdot f_e \right] \Rightarrow S_t \leq (292,52 \text{ cm}; 57 \text{ cm})$$

Donc on prend un espacement : $S_t = 15 \text{ cm.}$

• L'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

D'après le BAEL 91-Art A.5.1313 on doit vérifier :

$$(2V_u / b_0 \cdot a) \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u \leq 0,267 \times b_0 \times a \times f_{c28} \quad \text{avec : } a = 0,9d.$$

$$\Rightarrow V_u \leq 0,267 \times 100 \times 0,9 \times 180 \times 25 = 108,13 \text{ KN.}$$

$$V_{\max} = 12,43 \text{ KN} < 108,13 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{OK.}$$

• Vérification de la flèche:

$$h / l \geq 1/22,5 \Rightarrow 20/390 = 0,051 > 0,044 \dots\dots\dots \text{OK.}$$

$$\frac{M_t}{15 \times M_0} \leq \frac{h}{l} \Rightarrow \frac{7,889}{15 \times 11,27} \leq 0,051 \Rightarrow 0,047 < 0,051 \dots\dots\dots \text{OK.}$$

$$\frac{A}{b \times c} \leq \frac{3,9}{f_e} \Rightarrow \frac{1,57}{65 \times 18} \leq 0,00975 \Rightarrow 0,0013 < 0,00975 \dots\dots\dots \text{OK.}$$

• Encrage des barres:

D'après le BAEL 91 on a :

$$l_s \geq \frac{0,4 f_e}{4 \tau_{su}} \quad \text{avec : } \tau_{su} = 0,6 \frac{2}{s} \times f_{tj} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$l_s = 35,27 \text{ cm.}$$

• Longueur de recouvrement:

L'acier de $f_e = 400 \text{ MPa} \Rightarrow l_r = 40$; on prend : $l_r = 40 \text{ cm.}$

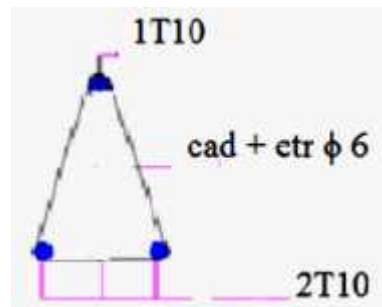


Figure III.15 :ferrailage de nervure

III.5-Etude des escaliers:

III.5.1.Introduction :

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

III.5.2.Hypothèses de calcul :

Les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc la fissuration sera considérée comme peu préjudiciable, ce qui conduit à un calcul de ferrailage à l'ELU suivie d'une vérification des contraintes à l'ELS,

L'ensemble volée-palier sera considéré comme une poutre simplement fléchie de largeur unitaire, et bi-articulée à ses deux extrémités pour le calcul du moment de la travée isostatique. Ce moment sera ventilé en travée et sur appuis par des coefficients de continuité qui tient compte de l'effet d'encastrement aux extrémités de cette poutre.

III.5.3.Calcul des sollicitations :

Escalier à trois volets :

• Condition de dégagement rapide des escaliers :

Emmarchement : $E = 90$ cm pour un escalier de bâtiment d'habitation.

Soit un emmarchement : $E = 1.20$ m.

Pour : $H_e = 4.08$ cm

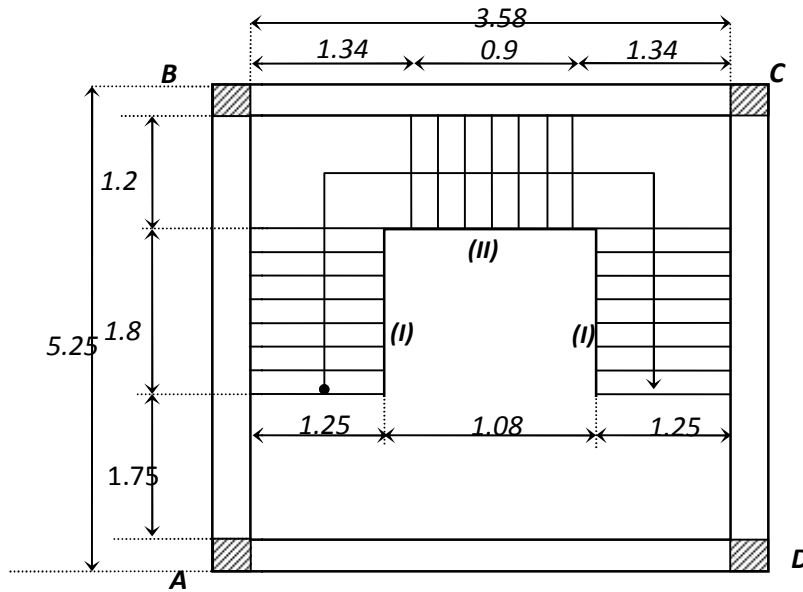


Figure III.22 : Escalier à trois volets

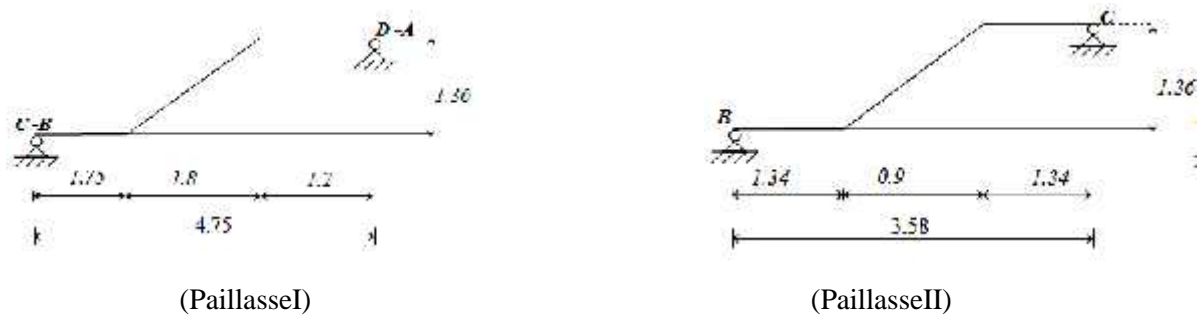


Figure III.23 : Schéma statique de paillasse

1. Evaluation des charges :

La paillasse (a) et (b) :

Charge permanente (DTR B.C 2.2) :

N°	Désignations	e (m)	(N/m ³)	Charges (N/m ²)
1	Carrelage+mortier de pose	0,04	20000	800
2	Poids des marches	0,17/2	22000	1870
3	Poids de la paillasse	0,15/cos	25000	4500
4	Enduit en plâtre	0,01	10000	100
				G₁= 7270

Tableau III.10 : Charge permanente de paillasse

Surcharge d'exploitation (DTR B.C 2.2):

$$Q = 2500 \text{ N/m}^2 = 2500 \times 1\text{m} = 2500 \text{ N/ml}$$

1) **Palier de repos :**

Charge permanente : (DTR B.C 2.2)

N°	Désignations	e (m)	(N/m ³)	Charge (N/m ²)
1	Carrelage+mortier de pose	0,04	20000	800
2	Poids de palier	0,15	25000	3750
3	Enduit en plâtre	0,01	10000	100
				G₃= 4650

Tableau III.11 : Charge permanente de palier de repos

• **Surcharge d'exploitation:** (DTR B.C 2.2)

$$Q = 250 \text{ kg/m}^2 = 2500 \times 1\text{m} = 2500 \text{ N/ml}$$

2. **Combinaison des charges :**

$$G_{\text{paillasse}} = 7270 \text{ N/m}^2 = 7270 \times 1\text{m} = 7270 \text{ N/ml}$$

$$G_{\text{palier}} = 4650 \text{ N/m}^2 = 4650 \times 1\text{m} = 4650 \text{ N/ml}$$

$$Q = 2500 \text{ N/m}^2 = 2500 \times 1\text{m} = 2500 \text{ N/ml}$$

$$\text{ELU} : P_u = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$\text{ELS} : P_{\text{ser}} = G + Q$$

Désignation	Paillasse (a) (N/ml)	Paillasse (b) (N/ml)	Palier (N/ml)
ELU	13564.5	13564.5	10027.5
ELS	9770	9770	7150

Tableau III.12 : combinaison des charges

3. **determination des sollicitations :**

• **Charge équivalente la paillasse (a):**

$$\text{La charge équivalente : } P_{\text{eq}} = \frac{P_1 \cdot L_1 + P_2 \cdot L_2 + P_3 \cdot L_3}{L_1 + L_2 + L_3}$$

$$\text{ELU : } P_{\text{eq}} = \frac{10027.5(1.75) + 13564.5(1.8) + 10027.5(1.2)}{1.75 + 1.8 + 1.2} = 9929.921 \text{ N/ml}$$

$$\text{ELS : } P_{eq} = \frac{7150(1.75)+9770(1.8)+7150(1.2)}{1.75+1.8+1.2} = 8142.842 \text{ N/ml}$$

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

$$\text{ELU : } M_0 = \frac{9929.921 \cdot (4.75)^2}{8} = 28005.480 \text{ N.m}$$

$$\text{ELS : } M_0 = \frac{8142.842 \cdot (4.75)^2}{8} = 22965.359 \text{ N.m}$$

L'effort tranchant : $T_U = \frac{P_{eq} \cdot l}{2}$

$$T_U = \frac{9929.921 \cdot (4.75)}{2} = 23583.562 \text{ N}$$

Désignation	P_{eq} (N/m)	M (N.m)	$M^a = 0.3 M$	$M^t = 0.85 M$	T_u (N)
ELU	9929.921	28005.480	8401.644	23804.658	23583.562
ELS	8142.842	22965.359	6889.608	19520.555	-

Tableau III.13: Détermination des sollicitations paillasse (a)

• **Charge équivalente la paillasse (II):**

La charge équivalente : $P_{eq} = \frac{P1 \cdot L1 + P2 \cdot L2 + P3 \cdot L3}{L1+L2+L3}$

$$\text{ELU : } P_{eq} = \frac{10027.5(1.34)+13564.5(0.9)+10027.5(1.34)}{1.34+0.9+1.34} = 10916.689 \text{ N/ml}$$

$$\text{ELS : } P_{eq} = \frac{7150(1.34)+9770(0.9)+7150(1.34)}{1.34+0.9+1.34} = 7808.659 \text{ N/ml}$$

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

$$\text{ELU : } M_0 = \frac{10916.689 \cdot (3.58)^2}{8} = 17489.082 \text{ N.m}$$

$$\text{ELS : } M_0 = \frac{7808.659 \cdot (3.58)^2}{8} = 12509.862 \text{ N.m}$$

L'effort tranchant : $T_U = \frac{P_{eq} \cdot l}{2}$

$$T_U = \frac{10916.689 \cdot (3.58)}{2} = 19540.873 \text{ N}$$

Désignation	P_{eq} (N/m)	M (N.m)	$M^a = 0.3 M$	$M^t = 0.85 M$	T_u (N)
ELU	10916.689	17489.082	5246.725	14865.719	19540.873
ELS	7808.659	12509.862	3752.959	10633.383	-

Tableau III.14 : Détermination des sollicitations paillasse (b)

Paillasse (I)

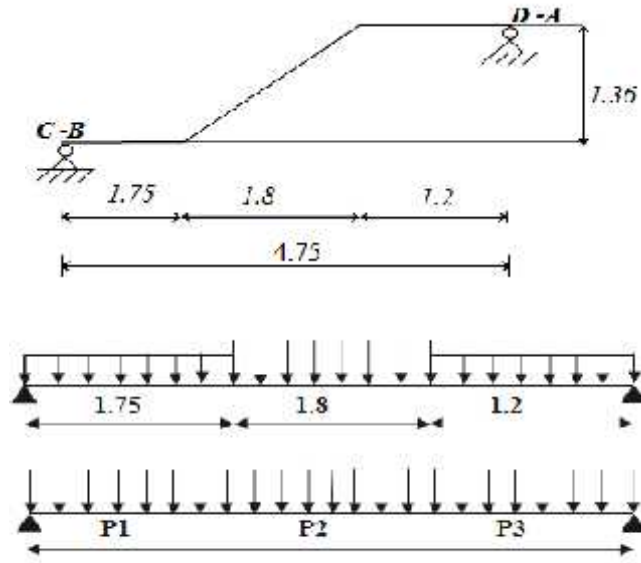


Figure III.24 : schéma statique de la paillasse (a)

ELU :

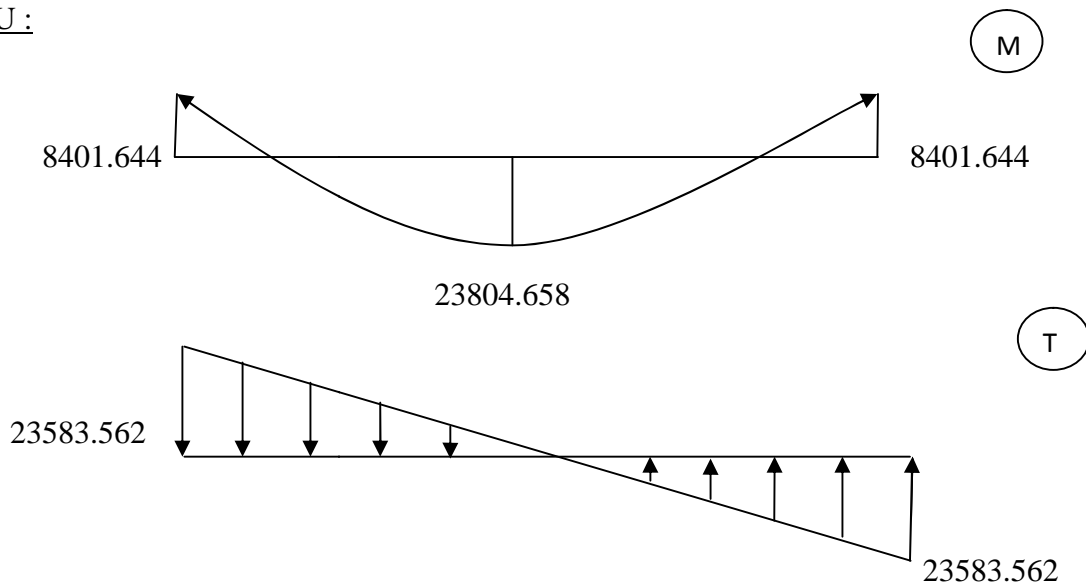


Figure III.25 : Diagramme de moment fléchissant et de l'effort tranchant a E.L.U.

ELS :

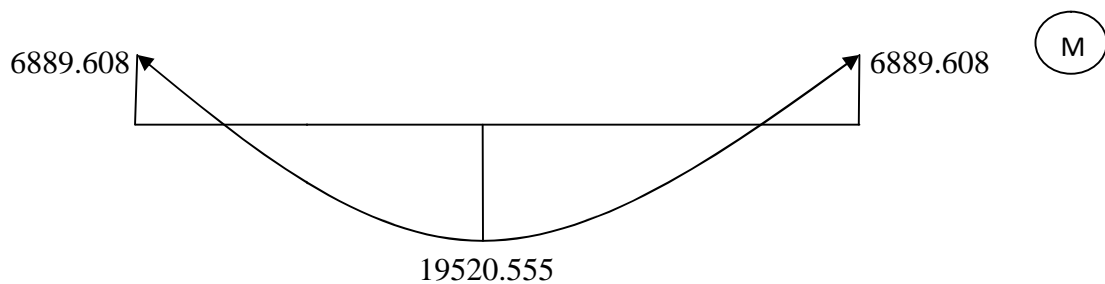


Figure III .26 : Diagramme des moments et des efforts tranchants

Paillasse(II)

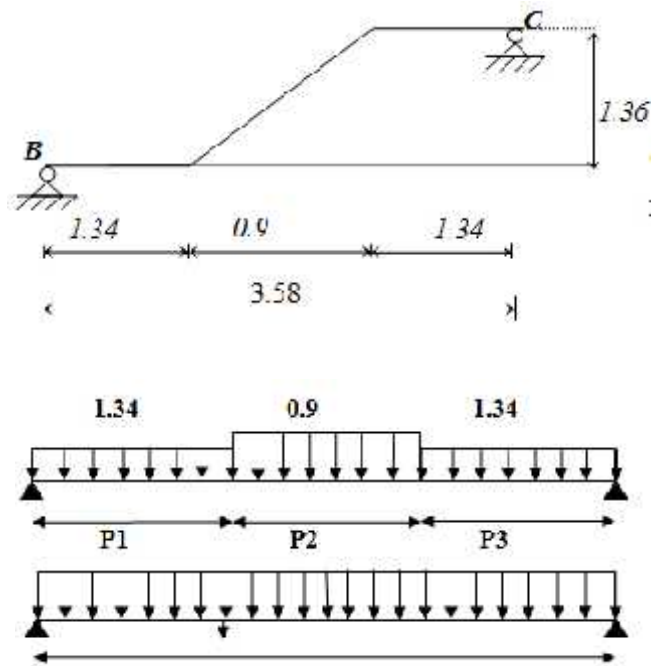


Figure III.27 : schéma statique de la paillasse (b)

ELU :

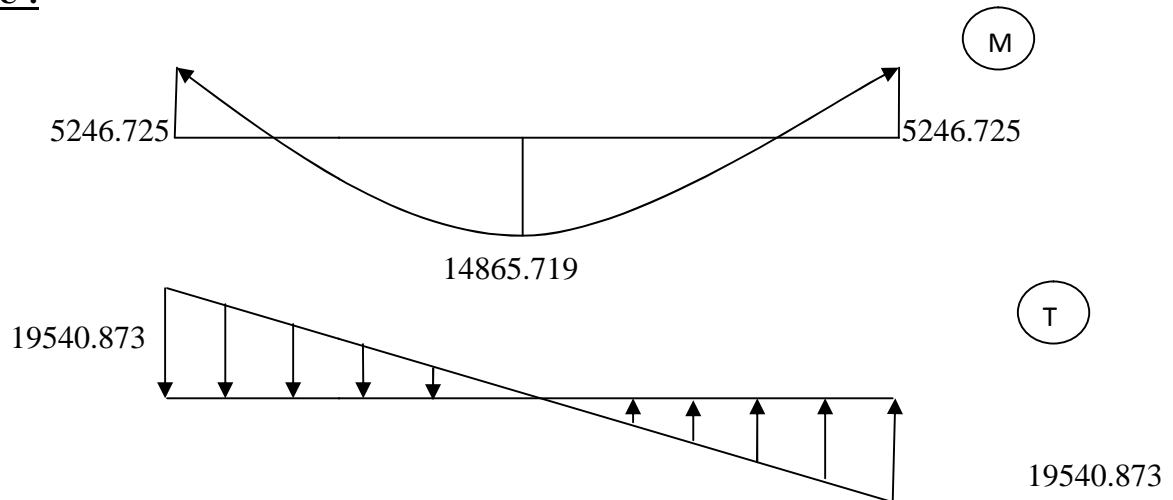


Figure III.28 : Diagramme de moment fléchissant et de l'effort tranchant a E.L.U.

ELS :

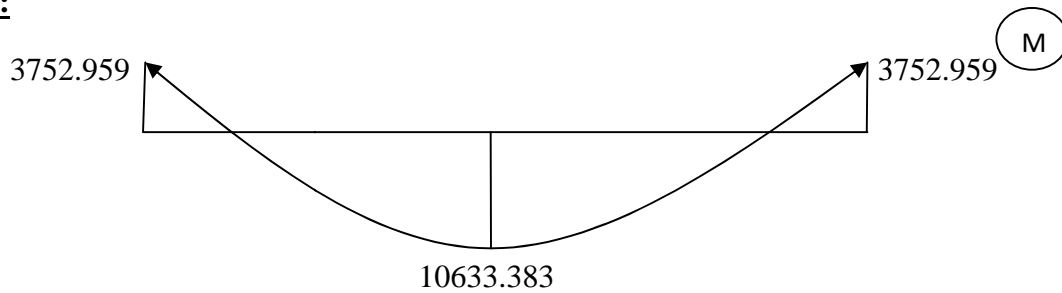


Figure III .29: Diagramme des moments et des efforts tranchants

4. Calcul des armatures :

L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple ; Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1 m de largeur.

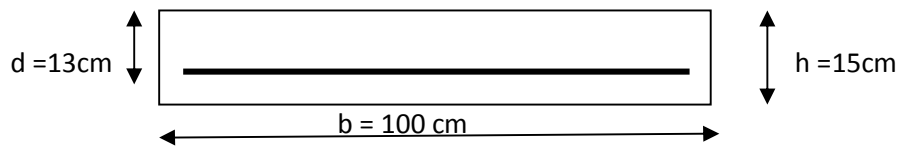


Figure III.30 : Armature

1) Armatures longitudinales (la paillasse -a-):

E.L.U :

$$f_e = 400 \text{ MPa} \quad , \quad \sigma_s = 348 \text{ Mpa}, \sigma_b = 14.2 \text{ Mpa}, \mu = 0.392$$

$$b = 1,00 \text{ m} \quad , \quad d = h - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm. (C: l'enrobage).}$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow \bar{A} = 0$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} \quad \beta = (1 - 0,4 \mu) \quad , \quad \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$$

Désignation	M _U (N.m)	μ	β	A ^{cal} (cm ²)
Travée	23804.658	0,099	0.95	5.539
Appuis	8401.644	0.035	0.982	1,891

Tableau III.15 : Armatures longitudinales ELU

E.L.S :

La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant s ; La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée : $\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$; avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

Condition de non fragilité : (BAEL 91 A.4.2.1)

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} \geq 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{min} \geq 1.57 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal : (BAEL 91 B.6.4)

$$A_{min} \geq 0.001 \times b \times h$$

$$A_{min} \geq 0.001 \times 100 \times 15 \Rightarrow A_{min} \geq 1.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max (A_u, A_{min})$$

• **Tableau récapitulatif des résultats :**

Désignation	A_u (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Appuis	1,891	1,57	1.891	4T8 = 2,01
Travée	5.539	1,57	5.539	6T12 = 6,79

Tableau III.16:Résultats

2) **Armatures longitudinales (la paillasse II):**

ELU :

Désignation	M_U (N.m)	$\bar{\mu}$	$\bar{\beta}$	A^{cal} (cm ²)
Travée	14865.719	0,062	0.968	3.39
Appuis	5246.725	0,022	0.989	1,17

Tableau III.17 : Armatures longitudinale

ELS :

Désignation		M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	$\frac{M_{ser}}{M_u}$	f_{c28} (MPa)	$\bar{\gamma}$	Condition
En travée	0.080	14865.719	10633.383	1.40	25	0.45	V
Sur appuis	0.028	5246.725	3752.959	1,40	25	0.45	V

Tableau III.18 : verification

• **Tableau récapitulatif des résultats :**

Désignation	A_u (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)
Appuis	1,17	1,57	1,57	4T8 = 2,01
Travée	3.39	1,57	3.39	5T10 = 3,93

Tableau III.19:Résultats

3) **Vérification de l'effort tranchant :** (BAEL 91 A.5.1, 1 ; p 33)

$$u = \frac{T_u}{b \cdot d} \Rightarrow u = \frac{23583.562}{1000 \times 130} = 0.181 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites, La fissuration est préjudiciable, alors : (BAEL 91 A.5.1, 211 ; p 34)

$$\bar{\mu} = \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{1.15} ; 4 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \bar{\mu} = 3.26 \text{ MPa}$$

$$u = 0.181 \text{ MPA} \quad \bar{\mu} = 3.26 \text{ MPA} \quad (\text{c.v})$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

4) **Les armatures de répartition :**

$$A_t = \frac{A_l}{4}$$

Désignation	A _t (cm ²)		A _{rdp} (cm ²)	
	Type (a)	Type (b)	Type (a)	Type (b)
Travée	1.3848	0.8475	3Ø8 = 1,51 cm ²	3Ø6 = 0,85 cm ²
Appuis	0.4728	0.3925	3Ø6 = 0,85 cm ²	3Ø6 = 0,85 cm ²

Tableau III.20 : Armatures de répartition

5) **Espacement entre les armatures :** (BAEL91 A.8.2, 42)

a- **Armatures longitudinales :**

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

$$\text{La paillasse (a):} \begin{cases} \text{Travée} & S_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm} \\ \text{Appuis} & S_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm} \end{cases}$$

$$\text{La paillasse (b):} \begin{cases} \text{Travée} & S_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm} \\ \text{Appuis} & S_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm} \end{cases}$$

b- **Armatures transversales :**

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

$$\text{La paillasse (a):} \begin{cases} \text{Travée} & S_t = \frac{100}{3} = 33\text{cm (appuis)} \\ \text{Appuis} & S_t = \frac{100}{3} = 33\text{cm (Travée)} \end{cases}$$

$$\text{La paillasse (b):} \begin{cases} \text{Travée} & S_t = \frac{100}{3} = 33\text{cm (appuis)} \\ \text{Appuis} & S_t = \frac{100}{3} = 33\text{cm (Travée)} \end{cases}$$

6)-**Vérification de la flèche :** (BAEL91 B.6.5, 1 p 85) :

$$\text{La paillasse (a):} \begin{cases} 1) \frac{h}{L} \frac{M_t}{10M_o} \Rightarrow M_t = 0.85 M_o \Rightarrow \\ \frac{15}{475} = 0.032 \quad \frac{0.85}{10} = 0.085 \Rightarrow M_t = 0.085 M_o \quad (\text{C. NV}) \\ 2) : \frac{A}{b_o \cdot d} \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{6,79}{100 \times 13} = 0.0052 \quad 0.0105 \quad (\text{C. V}) \\ 3) : \frac{h}{L} \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{475} = 0.032 \quad \frac{1}{16} = 0.0625 \quad (\text{C. NV}) \end{cases}$$

$$\text{La paille (b):} \begin{cases} 1) \frac{h}{L} \frac{Mt}{10M_0} \Rightarrow Mt = 0.85 M_0 \Rightarrow \\ \frac{15}{358} = 0.042 \quad \frac{0.85}{10} = 0.085 \Rightarrow Mt = 0.085 M_0 \quad (\text{C. NV}) \\ 2) : \frac{A}{b_0 \cdot d} \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.93}{100 \times 13} = 0.0030 \quad 0.0105 \quad (\text{C. V}) \\ 3) : \frac{h}{L} \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{358} = 0.042 \quad \frac{1}{16} = 0.0625 \quad (\text{C. NV}) \end{cases}$$

Comme les conditions (1) et (3) ne sont pas vérifiées, donc il faut évaluer la flèche.

a. **Evaluation des flèches** (BAEL91 B.6.5, 2 p 87) :

La part de la flèche totale Δ_{ft} qui doit être comparée aux limites admissibles a pour valeur

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

Pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L au plus égale à 5 m (BAEL 91 B.6.5, 3 p 88); $f_{adm} = L / 500$

1) **La paille (a) :**

• **position de l'axe neutre :**

$$\frac{b \cdot y^2}{2} - 15 A(d - y) \Rightarrow \frac{100 \cdot y^2}{2} - 15 (6.79)(13 - y)$$

$$\Rightarrow 50 y^2 + 101.85y - 1324.05 = 0$$

La racine positive donne $\Rightarrow y = 4.23\text{cm}$

• **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \cdot y^3}{12} + 15 A(d - y)^2 \Rightarrow I = \frac{100 \cdot (4.23)^3}{12} + 15 (6.79)(13 - 4.23)^2$$

$$\Rightarrow I = 8464.304\text{cm}^4$$

• **Déformation instantanée :**

$$= i = \frac{0.02 f_t 28}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho}$$

$$= \frac{A}{b_0 d} \Rightarrow = \frac{6.79}{100 \times 13} = 0.00522$$

$$b = b_0 \Rightarrow i = \frac{0.02 \times 2.1}{(5 \times 0.00522)} = 4.023$$

$$= v = \frac{0.02 f_t 28}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{2}{5} i \Rightarrow v = \frac{2}{5} 4.023 \Rightarrow v = 1.6092$$

• **Calcul du moment fléchissant à E.L.S :**

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

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

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

$$g_{eq} = \frac{(G_1 \times L_1) + (G_2 \times L_2)}{L_1 + L_2} \Rightarrow g_{eq} = \frac{(7270 \times 1.80) + (4650 \times 2.95)}{1.80 + 2.95}$$

$$\Rightarrow g_{eq} = 5642.842 \text{ N/ml}$$

$$J_{eq} = \frac{(J_1 \times L_1) + (J_2 \times L_2)}{L_1 + L_2} \Rightarrow J_{eq} = \frac{(6370 \times 1.80) + (3750 \times 2.95)}{1.80 + 2.95}$$

$$\Rightarrow J_{eq} = 4742.842 \text{ N/ml}$$

$$P = g_{eq} + Q \Rightarrow P = 5642.842 + 2500 = 8142.842 \text{ N/ml}$$

$$M_g = \frac{g \cdot l^2}{8} \Rightarrow M_g = \frac{5642.842 \times (4.75)^2}{8} = 15914.578 \text{ N/ml}$$

$$M_j = \frac{j \cdot l^2}{8} \Rightarrow M_j = \frac{4742.842 \times (4.75)^2}{8} = 13376.297 \text{ N/ml}$$

$$M_p = \frac{p \cdot l^2}{8} \Rightarrow M_p = \frac{8142.842 \times (4.75)^2}{8} = 22965.359 \text{ N/ml}$$

• **Calcul des contraintes:**

Les contraintes seront calculées par la formule suivante :

$$\sigma = 15M \frac{(-y)}{I}$$

$$\sigma_g = 15M_g \frac{(-y)}{I} \Rightarrow = 15(15914.578) \frac{(13-4.23)}{8464.304} = 247.340 \text{ MPa}$$

$$\sigma_j = 15M_j \frac{(d-y)}{I} \Rightarrow = 15(13376.297) \frac{(13-4.23)}{8464.304} = 207.891 \text{ MPa}$$

$$\sigma_p = 15M_p \frac{(d-y)}{I} \Rightarrow = 15(22965.359) \frac{(13-4.23)}{8464.304} = 356.922 \text{ MPa}$$

• **Déformation de longue durée :**

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \text{ ft}28}{4\rho\sigma_s + \text{ft}28}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \text{ ft}28}{4 \frac{1.75 \times 2.1}{g + \text{ft}28}} \Rightarrow \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4(0.00522 \times 247.340) + 2.1} = 0.49$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \cdot ft_{28}}{4 \cdot j + ft_{28}} \Rightarrow \mu_j = 1 - \frac{1.75 \cdot 2.1}{4(0.00522 \cdot 207.891) + 2.1} = 0.43$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \cdot ft_{28}}{4 \cdot p + ft_{28}} \Rightarrow \mu_p = 1 - \frac{1.75 \cdot 2.1}{4(0.00522 \cdot 356.922) + 2.1} = 0.62$$

• **Calcul des moments d'inerties fictifs :**

$$I = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \alpha \cdot \mu}$$

$$I_{gi} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + i \cdot \mu_g} \Rightarrow I = \frac{1.1 \cdot (8464.304)}{1 + (4.023 \cdot 0.49)} = 3133.587 \text{ cm}^4$$

$$I_{gv} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + v \cdot \mu_g} \Rightarrow I = \frac{1.1 \cdot (8464.304)}{1 + (1.6092 \cdot 0.49)} = 5205.867 \text{ cm}^4$$

$$I_{jj} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + i \cdot \mu_j} \Rightarrow I = \frac{1.1 \cdot (8464.304)}{1 + (4.023 \cdot 0.43)} = 3410.663 \text{ cm}^4$$

$$I_{pp} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + i \cdot \mu_p} \Rightarrow I = \frac{1.1 \cdot (8464.304)}{1 + (4.023 \cdot 0.62)} = 2664.580 \text{ cm}^4$$

• **Calcul des flèches :**

Les flèches f_v et f_i sont données par la formule qui suit :

$$f = \frac{M \cdot l^2}{10 \cdot E \cdot I}$$

On a : $E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa}$; $E_{vj} = 10818.87 \text{ MPa}$

$$f_{gv} = \frac{M_g \cdot l^2}{10 \cdot E_{vj} \cdot I_{gv}} \Rightarrow f_{gv} = \frac{15914.578 \cdot (4.75)^2 \cdot 10^4}{10 \cdot 10818.87 \cdot 5205.867} = 6.38 \text{ mm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_g \cdot l^2}{10 \cdot E_{ij} \cdot I_{gi}} \Rightarrow f_{ji} = \frac{15914.578 \cdot (4.75)^2 \cdot 10^4}{10 \cdot 32164.195 \cdot 3133.587} = 3.56 \text{ mm}$$

$$f_j = \frac{M_j \cdot l^2}{10 \cdot E_{ij} \cdot I_{jj}} \Rightarrow f_j = \frac{13376.297 \cdot (4.75)^2 \cdot 10^4}{10 \cdot 32164.195 \cdot 3410.663} = 6.38 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \cdot l^2}{10 \cdot E_{ij} \cdot I_{pp}} \Rightarrow f_{pi} = \frac{22965.359 \cdot (4.75)^2 \cdot 10^4}{10 \cdot 32164.195 \cdot 2664.580} = 6.05 \text{ mm}$$

Donc le total est :

$$f_t = f_{gv} - f_j + f_{pi} - f_{ji} < f_{adm} = \frac{l}{500}$$

$$f_t = 6.38 - 6.38 + 6.05 - 3.56 = 2.49 \text{ mm} < f_{adm} = \frac{4750}{500} = 9.5 \text{ mm}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

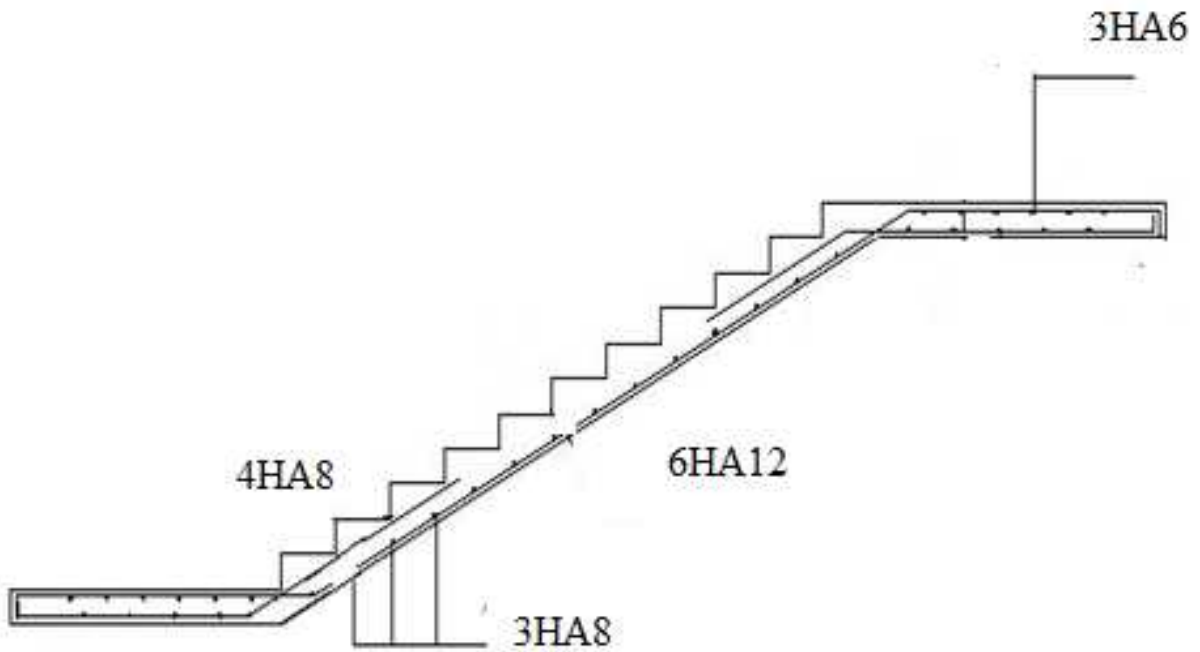


Figure III.31 : Présentation du ferrailage de volé 1

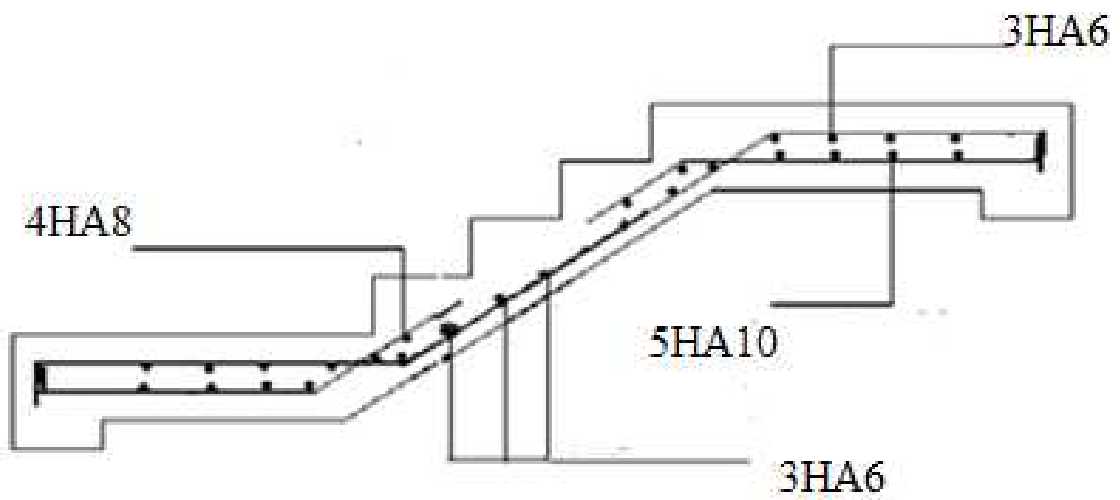


Figure III.31 : Présentation du ferrailage de volé 2

III.6. Etude de l'ascenseur :

III.6.1 Introduction

L'ascenseur est un appareil élévateur, permettant le déplacement vertical aux différents niveaux du bâtiment.

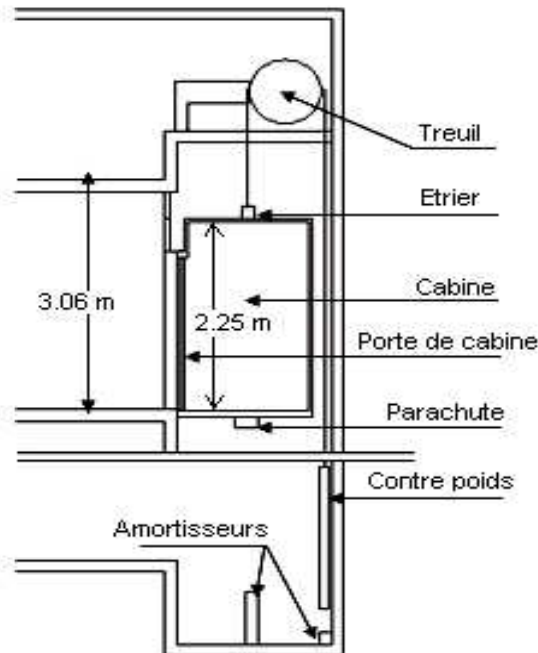


Figure III.32 : l'ascenseur

L'ascenseur adopté est de model **SCHINDLER SMART MRL 001**.

Les caracteristiques de ce dernier sont :

Poids (Kg):	Cabine	=	595 + 549Kg
	Contre poids	=	910 + 921Kg
	Charge	=	630Kg
	Treuil	=	400Kg
	Les cables	=	250Kg
	Capacité	=	8 personnes
	Course	=	40m
	Vitesses	=	1m/s
	Puissance moteur	=	6.7 Kw

Charge permanente de la machine = $595 + 910 + 400 + 250 + 549 + 921$

Poids de la machine $C = 35.56 \text{ KN}$ $P = 6.3 \text{ KN}$

Poids de contre poids $q = 17.96 \text{ KN}$

V.6.2. Détermination de la force d'inertie

$$F = m \times g \text{ avec } g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

$$C + P - T_1 = (m_c + m_p) \cdot a \quad (a = 0.5) \text{ donnée technique}$$

$$T_1 = (3.55 + 0.630) \times 0.5 + 35.56 + 17.96 = 55.61 \text{ KN}$$

$$F_i = T_1 + T_2 \quad \text{dont } T_1 = T_2$$

$$F_i = 2T_1 = 111.22 \text{ KN}$$

- Charge Permanente $G = 9.2 \text{ KN/m}^2$
- Charge d'exploitation $Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$

V6.3.Répartition des charges sur la dalle

$$S = (1.65 \times 1.6) = 2.64 \text{ m}^2$$

- Charge permanente: $C + q = 53.52 / 2.64 = 20.27 \text{ KN/m}^2$
 $C + q + G = 9.2 + 20.27 = 29.47 \text{ KN/m}^2$
- Charge d'exploitation: $P = 6.3 / 2.64 = 2.38 \text{ KN/m}^2$
 $P + Q = 2.38 + 1 = 3.38 \text{ KN/m}^2$

$$F_p = D \times (p + c) = 2 \times (35.56 + 6.3) = 41.86 \text{ KN}$$

$$F_i + F_p = \frac{153.08}{2.64} = 57.98 \text{ KN/m}^2$$

V.6.4. Combinaison des actions

$$\text{ELU: } P_u = 1.35 \times (29.47) + 1.5 \times (3.38) + 1.2 \times (57.98) = 144.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS: } P_s = 29.47 + 3.38 + 57.98 = 90.83 \text{ KN/m}^2$$

Calcul de la dalle: $l_x = 1.60 \text{ m}$ $l_y = 1.65 \text{ m}$

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{1.6}{1.65} = 0.96 > 0.4 \quad \text{la dalle travail dans les deux sens}$$

$$M_{ox}^u = \mu_x \times P_u \times l_x^2$$

$$M_{ox}^s = \mu_x \times P_s \times l_x^2$$

$$M_{oy}^u = \mu_y \times M_{ox}^u$$

$$M_{oy}^s = \mu_y \times M_{ox}^s$$

Lx(m)	Ly(m)		ELU				ELS			
			μ_x	μ_y	M_{ox}^u (KNm)	M_{oy}^u (KNm)	μ_x	μ_y	M_{ox}^s (KNm)	M_{oy}^s (KNm)
1.6	1.65	0.96	0.0401	0.911	14.84	13.51	0.0475	0.939	11.04	10.37

Tableau III.21 : Combinaison des actions

Sollicitations sur la dalle de la machine

La dalle repose sur 4 appuis

Sens X-X:

$$M_{tx} = 0.75 \times M_{ox} = 11.13 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = 0.75 \times M_{ox} = -7.42 \text{ KN.m}$$

Sens Y-Y:

$$M_{ty} = 0.75 \times M_{oy} = 10.14 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.75 \times M_{oy} = -6.76 \text{ KN.m}$$

V.6.5. Ferrailage de la dalle

a/ Armature longitudinale:

Puisque les moments sont les mêmes dans les deux sens donc le ferrailage sera le même

- Sens X-X et Y-Y

$$\text{Travée: } \mu_x = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{11.13 \times 10^{-3}}{1 \times (0.17)^2 \times 14.2} = 0.016 < 0.391 \text{ Donc } A_s' = 0$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{z \times f_{bc}} = \frac{1.13 \times 10^{-3}}{0.134 \times 348} \Rightarrow A_s = 2.38 \text{ cm}^2$$

On adopte **4T10 = 3.14 cm²**

Appuis:

$$\mu_x = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{7.42 \times 10^{-3}}{1 \times (0.155)^2 \times 14.2} = 0.004 < 0.391 \text{ Donc } A_s' = 0$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{z \times f_{bc}} = \frac{1.13 \times 10^{-3}}{0.135 \times 348} \Rightarrow A_s = 1.58 \text{ cm}^2$$

On adopte **4T8 = 2.01 cm²**

b/ La section d'armature minimale : (condition de non fragilité)

- Suivant lx: $A_{\min} = 0.8\%$ pour FeE400
 $A_{y, \min} = 0.08 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2$
- Suivant ly: $A_{x \min} = \frac{3-\alpha}{2} \times A_s = \frac{3-0.96}{2} \times 1.2 = 1.22 \text{ cm}^2$

c/ L'espacement :

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

On prend $S_t = 25\text{cm}$ pour les deux sens

d/ Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{ux} = \frac{P_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{a}{2}} = \frac{144.5 \times 1.6}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.96}{2}} = 78.10 \text{ KN}$$

$$V_{uy} = \frac{P_u \times l_y}{3} = \frac{144.5 \times 1.65}{3} = 79.47 \text{ KN}$$

$$V_u \leq 0.07 \times f_{c28} \times b \times d / \gamma_b \quad (\text{BAEL 91 A.5.2})$$

$$V_u \leq 0.07 \times 25 \times 1 \times 0.135 / 1.5 = 0.157$$

$$0.157 \leq 0.198 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc les armatures de l'effort tranchant ne sont pas nécessaires

e/ Vérification a l'ELS:

$$= \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{bc}}{100} \quad \text{Sachant que } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{14.48}{11.04} = 1.31$$

$$u = \frac{1.31 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.405$$

f/ Vérification de la flèche :

D'après le BAEL 91 on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si :

$$\frac{h}{L} \leq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \leq 0.1 \frac{M_t}{M_0}$$

$$A_s \leq 4.2 \frac{b \times d}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{160} = 0.12 \quad \frac{1}{16} = 0.0625 \text{ La première condition est vérifiée.}$$

$$0.1 \frac{M_t}{M_0} = 0.075 < 0.12 \quad \text{La deuxième condition est vérifiée.}$$

$$4.2 \frac{b \times d}{f_e} = 4.2 \frac{100 \times 13.5}{400} = 14.17 > A_s = 3.14 \text{ cm}^2 \text{ La troisième condition est vérifiée}$$

g/ Ferrailage final :

Sens	Position	As (cm ²)	As adopté (cm ²)
X-X et Y-Y	Travée	2.38	4T10 (3.14)
	Appuis	1.58	4T8 (2.01)

Tableau V.22 : Ferrailage final de la dalle de la machine

V.6.6.Ferraillage de la dalle de la machine :

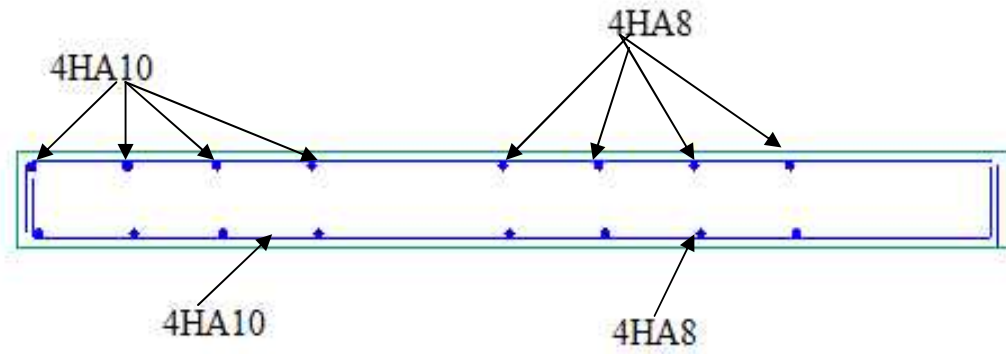


Figure V.33 : Ferraillage de la dalle de la machine

Chapitre IV :Etude dynamique et sismique

IV1. Introduction :

Les tremblements de terre ont présenté depuis toujours un des plus graves désastres pour l'humanité. Leur apparition brusque et surtout imprévue, la violence des forces mises en jeu, l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations.

Parfois, les dommages sont comparables à un budget national annuel pour un pays, surtout si ses ressources sont limitées.

Une catastrophe sismique peut engendrer une grave crise économique, ou au moins une brusque diminution du niveau de vie dans toute une région pendant une longue période.

L'une des questions qui se posent est : Comment limiter les endommagements causés aux constructions par le séisme ?

Il est donc nécessaire de construire des structures résistant aux séismes en zone sismique.

- **Objectif de l'étude dynamique :**

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces Vibrations Libres Non Amorties (VLNA).

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

- **Détermination des fréquences et modes propres :**

Une structure classique idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle peut vibrer indéfiniment tant qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie.

Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

L'équation du mouvement d'un système se déplaçant librement sans amortissement (VLNA) s'écrit :

$$[M]\{\ddot{X}(t)\} + [K]\{X(t)\} = 0 \quad (1)$$

Où :

\ddot{X} et X : représentent le vecteur des accélérations et le vecteur des déplacements respectivement de la structure.

$[M]$: représente la matrice masse de la structure.

$[K]$: représente la matrice de rigidité de la structure.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté en vibrations libres non amorties (VLNA), nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Dans chaque mode propre de vibration, chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui peut s'écrire :

$$\{X(t)\} = \{A\}\sin(\omega t + \varphi) \quad (2)$$

Avec :

$\{A\}$: vecteur des amplitudes

ω : fréquence de vibration

φ : angle de déphasage

Les accélérations en VLNA sont alors données par :

$$\{\ddot{X}(t)\} = -\omega^2\{A\}\sin(\omega t + \varphi)$$

En reportant les équations (2) et (3) dans l'équation (1), on aura :

$$[K] - \omega^2[M]\{A\}\sin(\omega t + \varphi) = 0 \quad (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quelque soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$[K] - \omega^2[M]\{A\} = 0 \quad (5)$$

Ce système d'équation est un système à (N) inconnues A_i . C'est un système d'équation homogène qui ne peut admettre une solution non- nulle que si le déterminant de la matrice carrée s'annule, c'est à dire :

$$\det[[K] - \omega^2[M]] = 0 \quad (6)$$

L'expression ci-dessus est appelée « Equation caractéristique ».

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (2N) en (ω).

Les N solutions ($\omega_1^2, \omega_2^2, \dots, \omega_n^2$) sont les carrés des pulsations propres des (N) modes des vibrations possibles.

Le 1^{er} mode vibratoire correspond à ω_1 et est appelé mode fondamental ($\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n$).

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre $\{A\}_j$ ou forme modale.

- **Les différentes méthodes de calcul sismique :**

L'évaluation des forces sismiques s'effectue suivant l'une des trois méthodes suivantes :

- La méthode statique équivalente,
- La méthode d'analyse dynamique modale spectrale,
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

- **La méthode statique équivalente :**

- **Principe :**

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 à ceux de l'action sismique. Ces forces sismiques horizontales équivalentes sont considérées appliquées successivement suivant les deux directions des axes principales du plan horizontal de la structure.

- **Modélisation :**

- Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau,
- La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des sections non fissurées pour les structures en béton armé,
- Seul le mode fondamentale de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

- **Domaine d'application :**

La méthode statique équivalente s'applique aux bâtiments ou blocs qui présentent des régularités en plans et en élévations avec une hauteur totale qui ne dépasse les 65 m en zones I et II-a et 30 m en zones II-b et III, si non ces bâtiments ou blocs doivent respecter les conditions présentés dans l'article 4.1.2 des règles RPA99v2003.

- **La méthode dynamique modale spectrale :**

- **Principe :**

Cette méthode consiste à rechercher sur chaque mode propre, le maximum de réponse, dont on déduit la valeur maximum probable des efforts. Elle nécessite la connaissance du spectre de réponse de la secousse sismique qui représente le système de chargement sismique appliquée à la structure.

- **Domaine d'application :**

La méthode dynamique modale spectrale est appliquée pour tous les cas de bâtiment, et en particulier dans les cas où la méthode statique équivalente est inapplicable.

- **La méthode dynamique par accélérogramme :**

- **Principe :**

Cette méthode est fondée sur l'étude des efforts dans la structure en fonction du temps, elle nécessite la donnée d'un accélérogramme et impose en pratique l'usage de l'ordinateur.

La structure est supposé soumise à un séisme qui provoque des mouvements du sol dans une direction donnée, définie par l'accélérogramme. Elle est représentée par un model dont on calcul la matrice de raideur K , la matrice des masses M et l'amortissement que l'on suppose en générale identique pour tous les modes.

- **Domaine d'application :**

Elle s'applique au cas par cas pour les structures de grande importance par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisés, ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

- **Vérification de la régularité:**

Cette vérification sera conduite suivant les conditions prescrites par l'article 3.5 des règles RPA99v2003 comme suit :

- **Régularité en plan:**

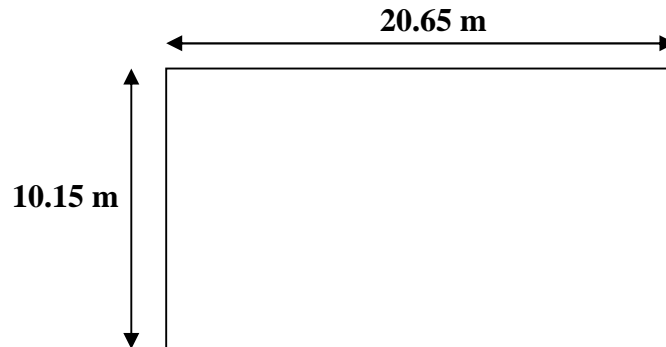


Figure. IV.1. Régularité en plan.

On a :

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{20,65}{10,15} = 2,03$$

$$\Rightarrow 0,25 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 4$$

$$\Rightarrow 0,25 \leq \frac{20,65}{10,15} \leq 4$$

$$\Rightarrow 0,25 \leq 2,03 \leq 4$$

Par conséquent la structure est régulière en plan

- **Régularité en élévation :**

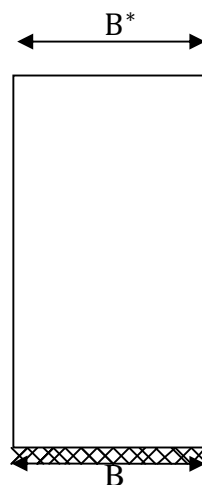


Figure IV.2 : Régularité en élévation

$$\frac{B^*}{B} = 1 \geq 0.67$$

Par conséquent la structure est régulière en élévation.

- **Conclusion :**

Les critères de classification des ouvrages selon leur configuration dictés par l'article 3.5 des règles RPA99v2003 page 30 nous montre que la structure est régulier en plan et en élévation, en plus ils vérifier les conditions complémentaires de l'application de la méthode statique équivalente définies dans l'article 4.1.2 des mêmes règles (conditions d'hauteur limite), donc le deux méthode et applicable

On doit utiliser la méthode dynamique modale spectrale pour l'analyse sismique.

- **Calcul des efforts sismiques selon la méthode dynamique modale spectrale :**

- **Introduction :**

Le calcul dynamique manuellement très laborieux, et nécessite beaucoup de temps et d'efforts, donc on va calculer les efforts sismiques par la méthode dynamique modale spectrale en servant d'un logiciel de calcul sur ordinateur pour l'analyse modale et sismique, et qui va nous donner les résultats suivantes :

- Les périodes naturels de la structure pour chaque mode de vibration,
- Les formes modales (les déformés),
- Les valeurs propres,
- Les taux de participation massique,
- Les masses modales (pourcentage de participation des masses modales),
- Les moments d'inertie massiques,
- Les coordonnées des centres de gravité et de rigidité des différents étages,
- Les déplacements horizontaux des CDG d'étages sous les forces sismique,
- La répartition des forces sismiques en étages, les forces pseudo-élastiques ainsi que les forces d'interaction.

- **Présentation du logiciel de calcul :**

Les principaux caractéristiques du progiciel Robot sont les suivantes :

- La définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu pour cet effet,
- La possibilité d'importer la géométrie de la structure définie dans un autre logiciel CAO/DAO,
- La possibilité de présentation graphique sur la structure étudiée ou par des tableaux les différents types de résultats de calcul (efforts internes, déplacements, contraintes, etc.)

- **Modélisation de la structure :**

- **Définition:**

La modélisation est la détermination d'un modèle réduit de calcul tenant compte, le plus correctement possible, de la masse et de la raideur de tous les éléments de la structure, afin de reproduire le plus proche que possible son réel comportement. C'est aussi une phase essentielle pour l'étude de la réponse à une secousse sismique.

- **Modélisation de la structure sur le logiciel ROBOT :**

Les étapes de la modélisation sont enchaînées comme suit :

- Introduction des données géométriques de la structure :

L'introduction des dimensions géométriques de la structure se fait à l'aide des lignes fictifs dites lignes de construction, se sont des lignes qui nous permettent de positionner avec exactitude les différents éléments de la structure. Ils nous permettent aussi de visualiser l'axonométrie des éléments ainsi la cote de chaque niveau.

- Modélisation des éléments linéaires :

Les éléments linaires de la structure (poteaux, poutres) sont modélisés par des éléments barres à deux nœuds aux extrémités, on introduisant les dimensions de la section transversale et la nature du matériau constitutif.

- Modélisation des éléments surfaciques :

Les éléments surfaciques de la structure (dalles, voiles) sont modélisés par des membranes plans, avec une épaisseur spécifique pour chaque type d'éléments, et un matériau constitutif qui est le béton armée.

En plus de la modélisation précédente, on doit accorder une particularité aux dalles on créant des liaisons rigides entre les différents nœuds de chaque dalle pour modéliser en quelque sort, l'effet diaphragme rigide des planchers qui impose que tous les nœuds subits la même translation horizontale suivant les deux directions de calcul, et la même rotation par rapport à l'axe vertical.

- Modélisation des fondations :

Les fondations sont modélisés par des appuis de type encastrement parfait, noeudaux sous les poteaux et linéaires sous les voiles. Ces appuis assurent le blocage de tous les degrés de liberté en espace (3 translations, et 3 rotations).

- Chargement de la structure :

En plus du poids propre des éléments de la structure, qui est pris automatiquement par le logiciel, on doit créer les cas de charges permanentes et d'exploitation, puis on procède au chargement en fonction du type des éléments à chargés, c'est-à-dire les charges surfaciques pour les dalles et les charges linéairement réparties pour les poutres.

Le chargement sismique est introduit par la baie d'un spectre de calcul propre à la zone de la wilaya de GUELMA

- Modélisation des masses :

Les masses modales dynamiques sur Robot sont modélisées par la conversion des cas de charges statiques permanents et d'exploitation en masses concentrées au niveau des centres de gravités des étages.

IV.2. Etude sismique :

- **Introduction :**

Notre structure étant implantée en zone sismique IIa et vu les dégâts énormes que peut engendrer un séisme, une étude sismique s'impose. Ainsi, le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme repose sur l'évaluation des charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est

Conduite par le logiciel *ROBOT* qui utilise une approche dynamique basée sur le principe de la superposition modale.

- **Choix de la méthode de calcul :**

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

1. Par la méthode statique équivalente.
2. Par la méthode d'analyse modale spectrale.
3. Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Le principe de la méthode d'analyse modale spectrale est de rechercher pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

L'action sismique est simulée grâce à un spectre de réponse. Le comportement supposé élastique de la structure, permet le calcul des modes propres.

- **Spectre de réponse de calcul :**

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5y \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5y(1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5y(1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 0.3s \\ 2.5y(1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 0.3s \end{cases}$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone.

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

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \kappa)} \geq 0.7$$

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

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : facteur de qualité.

• **Résultantes des forces sismiques de calcul :**

L'une des vérifications préconisée par le RPA99 version 2003 (art 4.3.6) est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de celle déterminée par l'utilisation de la méthode statique équivalente V .

Si $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport :

$$r = \frac{0.8V}{V_t}$$

• **Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalent :**

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

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

- A : coef d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99/version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment

Dans notre cas, on est dans une Zone de type *Ila* et un Groupe d'usage 2.

Nous trouverons : $A = 0.15$

- D : est un facteur d'amplification dynamique moyen qui est fonction de la catégorie de site du facteur de d'amortissement (γ) et de la période fondamental de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5 \gamma & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \gamma (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \end{cases}$$

Avec T_2 : période caractéristique associée a la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99/ version 2003, (site ferme S_3) :

$$T_2(S_3) = 0.5 \text{ sec}$$

y : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$y = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$$

Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ est donnée par le tableau 4.2 du RPA99/ version 2003 page 35 :

$$\xi = 7 \%$$

$$D'où \eta = 0,88 > 0.7$$

$$y = \mathbf{0,88}$$

- **Estimation de la période fondamentale :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser est donnée par le RPA99/version2003 par la formule:

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec:

h_N : hauteur mesurée en mètre a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) :

$$h_N = 25.5 \text{ m}$$

C_T : est un coefficient qui est fonction du système de contreventement, du type de remplage et est donné par le tableau 4.6 du RPA99/version2003

On a un contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé :

$$D'où : C_T = \mathbf{0.05}$$

$$Donc : T = 0,05 \times (25.5)^{3/4} = 0,57s$$

Dans notre cas (structure mixte), on peut également utiliser la formule suivante:

$$T = 0,09 h_n / \sqrt{D}$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul.

a)- sens transversale :

$$T_x = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D_x}} = \frac{0.09 \times 25,5}{\sqrt{20,65}} = 0.505 \text{ sec} \Rightarrow T_x = 0.51 \text{ sec}$$

b)- sens longitudinale :

$$T_y = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_y}} = \frac{0.09 \times 25,5}{\sqrt{10,15}} = 0.72 \text{ sec} \Rightarrow T_y = 0.72 \text{ sec}$$

D'après RPA99/version 2003, il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction.

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_x=0,51s \\ T_y= 0,72s \end{array} \right.$$

On a : $T_2 = 0,5 < T < 3s$ donc $D = 2,5 \eta(T_2/T)^{2/3}$

D'où :

- $D_x = 2,5 \times 0,88 (0,5 / 0,51)^{2/3} = 2,17$
- $D_y = 2,5 \times 0,88 (0,5 / 0,72)^{2/3} = 1,72$
- **R** : coefficient de comportement global de la structure

Sa valeur est donnée par le tableau 4.3, page 38 de RPA 99/ version 2003, en fonction du système de contreventement.

Pour une structure mixte (portiques contreventés par des voiles) : **R = 5**

$$R = 5 \quad (\text{Tab 4.3, page 38 Art 4.2.3})$$

Q : est le facteur de qualité et est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments de construction.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité de contrôle de la construction.

Sa valeur est déterminé par la formule : $Q = 1 + \Sigma P_a (4 - 4)$ le **RPA99** version 2003 (art 4.2.3, page 39)

A partir du tableau 4.4 de RPA 99 version 2003 page 41 on trouve : **Q = 1.15**

W : poids total de la structure.

W est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i).

$$W = \Sigma w_i$$

Avec :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids du aux charges permanents et à celles des équipements fixes solidaires de la structure.

W_{Qi} : charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau suivant du RPA99 version 2003.

Dans notre cas, (le bâtiment à usage d'habitation) $s = 0,20$.

Donc à chaque niveau : $W_i = W_{Gi} + 0,2W_{Qi}$

Niveau	W_i (kg)
1	501277,90
2	447137,82
3	447137,82
4	394030,22
5	394030,22
6	394030,22
7	358926,49
8	394388,20

Tableau IV.1 : Valeurs de poids a chaque niveau

Poids total de la structure après le calcul des masses de chaque niveau suivent la Fig suivant

Donc : **Masse = $W_t = 3330958.89$ (kg)** (le poids a été automatique avec robot 2014

Paramètres	Valeurs numériques
A	0.15
D_x, D_y	2,17- 1,72
Q	1,15
R	5
W (Kg)	2342458.22
T_x, T_y (s)	0,51- 0,72
y	0,88

Tableau IV.2 : Résumé des résultats

Donc on a : $V = \frac{A \cdot D_x \cdot Q}{R} \cdot W$

$$V_{xstat} = \frac{A \cdot D_x \cdot Q}{R} \cdot W = \frac{0.15 \times 2.17 \times 1.15}{5} \times 3330958.89$$

$$V_{xstat} = 249372.2373 \text{ Kg} = 2493.7224 \text{ KN}$$

$$V_{ystat} = \frac{A \cdot D_y \cdot Q}{R} \cdot W = \frac{0.15 \times 1.72 \times 1.15}{5} \times 3330958.89$$

$$V_{ystat} = 197659.1005 \text{ Kg} = 1976.591 \text{ KN}$$

• **Nombre de modes à considérer :**

D'après le RPA99/version2003 (article 4.3.4 -a) :

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

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

- où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

$$K= 3 (N)^{1/2} \quad \text{et } T_K < 0,20$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_k la période du mode K.

• **Résultats de calcul (ROBOT)**

- **Périodes et facteurs de participation modale :**

Après l'analyse automatique par le logiciel ROBOT version 2014, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau ci-dessous.

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Nature	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
4/1	1,41	0,71	73,05	0,00	Trans.x	73,05	0,00
4/2	1,71	0,58	73,05	70,01	Trans.y	0,00	70,01
4/3	1,96	0,51	73,12	70,01	Torsion	0,07	0,00
4/4	4,69	0,21	87,71	70,01	Trans x	14,59	0,00
4/5	6,19	0,16	87,71	87,45	Trans y	0,00	17,44
4/6	7,02	0,14	87,73	87,45	Torsion	0,02	0,00
4/7	9,70	0,10	93,46	87,45	Trans x	5,73	0,00
4/8	13,55	0,07	93,46	93,84	Trans y	0,00	6,38

Tableau IV.3: Périodes et facteurs de participation massique du modèle

$$K= 3 (8)^{1/2} \quad K= 8 \text{ modes}$$

$$T_K = 0,07 < 0,20 \quad \dots\dots\dots \text{ C'est vérifié.}$$

- **Remarque:**

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir les résultats suivants:

Une période fondamentale $T_{dyn} = 0,71$ s.

RPA99/version 2003 préconise (Art 4.2.4.4), qu'il faut que la valeur de T_{dyn} calculée par la méthode numérique, ne dépasse pas la valeur T_e estimée par les méthodes empiriques appropriées de plus de 30%.

On a : $1,3 \times T_e = 0,74 > T_{dyn} = 0,71$ (la condition est donc vérifiée).

Le premier et le deuxième mode sont des translations suivant les axes (yy') et (xx') successivement.

Le troisième mode c'est un mode de torsion.

Les 8 premiers modes sont nécessaires pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99version 2003).

- **Les schémas des trois premiers modes de vibration.**

Les trois premiers modes de vibration engendrés de cette deuxième disposition des voiles, sont schématisés ci-après.

Mode (1):

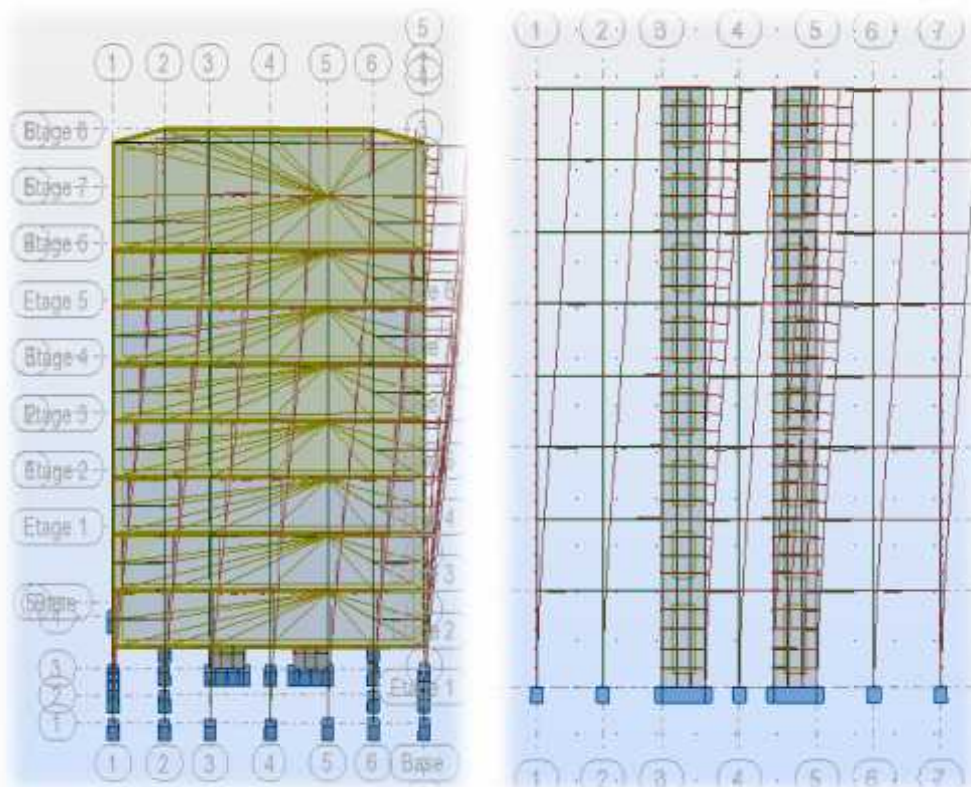


Figure IV.3 : mode 1

Mode (2)

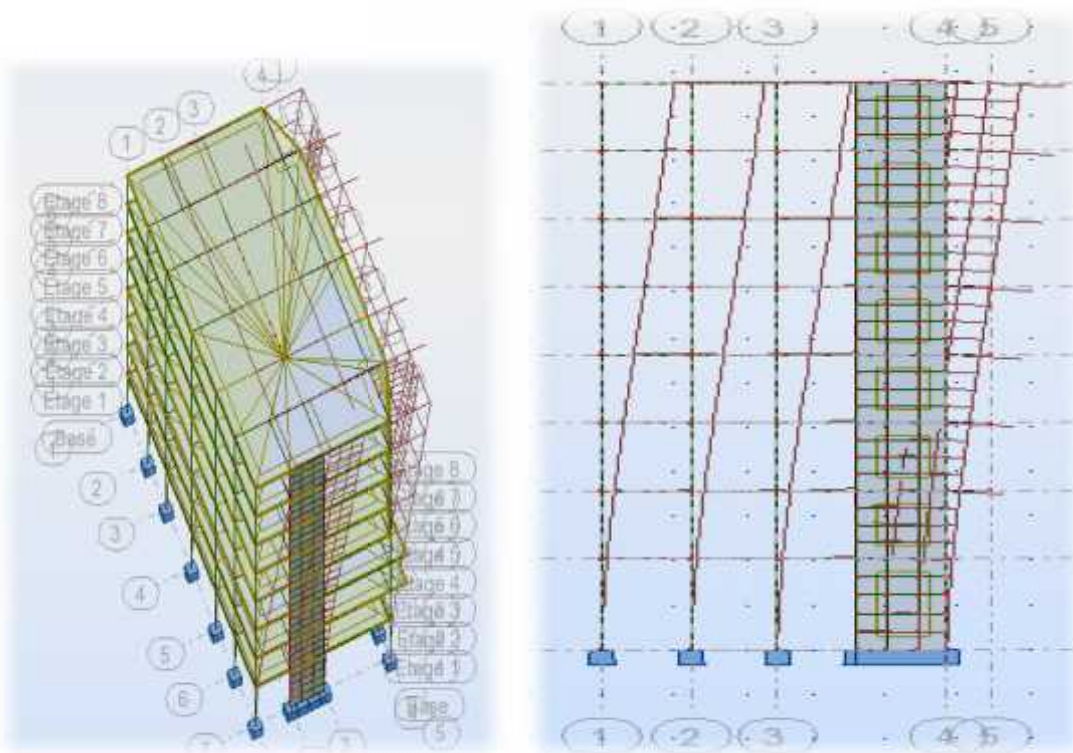


Figure IV.4 : mode 2

Mode (3):

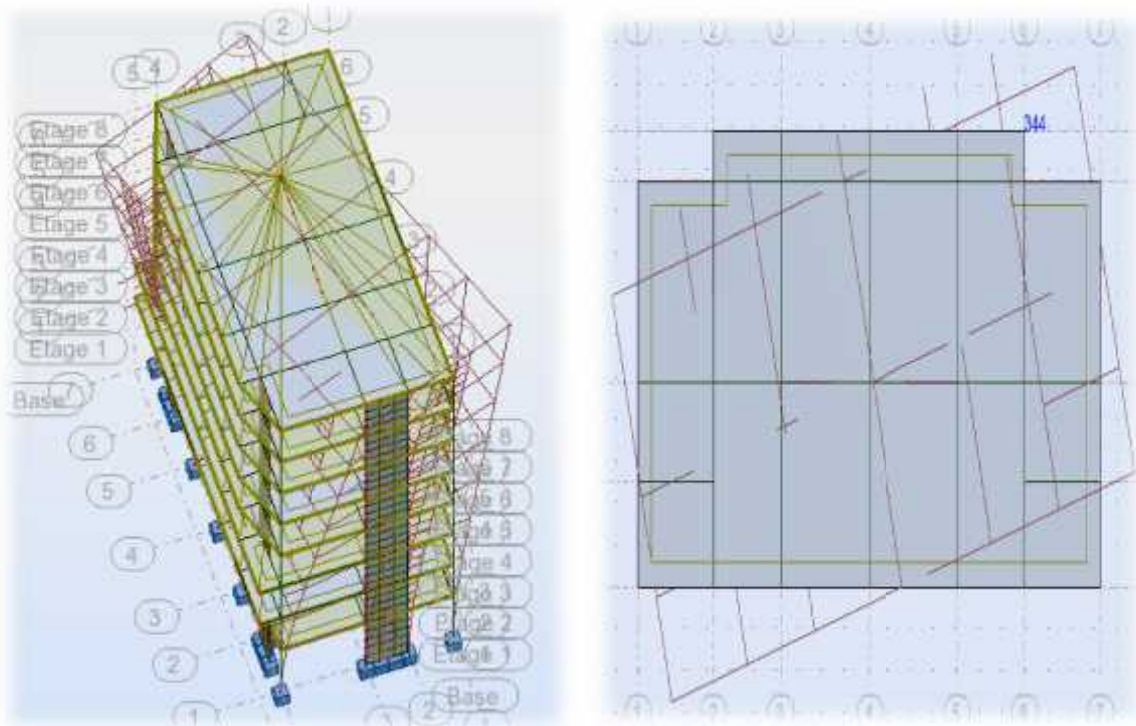


Figure IV.5 : Mode 3

• **Distribution verticale de la force sismique :**

La résultante des forces sismiques à la base **V** doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes : (Art.4.12.RPA 99/révision 2003)

$$V = F_t + \sum F_i$$

La force concentrée **F_t** au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule: **F_t = 0,07 TV**

Où **T** est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de **F_t** ne dépassera en aucun cas 0,25 V et sera prise égale à 0 quand T est plus petit ou égale à 0,7 secondes.

La partie restante de V soit (V - F_t) doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule : (Art.4.11.RPA 99/revision 2003)

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

La résultante des forces sismiques à la base est distribuée sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$V = F_t + \sum F_i \quad (\text{Art 4.2.5 RPA 99})$$

Avec :
$$\begin{cases} F_t = 0.07 TV & \text{si } T > 0.7 \text{ s} \\ F_t = 0 & \text{si } T < 0.7 \text{ s} \end{cases}$$

On a :
$$T = 0.57 \text{ s} < 0.7 \text{ s} \Rightarrow F_t = 0$$

La force sismique équivalente qui se développe au niveau (i) est donnée par la formule suivante :

$$F_i = \frac{(v - F_t) \cdot W_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^n W_j \cdot h_j}$$

F_i : force horizontale au niveau j.

H_i : niveau de plancher.

F_t : force concentrée au sommet de la structure.

W_i : poids de l'étage.

Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

a) Sens longitudinal :

NIVEAU	Wj(KN)	Hj	Wj x Hj(KN.m)	V – Ft(KN)	W(KN)	Fi(KN)
RDC	5012.7790	4.08	20452.13832	2493.7224	33309.5889	108.051
Niv 1	4471.3782	7.14	31925.64035	2493.7224	33309.5889	168.667
Niv 2	4471.3782	10.2	45608.05764	2493.7224	33309.5889	240.953
Niv 3	3940.3022	13.26	52248.40717	2493.7224	33309.5889	276.035
Niv 4	3940.3022	16.32	64305.7319	2493.7224	33309.5889	339.736
Niv 5	3940.3022	19.38	76363.05664	2493.7224	33309.5889	403.436
Niv 6	3589.2649	22.44	80543.10436	2493.7224	33309.5889	425.520
Niv 7	3943.8820	25.5	100568.991	2493.7224	33309.5889	531.320
			472015.1274			

Tableau IV.4 : la résultante des forces sismiques (Sens longitudinal)

b) Sens transversal:

NIVEAU	Wj(kg)	Hj	Wj x Hj	V - Ft	W(kg)	Fi
RDC	5012.7790	4.08	20452.13832	1976.591	33309.5889	85.644
Niv 1	4471.3782	7.14	31925.64035	1976.591	33309.5889	133.690
Niv 2	4471.3782	10.2	45608.05764	1976.591	33309.5889	190.986
Niv 3	3940.3022	13.26	52248.40717	1976.591	33309.5889	218.833
Niv 4	3940.3022	16.32	64305.7319	1976.591	33309.5889	269.333
Niv 5	3940.3022	19.38	76363.05664	1976.591	33309.5889	319.774
Niv 6	3589.2649	22.44	80543.10436	1976.591	33309.5889	337.278
Niv 7	3943.8820	25.5	100568.991	1976.591	33309.5889	421.138
			472015.1274			

Tableau IV.5 : la résultante des forces sismiques (Sens transversal)

Mode	Wi (Kg)	EX		EY	
		F _X	F _Y	F _X	F _Y
1	501277,90	2643,97	0,19	0,30	2879,76
2	447137,82	2502,24	0,19	0,28	2716,61
3	447137,82	2321,84	0,08	0,12	2519,00
4	394030,22	2094,31	0,16	0,23	2287,54
5	394030,22	1804,85	0,08	0,14	1982,23
6	394030,22	1446,94	0,08	0,23	1593,43
7	358926,49	1069,79	0,07	0,13	1192,61
8	394388,20	676,65	0,07	0,13	750,58

Tableau IV.6: Périodes et facteurs de participation massique du modèle

D'après le fichier des résultats de ROBOT on a :

$$V_{x\text{dyn}}=2643,97\text{KN.}$$

$$V_{y\text{dyn}}=2879,76\text{KN.}$$

D'après le RPA99/version2003 (art 4.3.6), la résultante V_t des forces obtenues à la base par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V.

Ceci nous donne :

$$0,80V_{x\text{stat}}=1270.432\text{KN, donc : }V_{x\text{din}}>0,80V_{x\text{stat}}$$

$$0,80V_{y\text{stat}}=1006.99\text{KN, donc : }V_{y\text{dyn}}>0,80V_{y\text{stat}}$$

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

d. Justification de l'interaction portiques-voiles :

Pour la justification de l'interaction portiques – voiles, on doit vérifier :

-Que les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations

Dues aux charges verticales

-Les sollicitations verticales totales de la structure 23648,91 KN

- Les sollicitations verticales reprises par les voiles : 2865,5KN

$2865,5/23648,91=0.1212$ Donc : 12.12 % → condition vérifiée

-Que les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage. (Les Valeurs de logiciel ROBOT)

Suivant X :

-L'effort tranchant total à la base 2643.97 KN

-L'effort tranchant à la base repris par les portiques 724.17 KN

$724.17/2643.97= 0.2739$ Donc : 27.39% → condition vérifiée

Suivant Y :

-L'effort tranchant total à la base 2879.70 KN

-L'effort tranchant à la base repris par les portiques 724.58 KN

$724.58/2879.70= 0.2516$ Donc : 25.16 % → condition vérifiée

Les conditions de l'interaction portiques – voiles sont vérifiées.

e. Vérification des déplacements latéraux inter-étage :

Les déplacements horizontaux maximums sont dus aux effets des efforts horizontaux aux niveaux des planchers.

• **Vérification des déplacements :**

Selon l'article 4.43 du RPA 99/ V 2003 le déplacement horizontal a chaque niveau "K" de la structure est calculé comme suit : $u_k = R \times u_{ek}$

Avec u_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_1

R : Coefficient de comportement (R= 4)

Le déplacement relatif au niveau "K" par rapport au niveau "K-1" est égal à :

$$\Delta_k = u_k - u_{k-1}$$

$$u_{ek} = \sqrt{u_x^2 + u_y^2}$$

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

$$\text{Étage : } 1\% \times H = 0.01 \times 4.08 = 0.0408m$$

$$\text{Étage : } 1\% \times H = 0,01 \times 3,06 = 0,0306m$$

Suivant X :

Niveau	U_x (cm)	U_y (cm)	dr U_x (cm)	dr U_y (cm)	d U_x	d U_y	Max U_x (cm)	Max U_y (cm)	Min U_x (cm)	Min U_y (cm)
6/1	0,2	0,0	0,2	0,0	0,00	0,00	0,2	0,0	0,0	0,0
6/2	0,4	0,0	0,2	0,0	0,00	0,00	0,4	0,0	0,2	0,0
6/3	0,7	0,0	0,3	0,0	0,00	0,00	0,7	0,0	0,4	0,0
6/4	0,9	0,0	0,3	0,0	0,00	0,00	1,0	0,0	0,6	0,0
6/5	1,2	0,0	0,3	0,0	0,00	0,00	1,2	0,1	0,9	0,0
6/6	1,5	0,0	0,2	0,0	0,00	0,00	1,5	0,1	1,2	0,0
6/7	1,7	0,0	0,2	0,0	0,00	0,00	1,7	0,1	1,4	0,0
6/8	1,9	0,1	0,2	0,0	0,00	0,00	1,9	0,1	1,6	0,0

Tableau IV.7 : valeurs de déplacements

Suivant y :

Niveau	U_x (cm)	U_y (cm)	dr U_x (cm)	dr U_y (cm)	d U_x	d U_y	Max U_x (cm)	Max U_y (cm)	Min U_x (cm)	Min U_y (cm)
6/1	0,0	0,1	0,0	0,1	0,00	0,00	0,0	0,1	0,0	0,0
6/2	0,0	0,3	0,0	0,2	0,00	0,00	0,0	0,3	0,0	0,1
6/3	0,0	0,4	0,0	0,2	0,00	0,00	0,0	0,5	0,0	0,3
6/4	0,0	0,7	0,0	0,2	0,00	0,00	0,0	0,7	0,0	0,4
6/5	0,0	0,9	0,0	0,2	0,00	0,00	0,0	0,9	0,0	0,7
6/6	0,0	1,1	0,0	0,2	0,00	0,00	0,0	1,1	0,0	0,9
6/7	0,0	1,3	0,0	0,2	0,00	0,00	0,0	1,3	0,0	1,1
6/8	0,0	1,5	0,0	0,2	0,00	0,00	0,0	1,5	0,0	1,3

Tableau IV.8 : valeurs de déplacements

• **Calcul des déplacements :**

Niveau	h _k (m)	ek		k		Δ _k (cm)		Vérification
		sens x	sens y	sens x	sens-y	sens x	sens Y	
4 / 1	4.08	0,2	0,1	1	0.5	1	0.5	< r _{adm} =4.08cm
4 / 2	3.06	0,4	0,3	2	1.5	1	1	< r _{adm} = 3.06
4 / 3	3.06	0,7	0,4	3.5	2	2.5	0.5	< r _{adm} = 3.06
4 / 4	3.06	0,9	0,7	4.5	3.5	1.5	1.5	< r _{adm} = 3.06
4 / 5	3.06	1,2	0,9	6	4.5	1.5	1	< r _{adm} = 3.06
4 / 6	3.06	1,5	1,1	7.5	5.5	1	1	< r _{adm} = 3.06
4 / 7	3.06	1,7	1,3	8.5	6.5	1	1	< r _{adm} = 3.06
4 / 8	3.06	1,9	1,5	9.5	7.5	1	1	< r _{adm} = 3.06

Tableau IV.9 : Tableau donne les déplacements Δ_k et u_k

Tous les déplacements relatifs sont inférieurs au déplacement admissible dans les deux sens. Donc les déplacements sont vérifiés.

• **Effet P- :**

Justification de la stabilité de la structure vis-à-vis de l'effet P. :

$$\mu = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

Avec :

$$P_k : \sum W_G(i) + S.W_Q(i) \quad i = k, \dots, n$$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1)

h_k : Hauteur d'étage du niveau (k)

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau (k)

Kf : Coefficient d'amplification des efforts de l'action sismique (M,N) calculé au moyen d'une analyse élastique de 1^{er} ordre.

$$W_t = 33309.5889$$

1. Effet P- :

Niveau	Wi (KN)	P_k (KN)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	V_k (KN)	$P_k \times \Delta_k$	$V_k \times h_k$	"
4 / 1	5012.7790	5012.7790	1	408	108.051	50.127790	44084.808	0.0011
4 / 2	4471.3782	9484.1572	1	306	168.667	94.841572	51612.102	0.0018
4 / 3	4471.3782	13955.5354	2.5	306	240.953	348.888385	73731.618	0.0047
4 / 4	3940.3022	17895.8376	1.5	306	276.035	268.437564	84466.71	0.0031
4 / 5	3940.3022	21836.1398	1.5	306	339.736	327.542097	103959.216	0.0031
4 / 6	3940.3022	25776.442	1	306	403.436	257.76442	123451.416	0.0020
4 / 7	3589.2649	29365.7069	1	306	425.520	293.657069	130209.12	0.0022
4 / 8	3943.8820	33309.5889	1	306	531.320	333.095889	162583.92	0.0020

Tableau IV.10 : Effet p-

Niveau	Wi (KN)	P_k (KN)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	V_k (KN)	$P_k \times \Delta_k$	$V_k \times h_k$	"
4 / 1	5012.7790	5012.7790	0.5	408	85.644	25.063895	34942.752	0.0007
4 / 2	4471.3782	9484.1572	1	306	133.690	94.841572	40991.76	0.0023
4 / 3	4471.3782	13955.5354	0.5	306	190.986	69.777677	58441.716	0.0011
4 / 4	3940.3022	17895.8376	1.5	306	218.833	268.437564	66962.898	0.0040
4 / 5	3940.3022	21836.1398	1	306	269.333	218.361398	82415.898	0.0026
4 / 6	3940.3022	25776.442	1	306	319.774	257.76442	97850.844	0.0026
4 / 7	3589.2649	29365.7069	1	306	337.278	293.657069	103207.068	0.0028
4 / 8	3943.8820	33309.5889	1	306	421.138	333.095889	128868.228	0.0025

Tableau IV.11 : Effet p-

Le facteur $\mu = 0.0047 < 0.1$ à tous les niveaux ($k=1, \dots, n$)

Les effets de second ordre (effet P-) peuvent être par conséquent négligés ($K_f=1$) conformément à l'article 5.9 des R.P.A 2003.

IV.3- Centre de masse :

Le centre de masse d'un niveau considéré, simplement le centre de gravité de la structure, est défini physiquement comme étant le point d'application de la force sismique, il est calculé comme étant le barycentre de masses de la structure ; dont les coordonnées sont données par rapport à un repère « global » de la structure « XOY » par les formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum M_i \cdot x_i}{\sum M_i} \quad , \quad Y_G = \frac{\sum M_i \cdot y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : Masse de l'élément considéré

X_i, Y_i : coordonnées du centre de gravité de l'élément considéré par rapport au repère.

Les masses à considérer sont celles qui ont un poids considérable dans la structure à savoir :

- Les voiles.
- Les planchers.
- Les escaliers.
- Les murs de façades.
- Les balcons.
- Les poteaux

IV.4- Centre de torsion :

Le centre de torsion est le centre de rigidités des éléments qui assure le contreventement.

Il est aussi le point caractérisé par les propriétés suivantes :

- Une force dont la ligne d'action passe par ce point, engendre uniquement une translation des voiles et la direction de translation est parallèle à celle de la force appliquée.
- Un moment dont l'axe vertical passe par le centre de torsion en engendre uniquement une rotation des refends, le sens de la rotation est le même que le sens du moment.

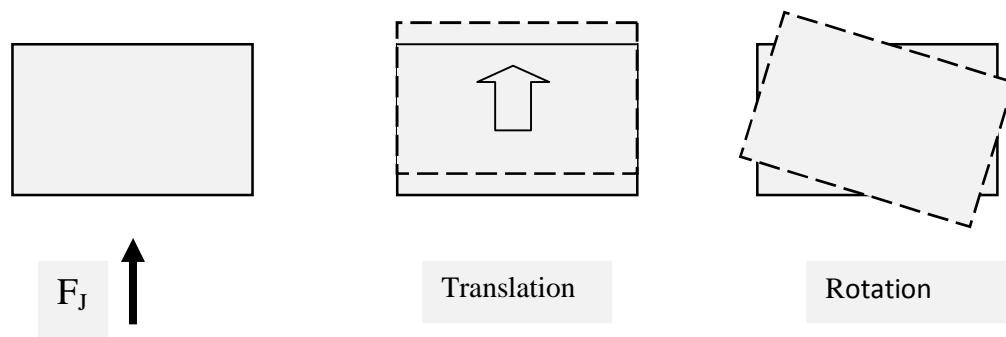


Figure IV.9 : Propriétés de centre de torsion

Soit C le centre de torsion :

Les coordonnées du centre de torsion sont données par :

$$X_c = \frac{\sum R_j^t \cdot x_i}{\sum R_j^t} \quad , \quad Y_c = \frac{\sum R_j^l \cdot y_i}{\sum R_j^l}$$

Avec :

$$R_j^t = \sum \frac{12 \cdot E \cdot I_x}{h_j^3} \quad , \quad R_j^l = \sum \frac{12 \cdot E \cdot I_y}{h_j^3}$$

$R_j^{x,y}$: Rigidité relative de niveau « j ».

$I_{x,y}$: Inertie de la section de l'élément suivant le sens considéré.

He: hauteur d'étage.

E : module de Young longitudinal du béton armé, $E = 32164.2 \times 10^6 \text{ N/m}^2$.

x_i : Distance algébrique du CDG d'un voile transversal par rapport Y–Y.

y_i : Distance algébrique du CDG d'un voile longitudinal par rapport X–X.

IV. 4.1 -Tableau de résultats de centre de masse et de torsion par logiciel ROBOT2014:

Niveau	Gx[m]	Gy[m]	Rx[m]	Ry[m]
Etage 1	10,15	5,10	10,15	5,81
Etage 2	10,15	5,18	10,15	5,81
Etage 3	10,15	5,18	10,15	5,81
Etage 4	10,15	5,25	10,15	5,93
Etage 5	10,15	5,25	10,15	5,93
Etage 6	10,15	5,25	10,15	5,93
Etage 7	10,15	5,36	10,15	6,00

Tableau IV.12 : centre de masse et de torsion

Rx ; Ry : centre de torsion suivant X et Y.

Gx ; Gy : centre de masse suivant X et Y.

IV.5- L'excentricité :

D'après l'article (4.2.7) de l'RPA 99

➤ **Excentricité Théorique :**

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion

$$e_{xth} = |X_{ct} - X_{cm}|$$

$$e_{yth} = |Y_{ct} - Y_{cm}|$$

IV.5.1-Tableau de résultats de l'excentricité théorique par logiciel ROBOT2014 :

Niveau	Ex0 [m]	Ey0[m]
Etage 1	0,00	0,71
Etage 2	0,00	0,63
Etage 3	0,00	0,63
Etage 4	0,00	0,68
Etage 5	0,00	0,68
Etage 6	0,00	0,68
Etage 7	0,00	0,64
Etage 8	0,00	0,64

Tableau IV.13 : Résultats de l'excentricité théorique

➤ **Excentricité accidentelle :**

$$E_{acc} = 0,05L$$

L : la plus grande dimension du bâtiment.

$$L = 20,65 \Rightarrow E_{acc} = 1,0325m$$

$$E = \max\{E_{th}, E_{acc}\}.$$

IV.5.2-Tableau de l'excentricité accidentelle par logiciel ROBOT2014 :

Niveau	Ex1 [m]	Ey1 [m]
Etage 1	1,02	0,49
Etage 2	1,02	0,55
Etage 3	1,02	0,55
Etage 4	1,02	0,55
Etage 5	1,02	0,55
Etage 6	1,02	0,55
Etage 7	1,02	0,55
Etage 8	1,02	0,55

Tableau IV.14 : Résultats de l'excentricité accidentelle

On peut donc passer à l'étape du ferrailage.

Chapitre V : Ferrailage des éléments de la structure

V.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 **ROBOT 2014**.

- 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'ELUR et/ou l'ELU de stabilité de forme dans le cas de flexion composée avec effort normal de compression, et les contraintes seront vérifiées à l'ELS vis-à-vis de la durabilité

V.2. Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont calculés en flexion composée. Chaque poteau est soumis un effort N et à un moment fléchissant M.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les cas suivants :

	γ_b	γ_s	$f_{c28}(\text{Mpa})$	$f_{bu}(\text{Mpa})$	$f_e (\text{Mpa})$	$\sigma_s (\text{Mpa})$
Situation durable	1.5	1.15	25	14.17	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	25	18.48	400	400

Tableau V.1 : Coefficient de sécurité et caractéristiques mécaniques

a-Combinaison des charges :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

Selon BAEL 91 :

E.L.U. : Situation durable : $1,35 G + 1,5 Q$

Selon le R.P.A 99 :

Situation accidentelle

$G + Q + E$

$0.8 G + E$

La combinaison $G + Q + E$ comprend la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique. Du fait que cette charge d'exploitation est tout à fait improbable, une grande partie de celle-ci (environ 40 à 60%) peut effectivement représenter l'effet des accélérations verticales des séismes.

Combinaisons		Les efforts	Poteau	Poteau	Poteau
			(60*60)	(50*50)	(40*40)
1.35G+1.5Q	Cas 1	N_{max} [kN]	1500,59	897,07	358,78
		M_{Ycor} [kN.m]	0.00	0.00	0,00
		M_{Zcor} [kN.m]	15.84	19,19	11,95
G+Q±E 0.8G±E	Cas 2	M_{Zmax} [kN.m]	176,80	158,72	92,93
		N_{cor} [kN]	647,26	295,46	95,18
	Cas 3	M_{Ymax} [kN.m]	275,69	177,72	99,99
		N_{cor} [kN]	659,68	312,07	121,02
	Cas 4	N_{max} [kN]	2079,88	764,77	306,58
		M_{Zcor} [kN.m]	102,75	45,70	33,21
		M_{Ycor} [kN.m]	2,42	62,25	29,58
	Cas 5	N_{min} [kN]	1499,82	257,64	115,78
		M_{Zcor} [kN.m]	1,46	48,84	86,68
M_{Ycor} [kN.m]		191,89	69,53	99,99	

Tab.V.2 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant, efforts normaux et efforts tranchants.

b- Dispositions constructives exigées par le CBA 99 :

$$A_{smin} = 0,1\% \cdot b \times h = 0,1\% \cdot 60 \times 60 = 3.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0,1\% \cdot b \times h = 0,1\% \cdot 50 \times 50 = 2.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0,1\% \cdot b \times h = 0,1\% \cdot 40 \times 40 = 1.6 \text{ cm}^2$$

c- Dispositions constructives exigées par le RPA99V2003:

• Armatures longitudinales :

Condition imposée par le RPA99/V2003:(A.7.4.2.1 p 113)

Les armatures doivent être à haute adhérence, droites et sans crocher avec un diamètre

Minimum de 12mm.

- Armatures minimales : $0,8\% \times B$ en zone II_a.
- Armatures maximales $\begin{cases} 4\% \times B & \text{en zone courante} \\ 6\% \times B & \text{en zone recouvrement} \end{cases}$

Avec :

B : Section du poteau

- Longueur de recouvrement est de $40 \cdot w$ en zone II_a (RPA99/V2003).

- Le recouvrement se fait, si possible, à l'extérieur de la zone nodale qui est définie par le (RPA99/V2003).

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone II_a

Armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à **haute adhérence**, droites et sans crochets.

Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont:

Le pourcentage minimal d'armature sera 0,8% x b x h

$$\text{Poteau (60x60)} : A_{\min} = 0.008 \times 60 \times 60 = 28.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (50x50)} : A_{\min} = 0.008 \times 50 \times 50 = 20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (40x40)} : A_{\min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (60x60)} : A_{\max} = 0.06 \times 60 \times 60 = 216 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (50x50)} : A_{\max} = 0.06 \times 50 \times 50 = 150 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (40x40)} : A_{\max} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$$

• **Le pourcentage maximal en zone courante sera 4% x b x h**

$$\text{Poteau (60x60)} : A_{\max} = 0.04 \times 60 \times 60 = 144 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (50x50)} : A_{\max} = 0.04 \times 50 \times 50 = 100 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poteau (40x40)} : A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$$

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, et sans crochets :

- Leur pourcentage minimal sera de 0,8% en (zone IIa)

- 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 40φ (zone IIa)

- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa)

Les jonctions par recouvrement doivent être faite si possible à l'extérieur des zones nodales (zone critiques).

• **Armatures minimales imposées par les règles** (BAEL.91 mod99) :

$$A_{\min} = \max \left[\frac{0,2 \cdot b \cdot h}{100}; \frac{8(b+h)}{100} \right] \Rightarrow \text{Pour la compression simple.}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot h \Rightarrow \text{Pour flexion simple.}$$

$$A_{\min} = \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot h \Rightarrow \text{Pour traction simple.}$$

$$A_{\max} \leq 5 \cdot \frac{b \cdot h}{100}$$

• **Armatures transversales:**

Le rôle des armatures transversales consiste à:

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivant :

$$\frac{A}{u_t} = \frac{P_a \cdot V_u}{h_L \cdot f_e}$$

Avec :

- V_u : effort tranchant de calcul;
- h_L : hauteur totale de la section brute;
- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale;
- P_a : est le coefficient correcteur qui tient compte de l'élançement géométrique des poteaux dans la direction considérée $P_a = 2,5$ si $\}g \geq 5$ et à $3,75$ dans le cas contraire.
- u_t : cst l'espacement des armatures transversales qui peut être déterminé comme suit :
- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$u_t \leq \min(10 \cdot w_L; 15cm) \text{ en zone II}_a$$

- Dans la zone courante :

$$u_t \leq 15 \cdot w_{L \min}$$

$w_{L \min}$: Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

la quantité d'armatures transversales minimales est:

$$\frac{A_t}{u_t \cdot b} \text{ en \% et est donnée comme suit :}$$

- Si $\}g \geq 5$: 0,3%
- Si $\}g \leq 3$: 0,8%
- Si $3 < \}g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

$\}g$: est l'élançement géométrique du poteau

Avec :

$$\}g = \left(\frac{l_f}{h} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right);$$

h et b sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \cdot w_t$ minimum.

Les résultats obtenus :

Les résultats obtenus sont inscrits dans le tableau suivant :

Niveau	Section des poteaux (cm ²)	A _{smin} RPA (cm ²)	A _{smax} RPA (cm ²) Zone courante	A _{smax} RPA (cm ²) Zone de recouvrement
RDC, 1, 2	60 × 60	28.8	144	216
3, 4, 5	50 × 50	20	100	150
6, 7	40 × 40	12.8	64	96

Tab. VI.3 : Pourcentage minimale des armatures longitudinales

e- Ferrailage longitudinal :

On prend comme un exemple de calcul les poteaux du **RDC, 1^{er} étage et 2^{ème} étage.**

$$c = c' = 4.00 \text{ cm} ; S = 60 \times 60 \text{ cm}^2$$

Poteaux du RDC section : 60 × 60

$$C = C' = 3 \text{ cm, acier Fe E400HA.}$$

Par le logiciel ETABS et à partir de la combinaison la plus défavorable on a :

Le poteau le plus sollicité

1^{er} cas : (ELU)

$$N_{\max} = 1500.59 \text{ KN} ; M_{\text{corres}} = 15.84 \text{ KN.m}$$

$$\underline{2^{\text{ème}} \text{ cas}} : \begin{pmatrix} G+Q+E \\ 0.8G+E \end{pmatrix}$$

$$N_{\min} = 1499.82 \text{ KN} ; M_{\text{corres}} = 191.89 \text{ KN.m}$$

$$\underline{3^{\text{ème}} \text{ cas}} : \begin{pmatrix} G+Q+E \\ 0.8G+E \end{pmatrix}$$

$$M_{\max} = 275.69 \text{ KN.m} ; N_{\text{corres}} = 659.68 \text{ KN}$$

$$f_{bu} = 14.17 \text{ Mpa}$$

1^{er} cas :

$$N = 1500.59 \text{ KN} ; M = 15.84 \text{ KN.m}$$

Selon l'article (A.4.4 du BAEL91), en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 ; e_1 = e_0 + e_a$$

e₁ : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

e₂ : excentricité dus aux effets du second ordre.

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après exécution).

$$e_0 = \frac{M_{\max}}{N_{\max}} = \frac{15.84}{1500.59} = 0.0106 \text{ m}$$

$$e_a = \max (2 \text{ cm} ; l/250) = \max (2 ; 408/250) = 2 \text{ cm.}$$

$$e_1 = 0,0106 + 0,02 = 0.0306 \text{ m}$$

l : hauteur totale du poteau.

l_f : longueur de flambement du poteau.

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 4.08 = 2.856 \text{ m}$$

Si $l_f / h < \max (15 ; 20.e_1 / h)$

On pourra utiliser la méthode forfaitaire.

$$4.76 < \max (15 ; 1.02)$$

Donc on peut utiliser la méthode forfaitaire

$$\alpha = (d-h/2) = 0.24$$

$$e_2 = \frac{3.l_f^2}{10^4.h} \times (2 + \quad)$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.856^2}{10^4 \times 0.6} \times (2 + 0.24 \times 2)$$

$$e_2 = 0.0101 \text{ m.}$$

$$e = e_1 + e_2$$

$$e = 4.07 \text{ cm}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{ultime}} \times e = 1500.59 \times 0.0407 = 61.07 \text{ KN.m.}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N = 1500.59 \text{ KN} \quad ; \quad M_{\text{corrigé}} = 61.07 \text{ KN.m.}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') b.h.f_{bu}$$

$$A = (0.337 \times 0.6 - 0.81 \times 0.03) 0.6 \times 0.6 \times 14.17 \text{ (MN.m)}$$

$$A = 0.907 \text{ MN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 0.06107 + 1.50059 (0.24) = 0.421 \text{ MN.m}$$

$$B = 1.50059 (0.51) - 0.421 = 0.344 \text{ MN.m}$$

$$A > B \Rightarrow \text{S.P.C}$$

$$\mu_a = M_u / b d^2 f_{bu} = \frac{61.07}{0.6 \times 0.54^2 \times 14.17} = 0.024$$

$$\mu < 0.186 \text{ Domaine 1}$$

$$A_s = \frac{1}{s} \left[\frac{M_{ua}}{z} - N_u \right]$$

$$= \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.024}}{0.8} = 0.030$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.53 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{1}{348} \left[\frac{0.421}{0.53} - 1.50059 \right] < 0$$

2^{eme} cas :

$N = 1499.82 \text{ KN}$; $M = 191.89 \text{ KN.m}$
 $e = 15.81 \text{ cm}$

Les efforts corriges seront :

$N = 1499.82 \text{ KN}$; $M_{\text{corrigé}} = 237.12 \text{ KN.m.}$

$A = 0.907 \text{ MN.m}$

$M_{ua} = 0.597 \text{ MN.m}$

$B = 0.168 \text{ MN.m}$

$A > B \Rightarrow \text{S.P.C}$

$\mu_a = M_u / bd^2 f_{bu} = 0.09564$

$\mu < 0.186$ Domaine 1

$\alpha = 0.126$

$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.513 \text{ m}$

$$A_s = \frac{1}{348} \left[\frac{0.597}{0.513} - 1.49982 \right] < 0$$

3^{eme} cas :

$M = 275.69 \text{ KN.m}$; $N = 659.68 \text{ KN}$
 $e = 44.8 \text{ cm.}$

Les efforts corriges seront :

$N_{\text{max}} = 659.68 \text{ KN}$; $M_{\text{corrigé}} = 295.54 \text{ KN.m.}$

$A = 0.907 \text{ MN.m}$

$M_{ua} = 0.4539 \text{ MN.m}$

$B = - 0.1175 \text{ MN.m}$

$A > B \Rightarrow \text{S.P.C}$

$\mu_a = 0.1192 < 0.186$

$\alpha = 0.159$

$Z = 0.51 \text{ m}$

$$A_s = \frac{1}{348} \left[\frac{0.4539}{0.51} - 0.65968 \right] = 0.00066$$

La condition de non fragilité (BAEL91) :

$$A_{s\text{min}} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = 3.91 \text{ cm}^2$$

Le RPA exige une section minimale : $A_{s\text{min}} = 0.8\% bh$ (Zone a)

$\Rightarrow A_{s\text{min}} = 28.08 \text{ cm}^2$

On prend donc comme armature : $4\text{HA}16 + 8\text{HA}20 \Rightarrow A_s = 33.18 \text{ cm}^2$

f- Ferrailage transversal:

Vu que : $\sigma_u < \min(0.04 f_{c28} ; 1.5 \text{ Mpa})$

$0,047 < \min(0,04 \times 25 ; 1.5 \text{ Mpa})$

$0,047 < 1 \text{ MPa}$

Donc les armatures transversales des poteaux seront déterminées à l'aide de la formule :

$$\sigma_t > \sigma_1 / 3 = 16 / 3 = 5,33 \text{ cm}^2$$

On prend : $\sigma_t = 6$

$S_t \leq \min(15 \sigma_t ; 40 \text{ cm}; a + 10 \text{ cm})$

$S_t \leq \min(24 \text{ cm}; 40 \text{ cm}; 70 \text{ cm})$ a: le petit dimension de Poteau.

$S_t \leq 24 \text{ cm}$

$S_t = 20 \text{ cm}$

g-Vérification des poteaux à l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} \text{ Avec : } T_{\max} = 47.27 \text{ KN}$$

$$\tau_u = (47.27 / (0.6 \times 0.56)) \times 10^{-3} = 140.68 \times 10^{-3} \text{ KN.}$$

Selon le RPA 99 V2003 :

$$\tau_{bu} = \dots_d f_{c28}$$

$$\dots_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } g < 5 \end{cases} \text{ avec : } g \text{ étant l'élancement géométrique du poteau.}$$

$$g = \min(l_f / a ; l_f / b) = 4,76$$

$$\tau_{bu} = 1 \text{ MPa.}$$

$\tau_u < \tau_{bu}$ la condition est vérifiée.

h-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.

$$V_u = 47.27 \text{ KN}$$

$$h_t = 0.6 \text{ m}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\rho_a = 3,75$$

Dans la zone nodale : $S_t \geq \text{Min}(10s, 15\text{cm})$ en zone I et IIa

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

Dans la zone courante : $S_t \geq 15s$ en zone I et IIa

On prend $S_t = 24\text{cm}$

$$A_T = 1.78 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4 \times 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Poteau	Section (cm)	A_{smin} RPA (cm^2)	Section (cm)	Barres longitudinale	A_{choisi} (cm^2)	Barres transversale	$A_{t\text{ choisi}}$ (cm^2)	S_t (z.courante)m	S_t (z.nodale)cm
Poteau 01	60×60	28.08	60×60	8HA16+4HA20	33.17	4HA8	2.01	24	15
Poteau 02	50×50	20	50×50	6HA20+2HA14	21.93	4HA8	2.01	18	12
Poteau 03	40×40	12.8	40×40	6HA16+2HA12	14.32	4HA8	2.01	18	12

Tab. VI.4 Ferrailage des poteaux

Schéma de ferrailage des poteaux:

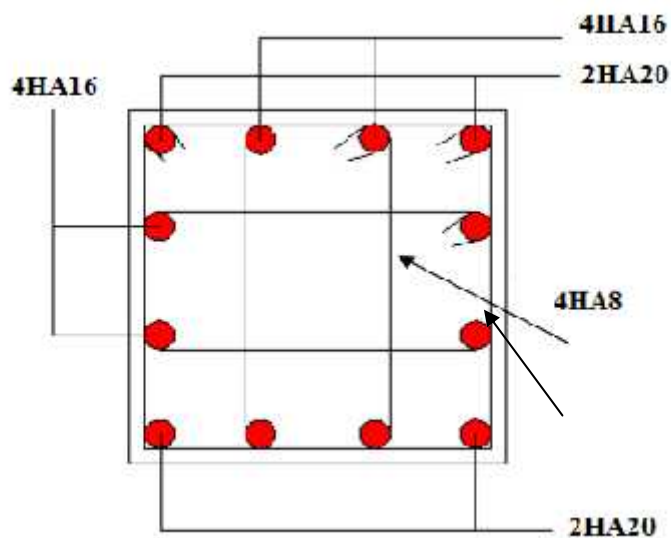


Figure.V.1 : Ferrailage poteaux 60x60

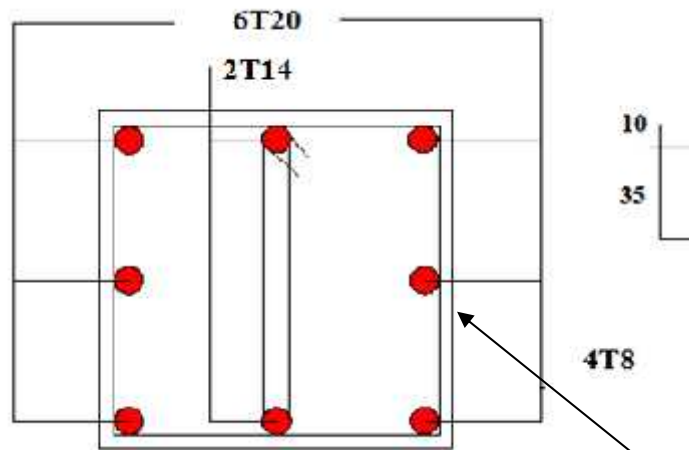


Figure.V.2 : Ferrailage poteaux 50x50

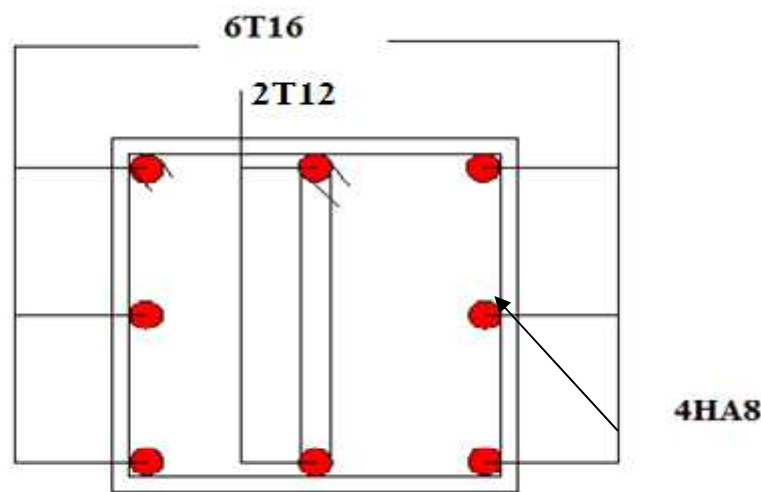


Figure.3 : Ferrailage poteaux 40x40

V-2-Ferrailage des poutres

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vert les poteaux. Elles sont sollicitées à la flexion simple. Le ferrailage est calculé à l'état limité ultime sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations de le RPA 99/version 2003.

Les Etapes de calcul de la section d'armature sont résumées par l'organigramme de la flexion simple à ELU dans l'annexe.

Prescriptions données par RPA99/version 2003

- Armatures longitudinales

- Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre doit être de 0.5% de toute section.
- Le pourcentage maximal est de 4% en zone courante, et 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40 (zone II).

- Les cadres des nœuds, disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2 U superposés formant un carré ou un rectangle.

- Armatures transversales

- La quantité des armatures transversales est de : $A_t = 0.003.S.b$;
- L'espace maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
 - Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaires, le RPA exige un minimum de « $h/4, 12$ » ;
 - En dehors de la zone nodale l'espace doit être de « $s \leq h/2$ ».

Situation durable et transitoire

-Béton :

$$\gamma_b = 1,5 \quad f_{c28} = 25\text{MPa} \quad f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14.17 \text{MPa} ;$$

-Acier : Type 1FeF40

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

Situation accidentelle

-Béton :

$$\gamma_b = 1,15 \quad f_{c28} = 25\text{MPa} \quad f_{bu} = 18,48\text{MPa}$$

-Acier :

$$\gamma_s = 1 \quad F_e = 400\text{MPa} \quad \sigma_s = 400\text{MPa}$$

6.3.2. Calcul

On fera les mêmes étapes des calculs pour trois types de poutres; poutres longitudinales, poutres transversales et les poutres de chaînages

a. Calcul des armatures longitudinales

a.1 poutres principale

a.1.1 Ferrailage sous la combinaison 1.35G + 1.5 Q

• **Ferrailage en travée :**

$$M_{t \max} = 77 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b d^2 f_{bu}} = 0,078$$

$\mu < 0.186 \Rightarrow$ donc il n'est pas nécessaire de mettre des

On se trouve dans le domaine 1, $\sigma_s = 348\text{MPa}$; $\varepsilon_s = 10 \text{‰}$

$$r = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2.\mu}) = 0,102$$

$$Z = d(1 - 0.4.r) = 0,46 \text{ m}$$

$$A_{st1} = \frac{M_U}{Z.\sigma_s} = 4.81 \text{ cm}^2$$

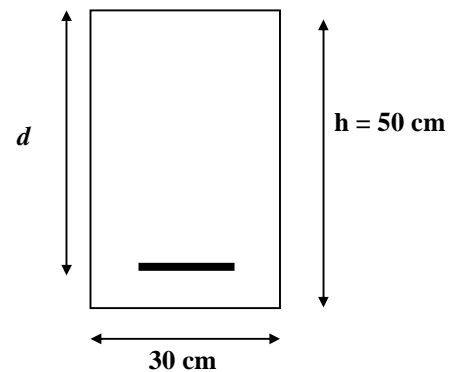


Figure V.4 : la section de les poutres longitudinales

• **Ferrailage au niveau des appuis**

$$M_{a \max} = 109.88 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = 0,111$$

$\mu < 0.186 \Rightarrow$ donc il n'est pas nécessaire de mettre des armatures comprimées

On se trouve dans le domaine 1, $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $\varepsilon_s = 10 \text{ ‰}$

$$r = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,147$$

$$Z = d (1 - 0.4r) = 0,451 \text{ m}$$

$$A_{Sa1} = \frac{M_U}{Z \cdot f_s} = 7 \text{ cm}^2$$

a.1.2 ferrailage sous les combinaisons sismiques : (G + Q ± E et 0.8G ± E)

Ferrailage en travée

$$M_{t \max} = 82 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = 0.083$$

$\mu < 0.186 \Rightarrow$ donc il n'est pas nécessaire de mettre des armatures comprimées

On se trouve dans le domaine 1, $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $\varepsilon_s = 10 \text{ ‰}$

$$r = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.108$$

$$Z = d(1 - 0.4r) = 0.459 \text{ m}$$

$$A_{St2} = \frac{M_U}{Z \cdot f_s} = 5.13 \text{ cm}^2$$

Ferrailage au niveau des appuis

$$M_{a \max} = 151.67 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = 0,15$$

$\mu < 0.186 \Rightarrow$ donc il n'est pas nécessaire de mettre des armatures comprimées

On se trouve dans le domaine 1, $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $\varepsilon_s = 10 \text{ ‰}$

$$r = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.204$$

$$Z = d(1 - 0.4r) = 0.44 \text{ m}$$

$$A_{Sa2} = \frac{M_U}{Z \cdot f_s} = 9.9 \text{ cm}^2$$

a.1.3. Pourcentage exigé par RPA99/version 2003

$$A_{s \text{ RPA min}} = 0,005 \times 30 \times 50 = 7.5 \text{ cm}^2 > A_s \text{ calculée}$$

$$A_{s \text{ RPA max}} = 0.04 \times 30 \times 50 = 60 \text{ cm}^2$$

a.1.4. Condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0,23 bd f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 1,73 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte les sections des armatures suivantes :

En travée

$$A_s = \max (A_{st1}, A_{st2}) = \max (4.81, 5.13)$$

$$A_s = 5.13 \text{ cm}^2$$

Sur appui

$$A_s = \max (A_{sa1}, A_{sa2}) = \max (7, 9.9)$$

$$A_s = 9.9 \text{ cm}^2$$

a.1.5. Choit des barres

En travée

$$6T12 \Rightarrow A_{s \text{ adoptée}} = 6.79 \text{ cm}^2$$

$(A_{s \text{ RPAmin}} = 7.5 \text{ cm}^2, A_{\min} = 1.73 \text{ cm}^2) < A_s < A_{s \text{ RPA max}} = 60 \text{ cm}^2$: la condition est vérifiée

Sur appui

3T14 + 3T16 de section $A_s = 10.65 \text{ cm}^2$, tel que :

$(A_{s \text{ RPA min}} = 7.5 \text{ cm}^2, A_{\min} = 1.73 \text{ cm}^2) < A_s < A_{s \text{ RPA max}} = 60 \text{ cm}^2$: la condition est vérifiée

a.2. Poutres secondaire (30.40)

On fait les mêmes étapes de calcul des poutres longitudinales et on résume les résultats de calcul dans le tableau suivant, avec les conventions des signes suivants :

$M_{t\max 1}$: le moment maximum en travée obtenue par la combinaison $(1.35G + 1.5 Q)$.

$M_{t\max 2}$: le moment maximum en travée obtenue par les combinaisons sismiques.

$M_{a\max}$: le moment maximum en appui obtenu par la combinaison $(1.35G + 1.5 Q_1)$

$M_{a\max 2}$: le moment maximum en appui obtenu par la combinaison $(1.35G + 1.5 Q_1)$

$A_{s \text{ calculée}}$: la section des armatures qui on la calculée.

$A_{s \text{ RPA min}}$: la section des armatures minimales exigée par RPA/version 2003.

A_{\min} : la section des armatures minimales de condition de non fragilité.

A_s : la section des armatures choisissait.

$A_{s \text{ adoptée}}$: la section des armatures qui on a adoptée.

Zone de calcul	Les efforts	A_s calculée (cm ²)	$A_{s \text{ RPAmin}}$ (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	A_s (cm ²)	Choit des barres	$A_{s \text{ adoptée}}$ (cm ²)
Au niveau des travées	$M_{t\max 1} = 57 \text{ KN.m}$	3.52	6	1,73	6	6T12	6,79
	$M_{t\max 2} = 78 \text{ KN.m}$	4.87	6	1,73			
Au niveau des appuis	$M_{a\max 1} = 66 \text{ KN.m}$	4.09	6	1,73	6.2	3T12+3T14	8.01
	$M_{a\max 2} = 98 \text{ KN.m}$	6.2	6	1,73			

Tableau V.5: Armatures longitudinales des poutres secondaire

b. Calcul des armatures transversales

b.1 Les poutres principale :

Selon le CBA93, la section minimale A_t doit vérifier :

$$A_t \geq 0,4 \cdot b \cdot St / f_e$$

b : largeur de la poutre ;

St : l'espacement des cours d'armatures transversales

- St min (0,9d ; 40 cm) ; soit : **St = 30cm** ;

Le **RPA99/version 2003** impose les conditions suivantes :

- En zone nodale : St min (h/4 ; $12W_L$; 30 cm) = 12.5cm ;

- En zone courante : St h/2 ; St = 25cm

On adopte les espacements suivants :

- En zone nodale : St = 12.5cm ;

- En zone courante : St = 25cm

On aura alors :

$$At_1 = 0,4 \times 30 \times 25 / 400$$

$$\text{Soit : } At = 0,75 \text{ cm}^2$$

- La quantité d'armatures transversales minimales est doit vérifié :

$$At = 0.003 \times St \times b = 2.25 \text{ cm}^2 > At_1$$

Le choix des barres est le suivant : 5W8.

$$At = 2.51 \text{ cm}^2$$

On aura un cadre et un étrier de diamètre « W8 ».

- **Vérification des contraintes tangentielles**

$$V_u = 155 \text{ KN} , M_{u \text{ corr}} = - 121 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

$$\tau_u = \min (0,13.f_{c28}; 4 \text{MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,275 \text{ MPa} < \tau_u$$

Donc : La condition est vérifiée

- **Vérification de l'effort tranchant au voisinage des appuis**

Appuis de rives

- **Vérification des armatures longitudinales inférieures vis à vis de l'effort tranchant :**

L'effort tranchant au niveau des appuis est repris par les armatures longitudinales As si :

$$As \geq V_u \times s / f_e$$

$$V_u \times s / f_e = 155 \times 1,15 / 400 = 0.445 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \quad As = 6,79 \times 10^{-4} \text{ m}^2 : \text{La condition est donc vérifiée}$$

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

L'effort tranchant doit également satisfaire la condition suivante :

$$V_u = 0,267 \times a \times b \times f_{c28}$$

$$b = 0,30 \text{ m};$$

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

$a = l_a - 2 \text{ cm}$; et l_a : est longueur d'ancrage.

On choisit un crochet à 90°

$$l_a = l_s - 25 \times W_L ;$$

W_L : diamètre des armatures longitudinales ;

l_s : longueur de scellement droit telle que :

$$l_s = 35 \times W_L \text{ (fe E400 , } s = 1.5)$$

Donc :

$$l_a = (35 - 25) \times 1,2 = 12 \text{ cm}$$

$$L_{a \text{ min}} = r + 0,5 W_L . \text{ et } r = 5,5 \times W_L$$

$$L_{a \text{ min}} = 6 \times 1,2 = 7,2 \text{ cm.}$$

$$D'où : a = 12 - 2 = 10 \text{ cm}$$

La longueur « l_a » doit vérifier la condition suivante:

$$\frac{3.75 V_u}{b f_{c28}} \leq a \leq 0,9.d$$

$7.75 \text{ cm} \leq a = 10 \text{ cm} \leq 36.45 \text{ cm}$ La condition est vérifiée.

Alors on a : $0,267 \times a \times b \times f_{c28} = 0,2 \text{ MN} > V_u = 0,155 \text{ MN}$

la condition est donc vérifiée.

Appuis intermédiaires

$$V_u = 0. M_u < 0$$

$$\text{Et : } \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) > 0$$

Pas de vérification de la section A_s

b.2 Poutres secondaire :

Selon BAEL 91

La section minimale A_t doit vérifiée :

$$A_t \geq 0,4 . b . S_t / f_e$$

b : largeur de la poutre ;

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversales, donnée par :

$$S_t \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) ; \text{ soit : } S_t = 25 \text{ cm} ;$$

Le **RPA99/version 2003** impose les conditions suivantes :

- En zone nodale : $St = \min (h/4 ; 12W_L ; 30 \text{ cm}) = 10\text{cm} ;$
- En zone courante : $St = h/2 ; St = 20\text{cm}$

On adopte les espacements suivants :

- En zone nodale : $St = 10\text{cm}$
- En zone courante : $St = 20\text{cm}$

On aura alors :

$$At = 0,4 \times 30 \times 20 / 400$$

$$\text{Soit : } At = 0,6 \text{ cm}^2$$

La quantité d'armatures transversales At doit vérifiée la condition suivant :

$$At > 0.003 \times St \times b = 1,8 \text{ cm}^2$$

Le choix des barres est le suivant : 4W8.

$$At = 2,01\text{cm}^2$$

On aura un cadre et un étrier de diamètre « W8 ».

• **Vérification des contraintes tangentielles**

$$V_u = 71 \text{ KN.}$$

$$M_u = - 72 \text{ KN .m (correspondant à } V_u)$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

$$= \min (0,13.f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3,25\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,75 \text{ MPa} <$$

Donc : La condition est vérifiée

Vérification de l'effort tranchant au voisinage des appuis

1. Appuis de rives

• **Vérification de la section d'armatures longitudinales inférieures :**

Elle s'effectue en s'assurant que :

$$A_s \geq V_u \times s / f_e$$

$$V_u \times s / f_e = 71 \times 1,15 / 400 = 2,04 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \quad A_s = 6,79 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

La condition est vérifiée

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

L'effort tranchant doit satisfaire la condition suivante :

$$V_u \leq 0,267 \times a \times b \times f_{c28}.$$

$$b = 0,30 \text{ m};$$

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

$$a = l_a - 2 \text{ cm}; \text{ et } l_a: \text{ est longueur d'ancrage.}$$

On choisit un crochet à 120°

$$l_a = l_s - 31,13 \times W_L;$$

W_L : diamètre des armatures longitudinales ;

l_s : longueur de scellement droit telle que :

$$l_s = 35 \times W_L; (f_e E400, s = 1.5)$$

Donc :

$$l_a = (35 - 31,13) \times 1,2 = 4,64 \text{ cm}$$

$$L_{a \text{ min}} = r + 0,5 W_L. \text{ et } r = 5,5 \times W_L$$

$$L_{a \text{ min}} = 6 \times 1,2 = 7,2 \text{ cm.}$$

$$D'où : a = 7,2 - 2 = 5,2 \text{ cm}$$

La longueur « l_a » doit vérifier la condition suivante:

$$\frac{3,75 V_u}{b f_{c28}} \leq a \leq 0,9.d$$

$$3,55 \text{ cm} \leq a = 5,2 \text{ cm} \leq 28,35 \text{ cm} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\text{Alors on a : } 0,267 \cdot a \cdot b \cdot f_{c28} = 0,104 \text{ MN} > V_u = 0,071 \text{ MN}$$

condition est vérifiée

2. Appuis intermédiaires

$$\text{on a : } V_u \geq 0, \quad M_u < 0$$

$$\text{et : } \left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) > 0$$

Pas de vérification de la section A_s

Vérification à l'ELS

La vérification des poutres à l'ELS est effectuée comme suit:

$$1. \text{ Calcul de la position de l'axe neutre} \quad S = \frac{b}{2} y^2 + n A's (y-c') - n A_s (d-y) = 0$$

$$2. \text{ Calcul du moment d'inertie} \quad I = \frac{b}{3} y^3 + n A's (y-c')^2 + n A_s (d-y)^2$$

Où : A_s : section d'armatures tendue

$A's$: section d'armatures comprimées

n : 15 coefficient d'équivalence

4. Vérification des contraintes

- Il faut que les contraintes compression du béton vérifiées : $\sigma_{bc} \leq \bar{f}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.
- la fissuration est considérée peut nuisible, donc il n'y a pas de limitation des contraintes.

Les résultats de calculs sont indiquée dans le tableau suivant :

La nature des Poutres	Zone de vérification	A_s (cm ²)	M_{ser} (KN)	Y(m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (KN)	\bar{f}_{bc} (KN)	Observation de ($\sigma_{bc} < \bar{f}_{bc}$)
Poutres principale	Travée	6,47	59	0,071	0,0011	8210	15000	vérifier
	Appui	9,48	82	0,082	0,082	9230	15000	vérifier
Poutres secondaire	Travée	6,79	44	0,072	0,0015	10010	15000	vérifier
	Appui	8,42	51	0,078	0,0011	11030	15000	vérifier

Tableau V.6 : Vérification à l'état limite de service

Schéma de ferrailage des poutres

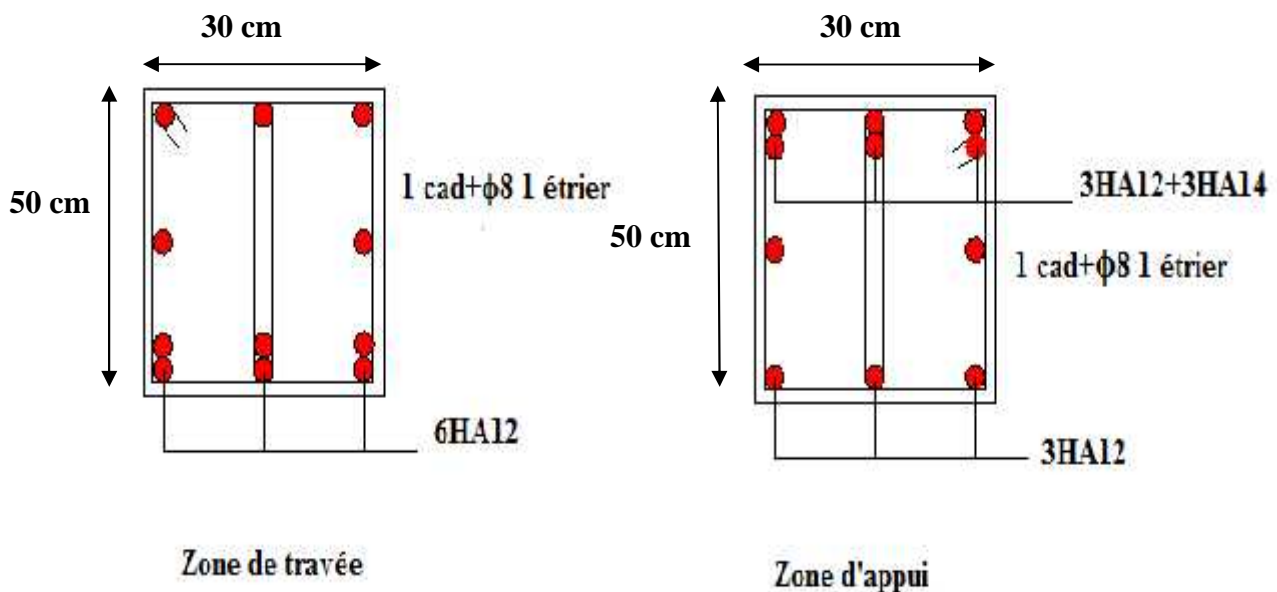


Figure V.5 : Ferrailage des poutres

VI.3 Ferrailage des voiles

VI.3.1. Introduction :

Les voiles sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, en générale ils sont verticaux et chargés dans leur plan. Ils peuvent être construite en béton armé ou non armé.

Le rôle des voiles est :

- De reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportée par les planchers ;
- De participer au contreventement de la construction (vent et séisme) ;
- D'assurer une isolation acoustique entre deux locaux, en particulier entre logements, chambres d'hôtels,...etc. Il peut être également considéré comme une protection incendie (coupe-feu)
- De servir de cloisons de séparation entre locaux.

Les voiles sont utilisés en façade, en pignons ou à l'intérieur (murs de refends) des constructions.

Un poteau rectangulaire dans la largeur est supérieure à quatre fois son épaisseur est considéré comme un voile.

Qu'ils soient appelés armés ou non armés, les voiles en béton comportent un minimum d'armatures :

- Au droit des ouvertures (concentration de contraintes) ;
- A leur jonction avec les planchers (chaînages) et
- A leurs extrémités.

VI.3.2 Combinaison

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99) Les sollicitations de calcul seront déterminées sous les combinaisons d'actions suivantes :

- ♦ $1,35G + 1,5 Q$
- ♦ $G + Q \pm 1.2E_x$
- ♦ $G + Q \pm 1.2E_y$

VI.3.3 Prescriptions imposées par RPA99 :

a) Les armatures verticales Article (7.7.4.1) :

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il puisse reprendre les contraintes induites par la flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par

le RPA 99 et décrites ci-dessous :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0,20%, de section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur des voiles.
- à chaque extrémité de voile, l'espacement des barres doit être réduit du dixième de la longueur de voile (**L/10**), cet espacement doit être inférieur ou égal à 15 cm (**st ≤ 15cm**).
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

b) Les armatures horizontales Article (A7.7.4.2):

Comme dans le cas des armatures verticaux, les armatures horizontales doivent respecter certaines prescriptions présentées ci-après :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munie de crochets à (135°) ayant une longueur de 10 . Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

c) Règles communes Article (7.7.4.3):

1) Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %
- En zone courante 0,10 %

2) L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes :

- S 1,5 a
- S 30cm

3) Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 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.

4) Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40 pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible
- 20 pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

VI.3.4 Pré dimensionnement des voiles:

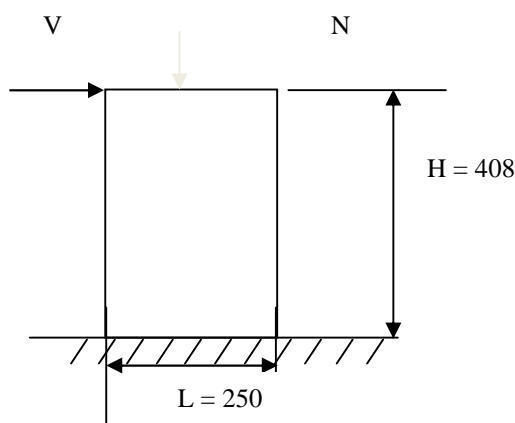


Figure V.6 : sollicitation des voiles

VI.3.5 La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M.)

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} \leq r$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{A} - \frac{M.V'}{I} \leq r$$

Avec:

N : effort normal appliqué,

M : moment fléchissant appliqué.

A : section du voile,

I : moment d'inertie.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

$$V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$$

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultat.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

$$L_t = L - L_c$$

L_t : longueur tendue

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues et on distingue 3 cas :

$$\sigma_{\max} = \sigma_1; \sigma_{\min} = \sigma_2$$

1^{er} cas :

Si : $\sigma_1 > 0$ et $\sigma_2 > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée.

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003) :

$$A_{\min} = 0,15 \cdot a \cdot L$$

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec :

e : épaisseur du voile

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

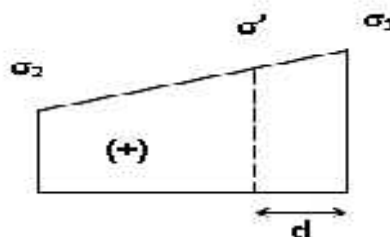


Figure VI.7 : Diagramme d'une section entièrement comprimée

2^{ème} cas :

Si : $\sigma_1 < 0$ et $\sigma_2 < 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue.

$$N_i = -\frac{\max(\sigma_1, \sigma_2)}{2} \cdot d \cdot e$$

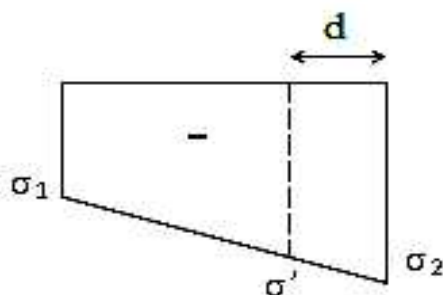


Figure VI.8 : Diagramme d'une section entièrement tendue

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$$A_v = \frac{F_t}{f_c}$$

On compare A_v par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

- ♦ Si $A_v < A_{\min} = 0,15 \% a.L$, on ferraille avec la section minimale.
- ♦ Si $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .

3^{ème} cas :

Si : σ_1 et σ_2 sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

$$N_i = \frac{\max(\sigma_1, \sigma_2)}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\min(\sigma_1, \sigma_2)}{2} \cdot d \cdot e$$



Figure VI.9: Diagramme d'une section partiellement comprimée

VI.3.5 Calcul du ferrailage vertical :

VI.3.5.1 Application :

VI.3.5.1.1 Calcul de la longueur de flambement :

Le tableau suivant donne le rapport entre la longueur de flambement (L_f) et la hauteur libre entre planchers ($L = 2.5m$) du voile armé :

Liaison mur		L_f / L
Mur encastré en tête et en pieds	Il existe un plancher de part et à l'autre	0,8
	Il existe un plancher d'un seul coté	0,85
Mur articulé en tête et en pieds		1

Tableau VI.7: le rapport entre la longueur de flambement et la hauteur libre.

Pour le voile en question on a un encastrement en tête et en pieds dans le plancher qui existe de part et d'autre du voile, donc :

$$L_f = 0.8L = 0.8 \times 2.5 = 2.$$

- Calcul de l'élancement :

$$= \frac{L_f \sqrt{12}}{h} = \frac{2 \sqrt{12}}{2.5} = 2.77$$

- Calcul de l'excentricité :

$$- e_0 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{110.5}{-663} = -0.17 \text{ m}$$

C le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section entre les deux traces des armatures S.E.T (section entièrement tendue).

- Verification de la condition de flambement :

On doit vérifier que :

$$= \max \left\{ 50; \min \left(67 \cdot \frac{e_0}{h}; 100 \right) \right\}$$

Donc :

$$= \max [50 ; \min (67 \cdot \frac{0.17}{2.5} ; 100)] = 50 \dots\dots\dots CV$$

On peut conclure que le voile ne présente pas un risque de flambement.

VI.3.5.1.2. Armatures verticales:

Détermination des sollicitations :

$$M_{\max} = 1713.57 \text{ KN. m} \quad ; \quad N_{\text{cor}} = 703.21 \text{ KN}$$

$$L = 2.5 \text{ m} \quad ; \quad v = h/2 = 1.25 \text{ m} \quad ; \quad A_c = 0,656 \text{ m}^2 \quad ; \quad I = (0,3 \times [2.5]^3) / 12 = 0,39 \text{ m}^4$$

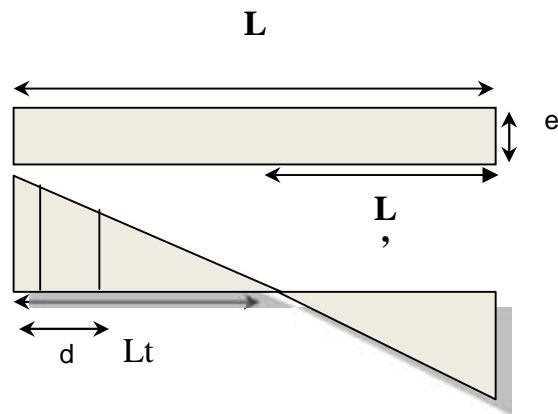


Figure VI.10: Schéma de distribution des contraintes sur "L"

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{N}{A} + \frac{M \cdot v}{I} \\ &= \frac{703.21}{0.656} + \frac{171357 \times 125}{0.39} \\ \sigma_1 &= 6.56 \text{ MPA} \\ \sigma_2 &= \frac{N}{A} - \frac{M \cdot v}{I} \\ &= \frac{703.21}{0.656} - \frac{171357 \times 125}{0.39} \\ \sigma_2 &= -4.42 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

- Calcul de L' :

$$L_t = L \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 2.5 \left(\frac{4.42}{6.56 + 4.42} \right) = 1.006 \text{ m}$$

$$L' = L - L_t = 2.5 - 1.006 = 1.494 \text{ m}$$

$$d \text{ min } (2.5 / 2 ; (2/3) \times 1.494) = 0,99\text{m} \quad \text{soit : } d = 0,99\text{m}$$

- Calcul de σ_2' :

$$\text{tg } \alpha = \sigma_2' / L_t = -4.42 / 100.6 = -0.043$$

$$\text{tg } \alpha = \sigma_2' / (L_t - d) \Rightarrow \sigma_2' = \text{tg } \alpha (L_t - d) = -1,69 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_2' = \frac{N_1}{A_1} + \frac{M_1 \cdot v_1}{I_1} = -1,69 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_1}{A_1} - \frac{M_1 \cdot v_1}{I_1} = -4,42 \text{ Mpa}$$

$$I_1 = (0,3 \times 0,99^3) / 12 = 0,024 \text{ m}^4$$

$$v_1 = 0,99 / 2 = 0,495 \text{ m}$$

$$A_1 = 0,3 \times 0,99 = 0,297 \text{ m}^2$$

Donc:

$$N_1 = (I_1 / 2v_1) \times (\sigma_2 + \sigma_2') \Rightarrow N_1 = -907.335 \text{ KN}$$

$$M_1 = (I_1 / 2v_1) \times (\sigma_2' - \sigma_2) \Rightarrow M_1 = 66.18 \text{ KN.m}$$

$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = -0,072 \text{ m} < d/6 = 0,165$ et N est un effort de compression \Rightarrow S.E.T (section entièrement tendue).

Soit : $c = c' = 0,02 \text{ m}$

$e_1 = d/2 - e_0 - c = 0,587 \text{ m}$

$e_2 = d/2 + e_0 - c' = 0,403 \text{ m}$

$A_s = N_1 \times e_2 / (e_1 + e_2) \times f_e = 0,92 \text{ cm}^2$

$A_s' = N_1 \times e_1 / (e_1 + e_2) \times f_e = 1,34 \text{ cm}^2$

$A_s = A_s + A_s' = 2,26 \text{ cm}^2$

$A_s/\text{ml/face} = 2,26 / (2 \times 0,99) = 1,14 \text{ cm}^2$

VI.3.5.1.3 Armatures minimales exigées par le RPA 99/version 2003:

D'après le RPA 99/version 2003 Article (7.7.4.1):

$A_{RPA} = 0,20\% \text{ b } L_t$

b : Epaisseur du voile.

L_t : Longueur de la section tendue.

$A_{RPA} = 0,20\% \times 20 \times 100,6 = 4,024 \text{ cm}^2$

$A_{RPA}/\text{ml/face} = 6,56 / (2 \times 0,99) = 2,03 \text{ cm}^2/\text{ml/face}$.

VI.3.5.1.4 Le pourcentage minimal :

$A_{\min} = 0,15\% \times b \times l = 0,15\% \times 20 \times 250 = 7,5 \text{ cm}^2$

$A_{\min}/\text{ml/face} = 7,5 / (2 \times 2,5) = 1,5 \text{ cm}^2/\text{ml/face}$.

Donc : $A_{SV} = \max (A_s, A_{\min}, A_{RPA}) = 7,5 \text{ cm}^2$.

Le ferrailage sera fait pour la moitié du voile à cause de la symétrie :

$A_s = 2 \times 7,5 \times (2,5/2) = 18,75 \text{ cm}^2$. (Pour les 2 faces)

En zone courante : soit 4HA16 + 8 HA 14. ($A_s = 20,35 \text{ cm}^2$).

En zone d'about : soit 8 HA 16 ($A_s = 16,08 \text{ cm}^2$).

VI.3.5.1.5 Espacement :

En zone courante : $S_t \text{ min } (1,5e ; 30) = 20 \text{ cm}$. Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$.

En zone d'about : $S_{ta} = S_t / 2 = 10 \text{ cm}$.

VI.3.5.1.6 Ferrailage longitudinal des autres voiles :

Voile	V1	V2	V3
N (KN)	703.21	813.16	865.47152
M (KN .m)	1713.57	2221.081	1537.066
L (m)	2.5	2	1.95
Nature	SET	SET	SET
Lt (m)	1.006	0.78	0.64
d (m)	0.99	0,81	0,0.87
ρ_2	-1,69	-1.5	0.9
N1 (KN)	-907.335	-540.5	-327.68
M1 (KN.m)	66.18	71.44	46.51
$A_{s1}+A_{s2}$ (cm ²)	2,26	1.34	0.81
A_s (RPA) cm ²	6.56	3.12	2.56
A_{smin} cm ²	1.5	6	1.92
A cm ² (adoptée)	18.75	12	5.25
St(about) cm	15	10	10
St(courante) cm	15	15	20
HA d'about	8HA12	8HA12	6HA12
HA courant	16HA12	12HA10	6HA10

Tableaux VI.8: Ferrailages des voiles.

VI.3.5.2 Vérification des voiles à l'Effort tranchant:

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% RPA99 version 2003 Article (7.7.2).

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_u = 1,4 \frac{T_{\text{calcul}}}{b_0 \cdot d}$$

Avec :

T : Effort tranchant à la base du voile.

b_0 : Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile

h : Hauteur totale de la section brute.

Application numérique:

$$\tau_u = 1,4 \frac{T_{\text{calcul}}}{b_0 d} = 1,4 \frac{385 \times 10^{-3}}{0,3 \times 2,45} = 0,73 \text{ MPA}$$

La contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPA}$ (l'article 7.7.2 RPA 99/version 2003).

Il faut vérifier la condition suivante :

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

0.73MPA ≤ 5MPA.....CV

VI.3.5.3 Calcul du ferrailage horizontal résistant à l'effort tranchant :

Les sections A_t des armatures d'âme est donnée par la relation :

$$\frac{A_t}{b_t \cdot S_t} = (\tau_u - 0,3 f_{ij} K) / 0,8 f_c$$

$K = 0$ dans le cas d'une fissuration très préjudiciable ; ou dans le cas de bétonnage non munie d'indentations la surface de reprise.

$K = 1$ en flexion simple. Sans reprise de bétonnage.

$K = 1 + 3 \frac{c_m}{f_{c28}}$ en flexion composée avec N: effort de compression.

$K = 1 - 10 \frac{t_m}{f_{c28}}$ en flexion composée avec N: effort de traction.

Avec: t_m , c_m ; étant les contraintes moyenne de traction et de compression obtenus en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

Dans notre cas, On n'a pas de reprise de bétonnage ; donc on prend $k = 0$.

D'autre part le RPA99/version 2003 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

0,15 % de la section du voile considéré si : $\tau_b \leq 0,025 f_{c28}$

0,25 % de la section de voile considéré si : $\tau_b > 0,025 f_{c28}$.

VI.3.5.3.1 Application:

Notre voile :

$$u = 1.4 V_{u_{cal}}/b_0d$$

$$u = (1.4 \times (0.385)) / (0.3 \times 2.45) = 0.74 \text{ MPa}$$

$$\overline{f_u} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \quad u = 0.74 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

$$\frac{A_r}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{f_u}{0.8 \cdot f_e}$$

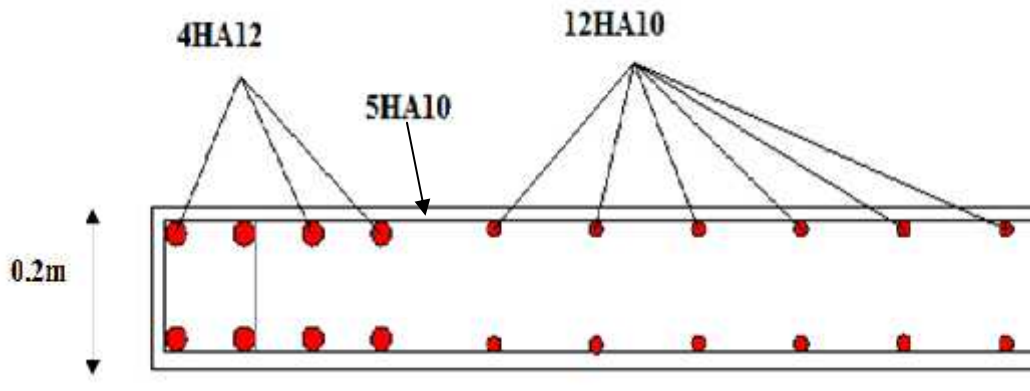
$S_t \geq \min(1.5a, 30\text{cm})$ (Art7.7.4.3 RPA99/V2003).

Soit : $S_t = 30\text{cm}$.

$$A_r = 2.01 \text{ cm}^2$$

On adopte 4Ø10

VI.3.5.4 Schéma de ferrailage



FigureV.12 : Schéma de ferrailage de voile

VI-Etude de l'infrastructure:

VI.1. Etude des fondations :

VI.1.1. Introduction :

Les éléments de fondations ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles ...). Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

La détermination des ouvrages de fondation en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques des sols.

Le choix du type de fondation dépend de :

- Le type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

VI.1.2. Choix du type de fondations :

Avec une capacité portante du sol égale à 2 bars, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelles filantes.
- Radier évidé.
- Radier général.

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes. Pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

($S_{\text{semelle}} / S_{\text{bâtiment}} < 50 \%$).

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_{\text{semelle}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

Avec : $N_{\text{ser}} = N_G + N_Q$

$$\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bars} = 20 \text{ t/m}^2$$

VI.1.3. Bloc :

Les surfaces des semelles isolées revenant à chaque poteau et à chaque voile sont données par les tableaux suivants :

Semelle	N _{ser} (KN)	S _{semelle} (m ²)	semelle	N _{ser} (KN)	S _{semelle} (m ²)
1	393,03	1.97	14	1091.11	5.46
2	434,36	2.17	15	761.63	3.81
3	418,41	2.09	16	724.34	3.62
4	499,59	2.50	17	925.92	4.63
5	554,93	2.77	18	554.93	2.77
6	662,82	3.31	19	662.82	3.31
7	649,42	3.25	20	649,42	3.25
8	471,12	2.36	21	471.12	2.36
9	761,63	3.81	22	393,03	1.97
10	724,34	3.62	23	434,36	2.17
11	925,92	4.63	24	418,41	2.09
12	860,16	4.30	25	499.59	2.50
13	1034,15	5.17	Somme	Surface=79.89m ²	

Tableau VI.1 : les surfaces des poteaux ELS

semelle	N _{ser} (KN)	S _{semelle} (m ²)
V1	774,67	3.87
V2	1008,37	5.04
V3	1008,37	5.04
V4	774,67	3.87
V5	544,98	2.72
V6	1256,26	6.28
V7	1256,26	6.28
V8	544,98	2.72
Somme	Surface=35.82m ²	

Tableau VI.2.les surfaces des voiles ELS.

Surface totale des semelles : $S_{\text{semelle}} = 115.71 \text{ m}^2$

Surface totale du bâtiment : $S_{\text{bâtiment}} = 20.65 \times 10.15 = 209.598 \text{ m}^2$.

Vérification:

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{bâtiment}}} = \frac{115.71}{209.598} = 0.55 \Rightarrow 55\% > 50\%$$

Alors on déduit que la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Ceci qui nous amène à proposer un radier général comme fondation .Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité de l'exécution.

VI.1.3.1. Pré dimensionnement du radier :

a. L'épaisseur du radier

a.1. Condition de résistance au cisaillement :

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier.

D'après le règlement CBA93 (Art. A.5.1, page 37).

$$v_u = \frac{V_u}{b d} \leq 0.07 \frac{f_{cj}}{b}$$

D'où :

V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant à l'ELU.

Avec :
$$V_u = \frac{q_u \times L_{\text{max}}}{2} = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\text{max}}}{2}$$

L_{max} : la plus grande portée de la dalle.

$$v_u = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\text{max}}}{2} \times \frac{1}{b \times 0.9h} \leq 0.07 \frac{f_{cj}}{b} \Rightarrow h \geq \frac{N_u \times L_{\text{max}} \times b}{0.9 \times 2 S \times 0.07 f_{cj}}$$

On a :

$N_u = 3239,197 \text{ t}$	}	$\Rightarrow h \geq 19.8 \text{ cm} \quad (1)$
$S = 209.598 \text{ m}^2$		
$L_{\text{max}} = 4.8 \text{ m}$		
$\gamma_b = 1,15$		
$f_{cj} = 25 \times 10^2 \text{ t/m}^2$		

a.2. Condition forfaitaire:

L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$L_{\text{max}}/8 \leq h_r \leq L_{\text{max}}/5.$$

Avec

L_{\max} : distance maximale entre deux voiles successifs est égale =4.8m.

D'où :

$$60 \text{ m} \leq h_r \leq 96\text{cm.} \quad (2)$$

b. Condition de la longueur élastique :

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi} \quad ; \text{ et } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K_b}}$$

L_e : longueur élastique ;

E : module d'élasticité ;

I : inertie d'une bande d'un mètre de radier ;

K_b : coefficient de raideur du sol ;

b : largeur du radier.

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi} \Rightarrow L_e \geq 3.10 \text{ m}$$

$$\text{Avec : } I = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$L_{\max} = 4.8 \text{ m, } E = 3.21 \times 10^6 \text{ t/m}^2, \quad K = 4000 \text{ t/m}^3$$

$$\text{D'où: } h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \cdot K \cdot L_{\max}^4}{E^4}} = 0.69 \text{ m}$$

On prend: $h_r = 70 \text{ cm}$.

Le choix final :

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est : $h_r = 70 \text{ cm}$.

VI.1.3.2. Calcul de la surface du radier :

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S} \leq \sigma_{\text{adm}} \quad \text{D'où: } S \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{adm}}}$$

$$N = (N_{\text{radier}} + N_{\text{bâtiment}}) = (G_{\text{radier}} + G_{\text{voile périphérique}} + G_{\text{bâtiment}}) = 2228.221 \text{ t}$$

$$\sigma_{\text{adm}} = 20 \text{ t/m}^2 \quad \text{Alors: } S_{\text{min}} = 111.41 \text{ m}^2$$

L'emprise totale du bâtiment est de: 209.598 m^2

La surface du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, à cet effet, nous avons prévu un débordement (D).

VI.1.3.3. Calcul du D (débordement) :

$$D = \text{Max} (h_r / 2, 30\text{cm}) = 35 \text{ cm}$$

Soit : $D = 35 \text{ cm}$

$$\text{D'où: } S_r = S + D \times P = 209.598 + (0.35 \times 61.6) = 231.16 \text{ m}^2$$

S_r : Surface du radier.

S : Surface totale du bâtiment.

P : Périmètre du bâtiment

Alors la surface du radier est $S_r = 231.16 \text{ m}^2$

VI.1.3.4. Vérification du radier :

a) Vérification à l'effet de sous pression :

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la sous pression hydrostatique. On doit vérifier :

$$W \geq \alpha \gamma h S_r$$

Avec :

W : Poids total du bâtiment à la base du radier = $W_{\text{bat}} + W_{\text{rad}} = 2228.221 \text{ t}$

α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1.5$)

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma = 1 \text{ t/m}^3$)

h : Profondeur de l'infrastructure ($h = 1.5 \text{ m}$)

S_r : Surface du radier ($S_r = 231.16 \text{ m}^2$)

$$\alpha \gamma h S_r = 1.5 \times 1 \times 1.5 \times 231.16 = 520.11 \text{ t} < 2228.221 \text{ t} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de risque de soulèvement.

a) Vérification au non poinçonnement :

D'après les règles des BAEL91, le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45° . La vérification se fait pour le voile le plus sollicité.

Dans notre cas, on a le voile de longueur 2.5 m

$$N_u = 1.35 N_g + 1.5 N_q$$

$$N_u = 70.321 \text{ t}$$

Ce qui donne un effort normal pour une bande de un mètre linéaire (1ml)

$$N_u / \text{ml} = 70.321 / 3 = 23.44 \text{ t/ml}$$

$$N_u / \text{ml} = 0.2344 \text{ MN/ml}$$

Sous l'action des forces localisées, il y a lieu de vérifier la résistance du radier au poinçonnement par l'effort tranchant.

Cette vérification s'effectue comme suit :

D'après le règlement CBA93 (Art A.5.2.4, page 47)

$$N_u \leq 0.045 \mu_c h_r f_{c28} / \chi_b$$

Nous devons vérifier :

$$N_u \leq 0.045 \mu_c h_r f_{c28}$$

Avec :

h_r : Epaisseur du radier.

μ_c : Périmètre du contour cisailé, projeté sur le plan moyen du radier.

$$\mu_c = 2 (a + b + 2 h_r)$$

a,b: Dimensions du voile

$$\mu_c = 2(2.5 + 0.3 + 2 \times 0.7) = 8.4 \text{ m}$$

$$N_u = 0.045 \times 8.4 \times 0.7 \times 25 = 6.615 \text{ MN}$$

$$N_u = 0.2344 \text{ MN} < N_u = 6.615 \text{ MN} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de risque de poinçonnement du radier.

VI.1.3.5. Caractéristiques géométriques du radier:

- Centre de gravité du radier :

On a L_x de bâtiment + bordure de radier diviser par 2

$$X_G = \frac{20.65 + 0.7}{2} = 10.68$$

$$Y_G = \frac{10.15 + 0.7}{2} = 5.43$$

$$X_G = 10.68 \text{ m}$$

$$Y_G = 5.43 \text{ m}$$

- Centre de masses du bâtiment :

$$X_G = 10.15 \text{ m}$$

$$Y_G = 5.10 \text{ m}$$

- Détermination de l'excentricité :

$$e_x = 0.53 \text{ m}$$

$$e_y = 0.33 \text{ m}$$

- Inerties du radier :

$$I_x = \frac{bh^3}{12} + AD_x^2$$

$$I_y = \frac{hb^3}{12} + AD_y^2$$

$$I_x = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{10.85 \times 21.35^3}{12} = 8799.18 \text{ m}^4$$

$$I_y = \frac{h \times b^3}{12} = \frac{21.35 \times 10.85^3}{12} = 2272.5 \text{ m}^4$$

VI.1.3.6. Vérification de la stabilité du radier:

a) Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales :

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\text{Donc il faut vérifier : } \quad = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

N : effort normal du aux charges verticales.

$$N = 2228.221 \text{ t}$$

$$= \frac{2228.221}{231.16} = 9.64 \text{ t/m}^2 < 20 \text{ t/m}^2 \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

b) Vérification de la stabilité du radier :

La vérification de la stabilité du radier est menée sous les combinaisons suivantes :

Accidentelles : $0.8 G \pm E$

D'après les RPA99/Version2003 (art 10.1.5) le radier reste stable si : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$

e : L'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : Moment dû au séisme.

N : Charge verticale permanente

	N (t)	M _x (t.m)	M _y (t.m)	e _x (m)	e _y (m)	L _x /4	L _y /4	Remarque
0.8G ± E	2228.221	190,50	148,55	0.085	0.067	5.34	2.71	Vérifiée

Tableau VI.3 : Résultats de calcul de la stabilité du radier (bloc)

La stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens.

c) Diagramme trapézoïdal des contraintes :

$$m = \frac{3}{4} \sigma_1 + \frac{1}{4} \sigma_2 \quad \text{avec} \quad \sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M_v}{I} \quad \text{et} \quad \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M_v}{I}$$

N : effort normal dû aux charges verticales.

M : effort de renversement dû au séisme.

$$I_x = 8799.18 \text{ m}^4 ; v_x = 10.68 \text{ m}$$

$$I_y = 2272.5 \text{ m}^4 ; v_y = 5.43 \text{ m}$$

$$S : \text{surface du radier } S_{\text{rad}} = 231.16 \text{ m}^2$$

	Sens (X-X)	Sens (Y-Y)
N(t)	2228.221	2228.221
M(t.m)	190,50	148,55
σ_1 (t/m ²)	11.93	15.35
σ_2 (t/m ²)	9.41	9.29
m (t/m ²)	11.3	13.84

Tableau VI.4 : résultats de calcul des contraintes (bloc)

$m < \sigma_{\text{sol}} = 20 \text{ t/m}^2$ donc le non renversement est vérifié dans les deux sens.

VI.1.4. Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

Méthodes de calcul :

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$

- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Tel que :

$\mu_x ; \mu_y$: sont des coefficients en fonction de $=l_x/l_y$ et (prend 0.2 à l'ELS, 0 à l'ELU)

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

Moment en travée : ($M_{tx}=0.75 M_x$; $M_{ty}=0.75 M_y$).

Moment sur appuis : ($M_{ax}=0.5 M_x$; $M_{ay}=0.5 M_x$).

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement BAEL91. La fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

Calcul des moments fléchissant :

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{32391.97}{231.16} = 140.13 \text{ KN/m}^2$$

Le plus grand panneau est le panneau du 3.9x4.8

L'ELS : $= 2$

$$= \frac{3.9}{4.8} = 0.81 > 0.4 \Rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens.}$$

A partir du tableau:

$$\mu_x = 0.0621$$

$$\mu_y = 0.723$$

Les moments sont:

$$M_{0x} = 0.0621 \times 140.13 \times 3.9^2 = 132.36 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{0y} = 0.723 \times 132.36 = 95.70 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{tx} = 0.75 \times M_{0x} = 99.27 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{ax} = 0.50 \times M_{0x} = 66.18 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_{0y} = 71.78 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{ay} = 0.50 \times M_{0x} = 66.18 \text{ KN.m/ml}$$

Ferrailage :

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M (KN.m)	66.18	99.27	66.18	71.78
μ	0.026	0.039	0.026	0.028
	0.033	0.05	0.033	0.036
Z (m)	0.62	0.617	0.62	0.62
A_s (cm ² /ml)	3.07	4.62	3.07	3.33
$A_{s \text{ min}}$ (cm ² /ml)	2.66	2.66	2.66	2.66
A_s RPA (cm ² /ml)	6.125	6.125	6.125	6.125
Choix des barres	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12
A_s Choix (cm ² /ml)	6.79	6.79	6.79	6.79
Espacement (cm)	17.5	17.5	17.5	17.5

Tableau VI.5 : Ferrailages de radier à L'ELS

VI.1.5. Etude du débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console d'une longueur de 35 cm.

Schéma statique :

$b = 35 \text{ cm}$

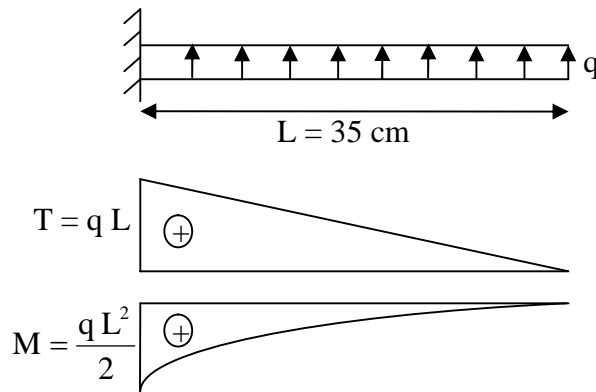
$h = 70 \text{ cm}$

$d = 63 \text{ cm}$

$L = 35 \text{ cm}$

$q_u = 140.13 \text{ KN/m}^2.\text{ml}$

$q_s = 102.31 \text{ KN/m}^2.\text{ml}$



I'ELS

$$M_{\text{ser}} = \frac{q_{\text{ser}} L^2}{2} = 6.27 \text{ KN.m}$$

M_{ser} (KN.m)	st	bc	X	Z (m)	M_1 (KN.m)	A_s (cm ²)
6.27	0.0032	0.004	0.63	2.86	6.27	0.0032

Tableau VI.7: Calcul le ferrailage du débord à L'ELS

Condition de non fragilité :

$$A_{\text{min}} = 0.23 b d \frac{f_{tj}}{f_c} = 2.66 \text{ cm}^2$$

Choix des barres du débord :

Pour l'exécution du ferrailage du débord on gardera les mêmes aciers des appuis de rive.

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28}$$

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

$$V_u = \frac{q_u L}{2} = 2.45 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{2.45 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.63} = 0.0111 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

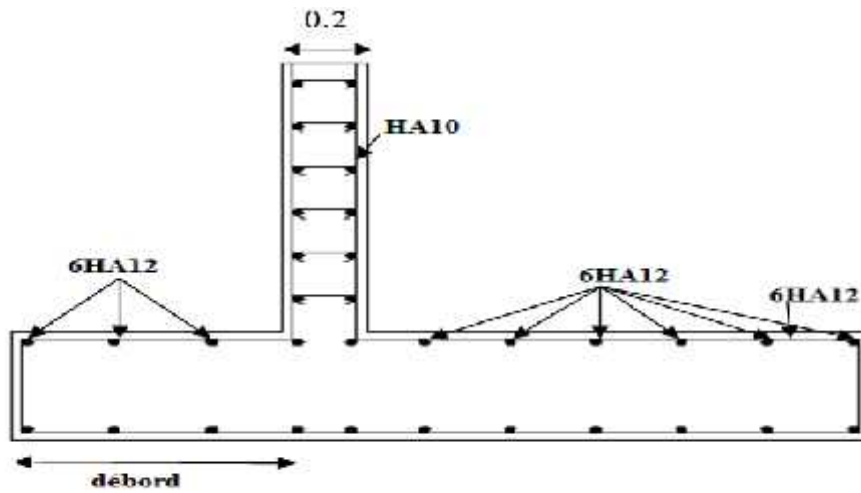


Figure VI.1 : Schéma de ferrailage du radier

Bibliographie

Dans le cadre de l'élaboration de mon projet de fin d'étude, les documents suivants m'ont été d'une aide précieuse à fin de résoudre les anomalies que j'ai rencontré au cours mon projet de thèse.

Règlements :

- *RPA99/Version2003 : Règles parasismiques Algériennes*
- *BAEL99 : Béton armé aux états limites*
- *CBA93 : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé*
- *DTR B.C. 2.2 : Charge permanentes et charge d'exploitation*

Livres :

- *Le projet de béton armé (Henry Thonier)*
- *Calcul des structures en béton armé (Belazougui)*

Cours :

- *Résistance des matériaux (ENTP)*
- *Béton armé (ENTP)*
- *Dynamique des structures (ENTP)*
- *Cours de bâtiment (ENTP)*
- *Génie sismique (ENTP)*

Thèses :

- *Etude d'un bâtiment en R+9 contreventé par voiles –portiques en béton armé (2007)*
- *Etude d'un bâtiment en R+15 avec 2 sous sols a ossature mixte en béton armé selon le RPA 99/ Version 2003 (2007)*

Logiciels et programmes :

- *AUTOCAD 2013 (Dessin)*
- *ROBOT 2014 (Analyse des structures)*
- *Office 2007 (Traitement de texte, calcul...etc)*

• CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

1. Introduction

Les bétons et aciers seront choisis conformes aux règels de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A.93) et au règlement en vigueur en Algérie.

2. Béton

2.1. Les compositions du béton

a.- composition :

Le béton s'obtient après un mélange judicieux de ciment, des granulats et de l'eau.

a.1- le ciment :

Le ciment joue le rôle entre produits employés dans la construction.

La qualité du ciment et ces particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile ou de bauxite et la température de cuisson du mélange.

a.2 les granulats :

Les granulats comprennent les sables et les pierrailles

a.2.1-les sables :

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

a.2.2- Pierraille :

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise

entre 5 et 25 à 30 mm.

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

b- Dosage :

On appelle dosage le poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton. Dans notre ouvrage le béton armé est réalisé avec des mélanges contenant

350 Kg de CPA par mètre cube mis en œuvre. Ce dosage est destiné à offrir les garanties de résistance escomptées et à présenter une protection efficace de l'armature.

2.2. Caractéristiques Physique Et Mécaniques De Béton

a- Masse Volumique :

La masse volumique des bétons est comprise entre 2200 et 2400 kg/m³. Cette masse volumique peut augmenter avec la modalité de mise en œuvre, en particulier avec la vibration. On prendra dans notre cas une masse volumique de 2500 Kg/m³

b- Coefficient de dilatation :

Sa valeur moyenne est prise égale à celle de l'acier soit 10. Cette circonstance a permis le développement du béton armé

c- Retrait Hygrométrique :

Au cours de sa vie les bétons subissent une variation de son volume lorsque le béton se sèche, il diminue de volume c'est le retrait.

d- Fluage :

Le retrait sous charges et vient s'ajouter au retrait hygrométrique.

2.3. Résistance caractéristique à la compression

a- module de déformation longitudinale :

Dans le cas courant un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours. Cette valeur est déterminée par des essais.

Ces essais consistent en l'écrasement au moyen d'une presse, des éprouvettes constituées par des cylindres droits de béton ayant une section de 200 cm² ($\phi = 15.95$ cm) et une hauteur de 32 cm.

À partir de la résistance moyenne obtenue, on calcule la résistance caractéristique dans notre cas on prendra comme données :

- $f_{c28} = 25$ Mpa

- Le C.B.A93 préconise pour $j < 28$ jours

$$f_{cj} = (j * f_{c28}) / (4.76 + 0.83 * j)$$

pour $f_{c28} \leq 40$ Mpa

Annexe

$$F_{cj} = (j \cdot f_{c28}) / (1.40 + 0.95 \cdot j) \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ Mpa}$$

Pour le module de déformation longitudinale :

Les règles CBA93 le fixe à la valeur suivante :

$$E_{ij} = 11000 \cdot (f_{cj}) \downarrow \quad (\text{pour les charges d'une durée d'application } < 24 \text{ h})$$

$$E_{ij} = 3700 \cdot (f_{cj}) \downarrow \quad (\text{pour les charges de longue durée}).$$

b- Coefficient de poisson :

$$\nu = 0.20 \quad \text{pour le calcul des déformations}$$

$$\nu = 0 \quad \text{pour le calcul des déplacements}$$

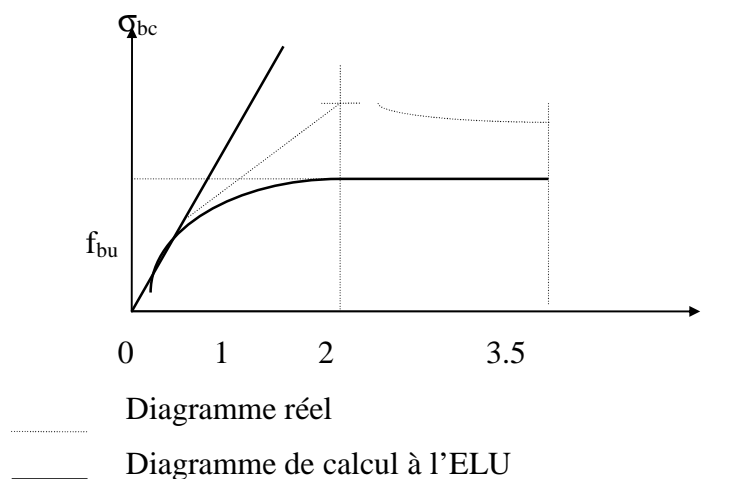
c. Diagramme Déformation Contrainte Du Béton :

Dans les calculs relatifs à l'ELU on utilisera pour le béton. un diagramme conventionnel dit « parabole rectangle ».

Il comporte un arc de parabole du second degré d'axe parallèle à l'axe des contraintes de compression σ_{bc} suivi d'un segment de droite parallèle à l'axe des déformations σ_{bc} et tangent à la parabole en son sommet.

Ce segment s'étend entre les valeurs 2‰ et 3,5‰ de la déformation σ_{bc} . L'arc de parabole s'étend de l'origine des coordonnées jusqu'à son sommet de coordonnées $\sigma_{bc} = 2‰$ et $\sigma_{bc} = 0.85 f_{cj} / \gamma_b$.

Le diagramme ci-dessous schématisé ces dispositions.



(Fig.1.1) Diagramme contrainte-déformation du béton

Annexe

$$\varepsilon_{bc} = \Delta L / L \quad ; \quad \sigma_{bc} = F (\varepsilon_{bc}).$$

$$E_S = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_S = \Delta L / L \quad (\text{Allongement unitaire})$$

$$\sigma_S = \text{contrainte de l'acier (contrainte de calcul)} \quad \sigma_S = f_e / \gamma_S$$

Il présente la contrainte du béton en fonction de son raccourcissement.

Le coefficient de sécurité γ_b a pour valeurs :

$\gamma_b = 1.15$ pour les combinaisons accidentelles.

$\gamma_b = 1.5$ pour les combinaisons fondamentales.

Le coefficient θ est fixe à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24h, à 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1h

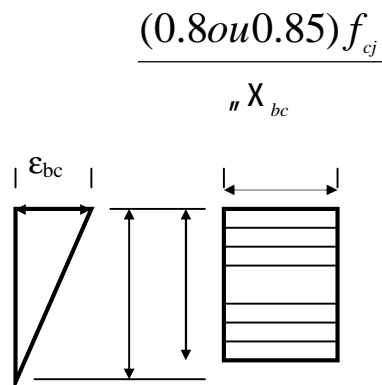
Remarque :

Le coefficient de minoration de 0,85 de la résistance du béton, tient compte de l'influence défavorable :

- de la durée d'application de la charge ce qui entraîne une diminution de la résistance.
- des conditions de bétonnage et d'hygrométrie et par conséquent une diminution de la résistance à la compression.

d- Diagramme rectangulaire :

Les règles CBA indiquent que lorsque la section étudiée n'est pas entièrement comprimée, on peut à la place du diagramme parabole-rectangle utiliser le diagramme rectangulaire défini ci-dessous.



Annexe

(fig. 1-2)

$\sigma_{bc} = 0,85 \cdot f_{cj} / \theta \gamma_b$ pour les zones comprimées dont la largeur est constante vers la fibre la plus comprimée ; dans notre cas :

$\sigma_{bc} = 0,85 \cdot 25 / 1 \cdot 1,5 = 14,16$ Mpa en situation courante.

$\sigma_{bc} = 0,85 \cdot 25 / 1 \cdot 1,15 = 18,47$ Mpa en situation accidentelle.

3. Acier

L'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression.

Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène

Les armatures utilisées sont de types :

Aciers ronds lisse 'RL' :

✓ Acier naturel feE 24 caractérisé par

La limite élastique : 235 MPa

La contrainte de rupture : 410 à 490 MPa

L'allongement est de l'ordre : 1.175 %

✓ Acier naturel fe E 22 caractérisé par :

La limite élastique : 215 MPa

La contrainte de rupture : 380 à 490 MPa

Allongement limite est de l'ordre de : 1.075 %

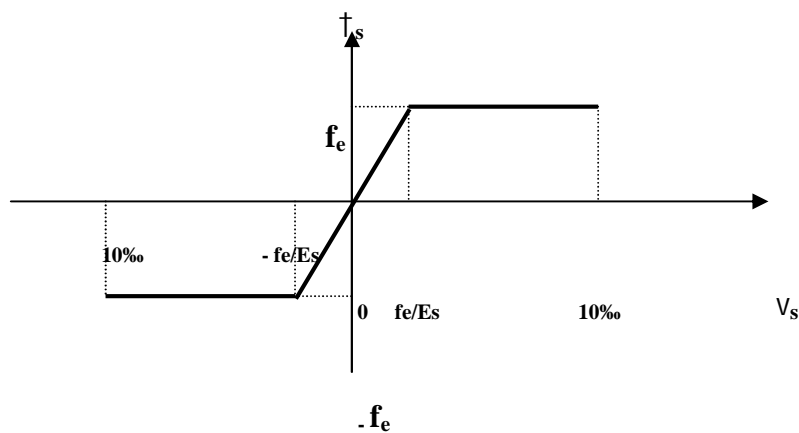
Acier de haute adhérence 'HA' :

Ce sont des aciers de type 1 de nuance. Fe E 40 caractérisées par :

- La limite élastique : 400 MPa
- La contrainte de rupture 480 MPa
- L'allongement est de l'ordre de 1 %

Annexe

Diagramme de déformation - contrainte :



(fig.1-.3)

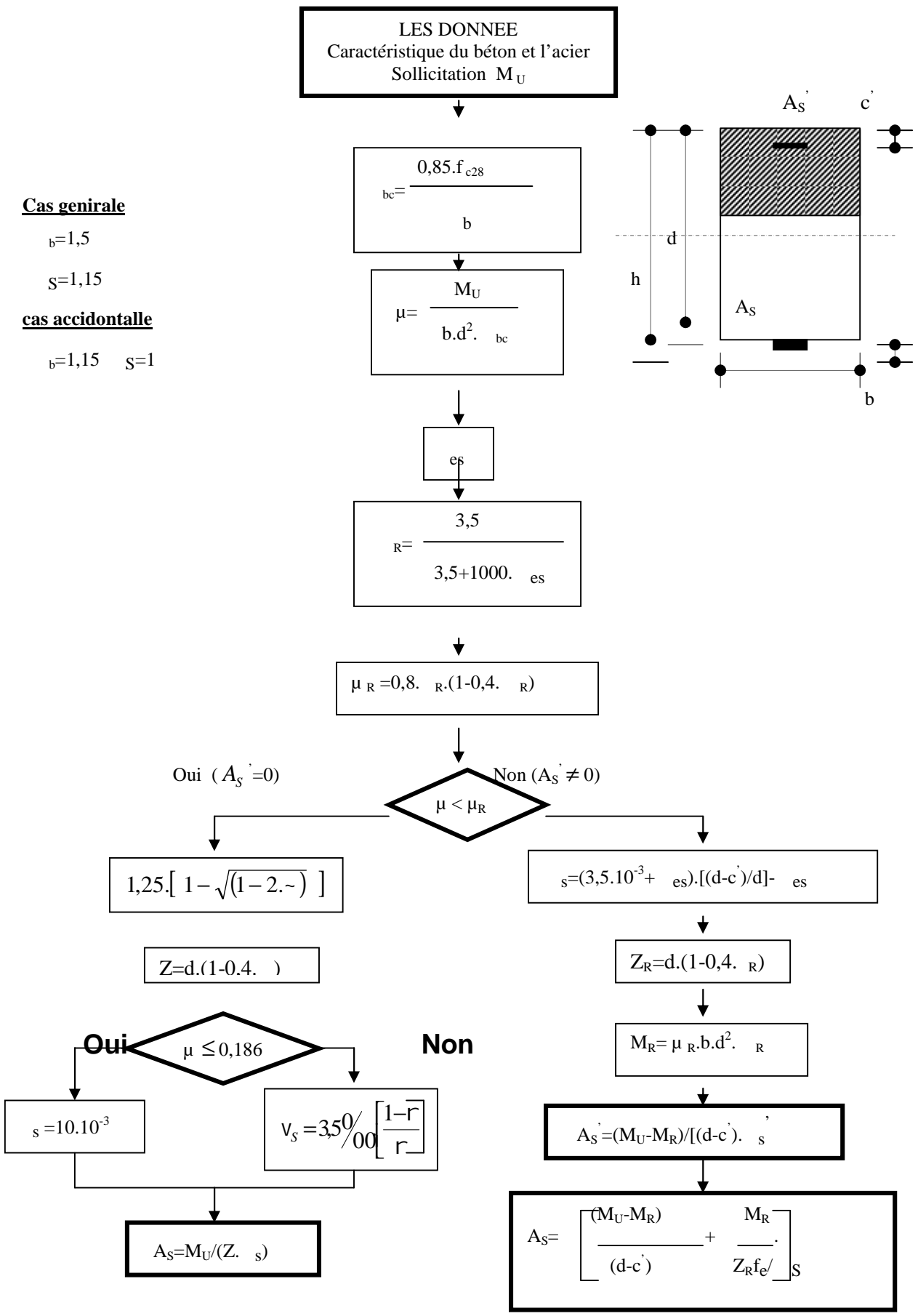
- La droite OA est d'équation $\sigma_s = E_s * \gamma_s$
- A partir de A l'horizontale est donnée par F_e
- L'allongement est donné par $\sigma_s = f_e / (\gamma_s * E_s)$ avec $E_s = 2 * 10^5 \text{ Mpa}$

Dans notre cas la fissuration sera considérée comme étant peut nuisible.

Nous aurons donc $\sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ Mpa}$.

Annexe

ganigramme 1 section rectangulaire a l'E.L.U en flexion simple

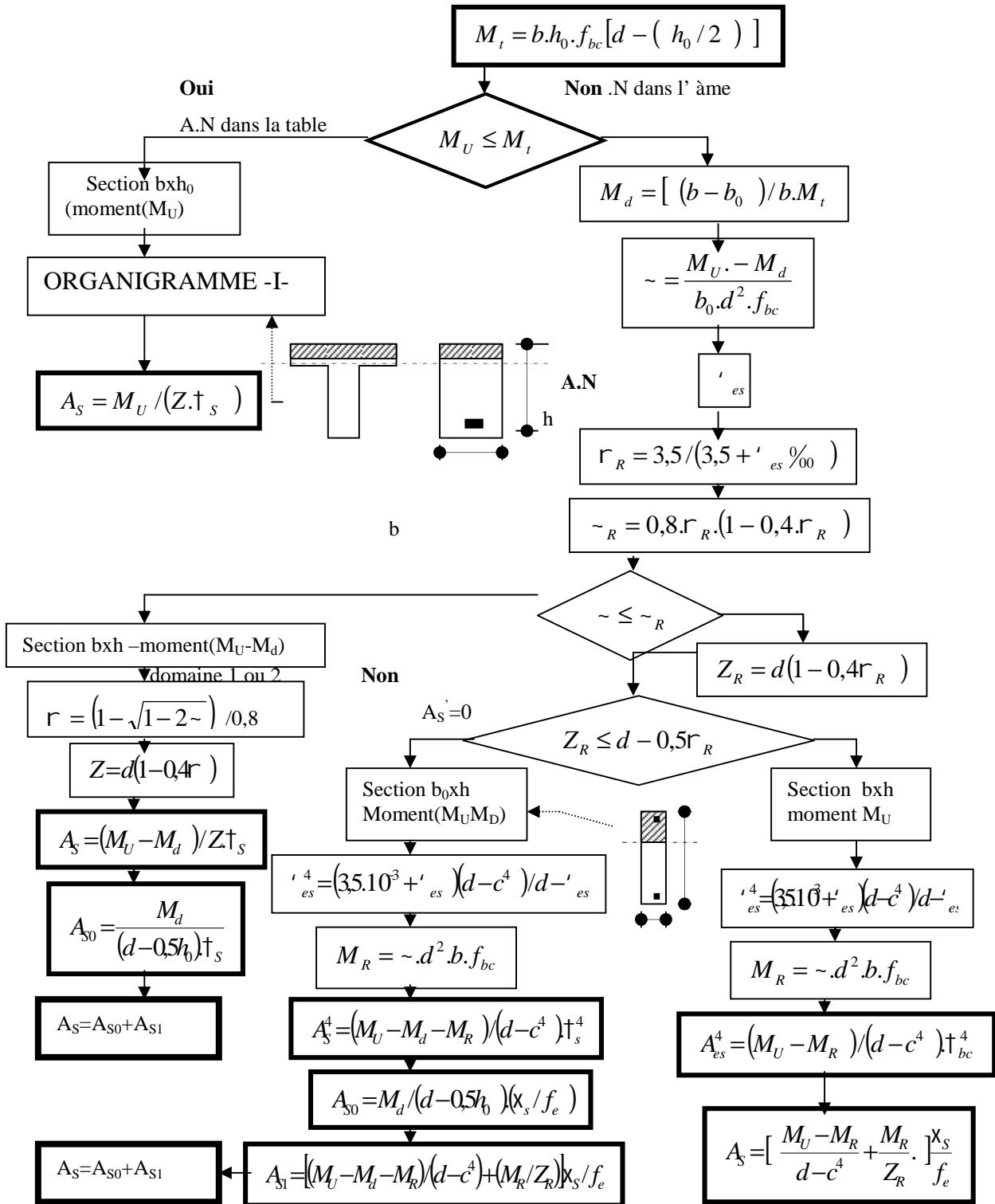


Annexe

Organigramme 2

Calcul d'une section en T

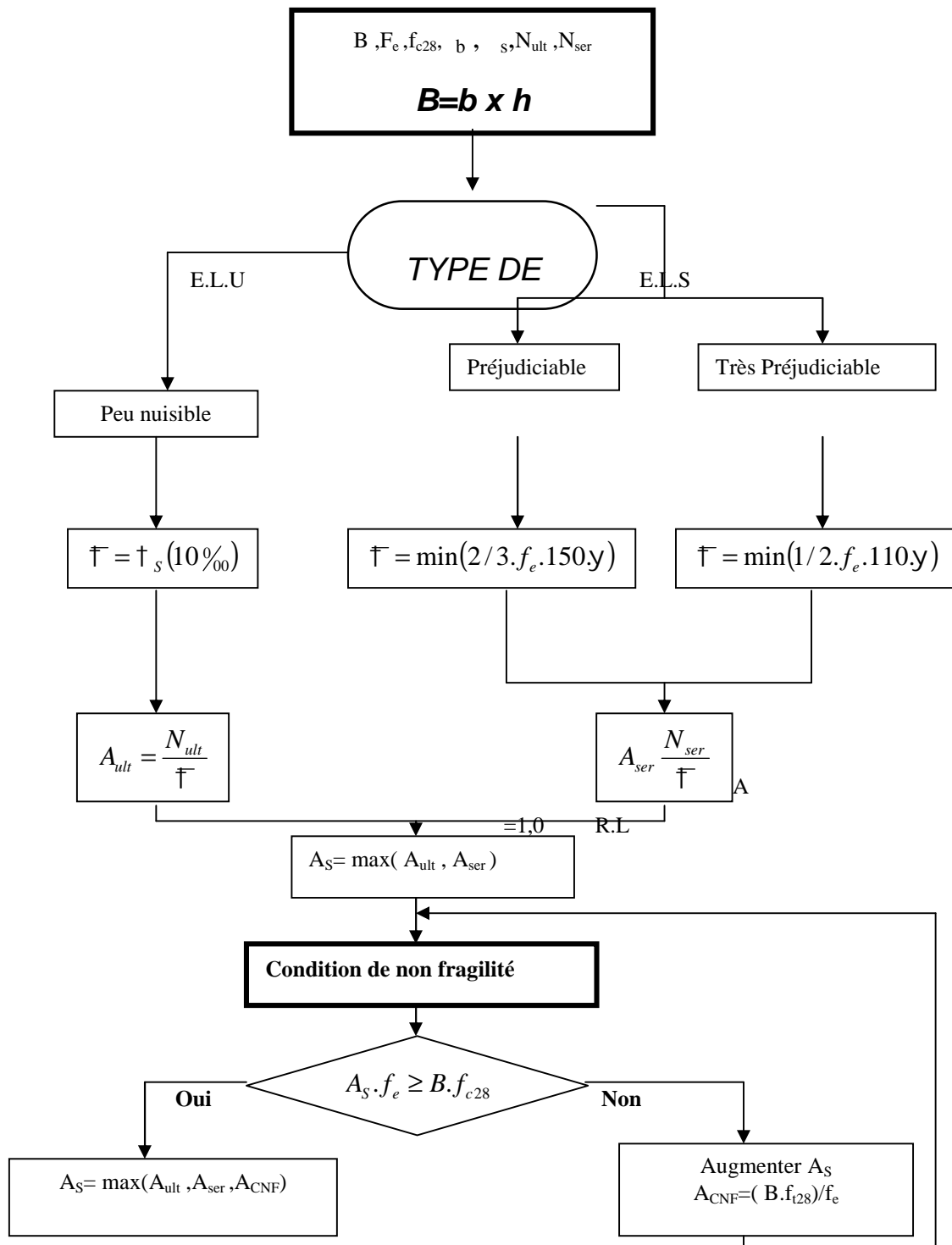
à l'E.L.U en flexion simple



Annexe

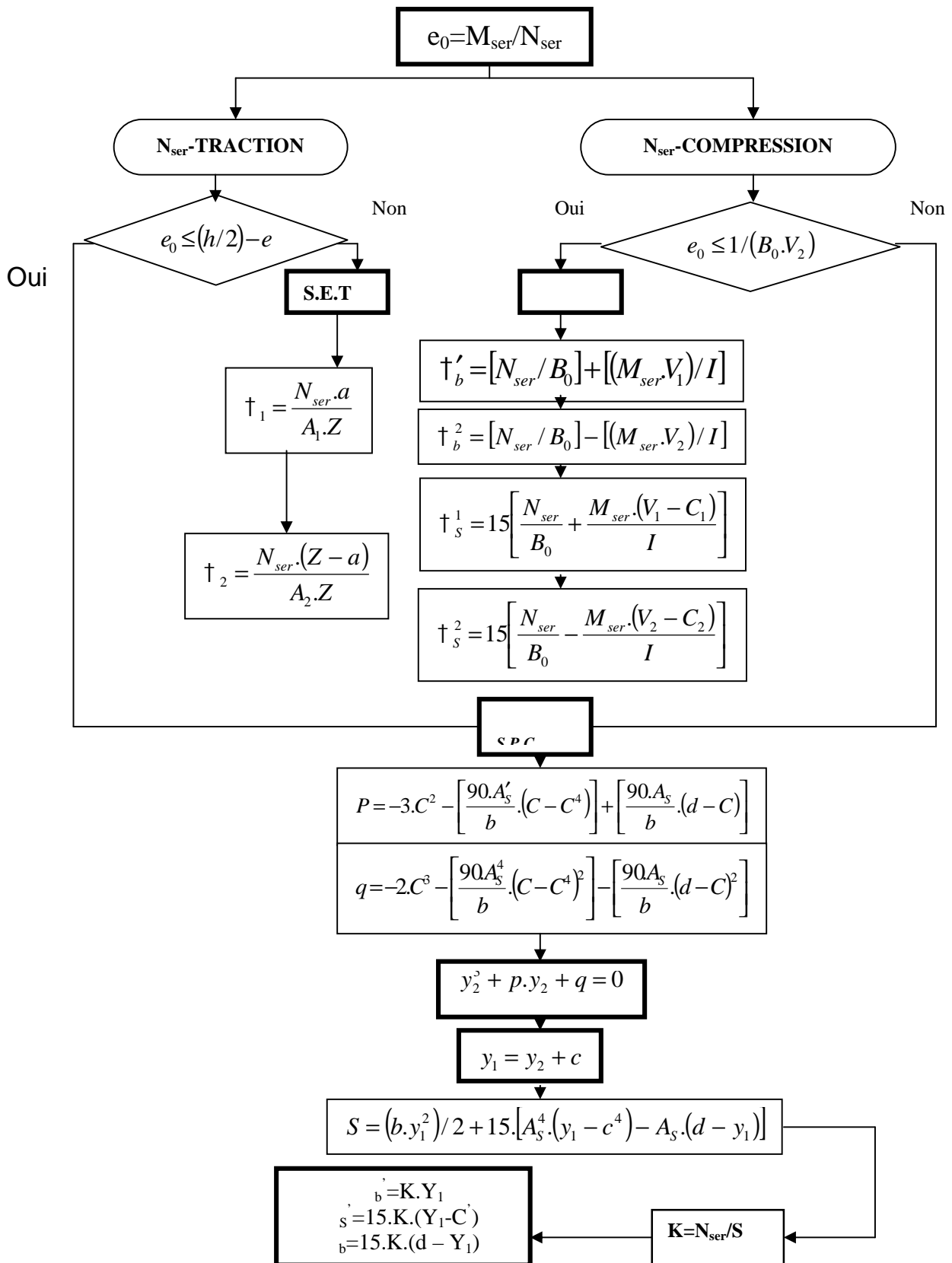
Organigramme 3

traction simple



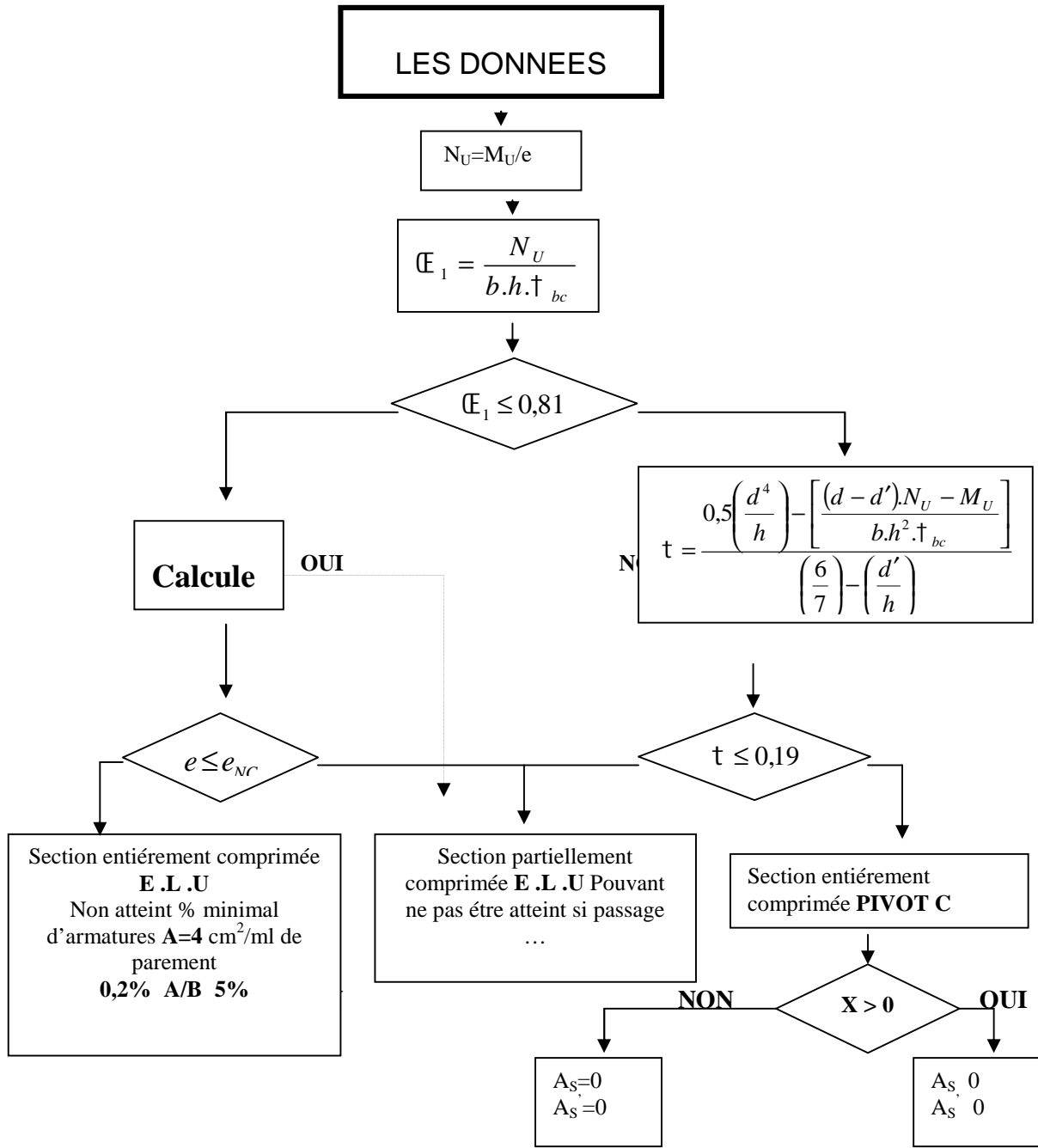
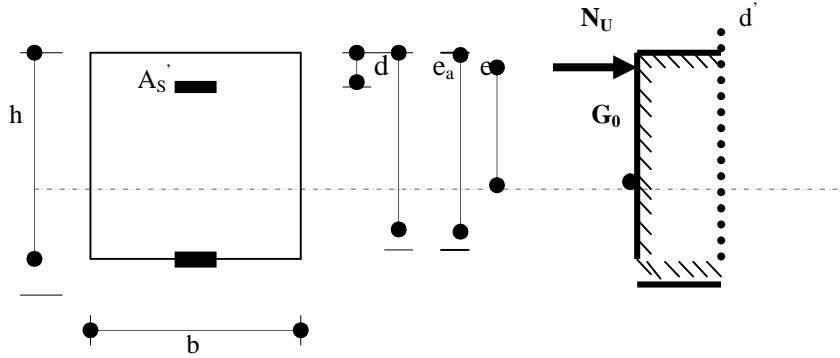
Organigramme4

flexion composee à E.L.S

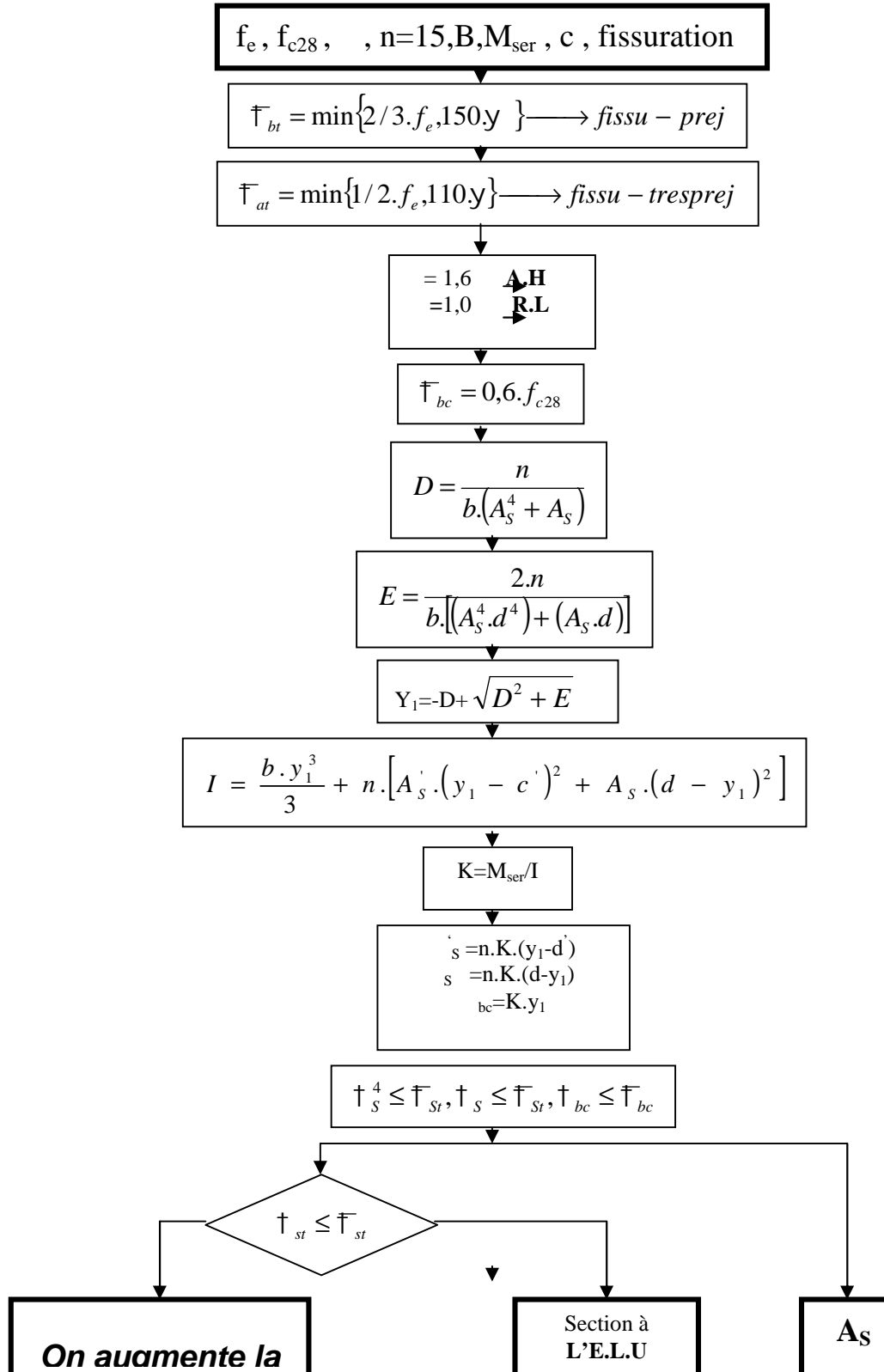


Organigramme 5
Calcul d'une section rectangulaire

à l'E.L.U en flexion composée

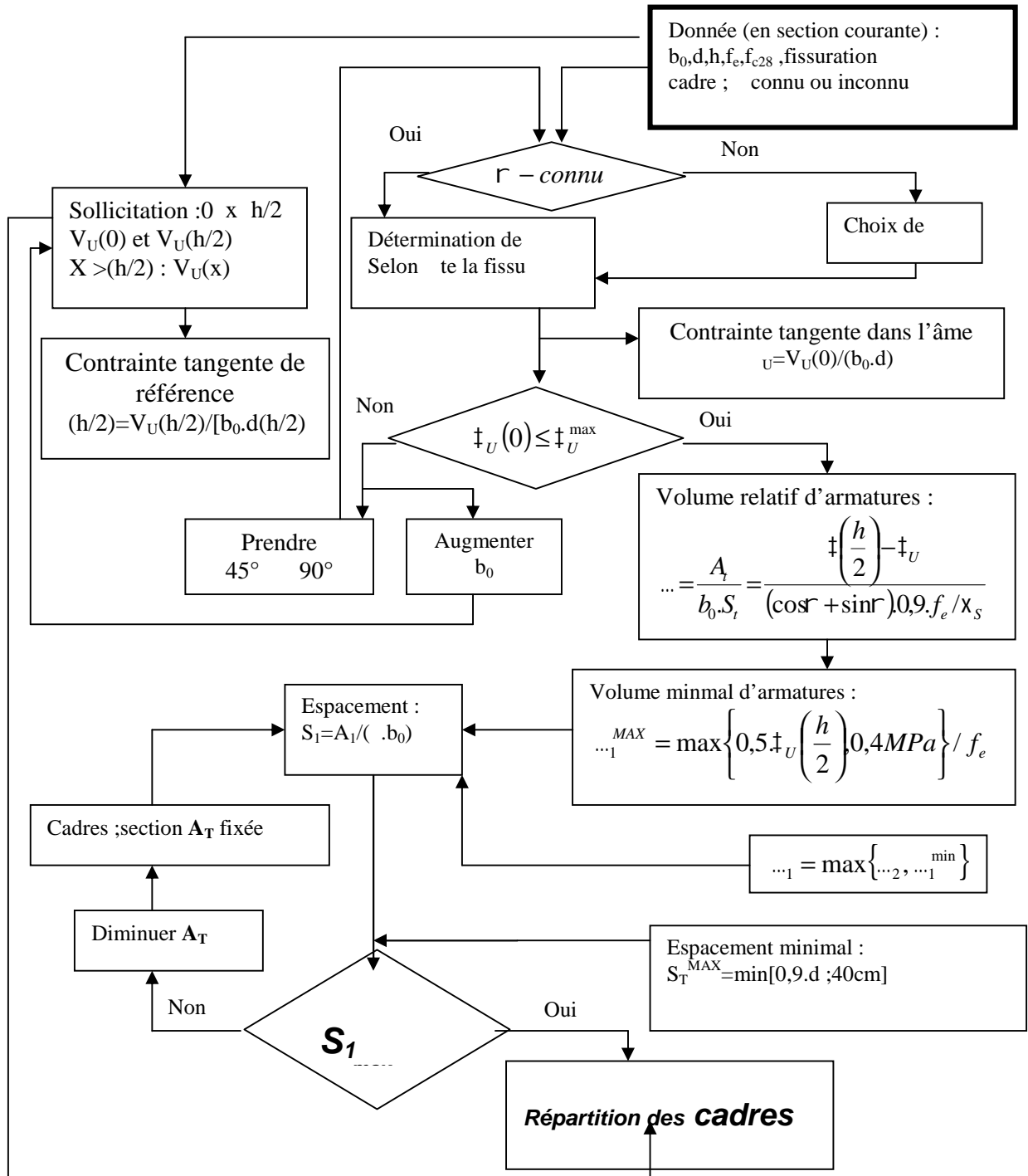


Organigramme 6
verification d'une section
rectangulaire a L'E.L.U



Organigramme 7

calcul des armatures d' une poutre soumise
a l'effort tranchant



Annexe

SECTIONS REELLES D'ARMATURES

Section en cm² de N armatures de diamètre ϕ en mm

$N \backslash \phi$	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.31	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.04	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Annexe

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5.RPA.99.2003.page.41

Tableau 4.5 : valeurs du coefficient de pondération β

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement :	
	- Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout.	0,30
	- salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

يه هذا المشروع إلى دراسة بناية ذات طابع سكني تتألف من طابق ارضي + 7 , يتم انجازها بولاية
المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم رية المضادة للزلازل

. (RPA 99 version 2003)

مقاومة و استقرار البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة بواسطة العارضات و الأعمدة و الجدران المشكلة

الدراسة الحركية تمت باستعمال برنامج آلي

. (ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS PROFESSIONA 2009)

تحديد و التسليح كل العناصر المقاومة للبنائة صمم طبق المعايير و القوانين المعمول بها في الجزا

. (RPA 99 version 2003, BAEL 91 modifier 99)

تسليح العناصر (الأعمدة و العارضات و الجدران الخرسانية) و العناصر الثانوية ثم يدويا. في نهاية ,
دراسة عناصر البنية التحتية, و هي الأساسات , هو أيضا جزء من هذا المشروع .

كامات مفتاحية , , , روافد بأعمدة و جدران خرسانية .

الأ :
: زينب : المؤطر : أ.
: مياي : برينة
: _____

هذه المذكرة عبارة عن دراسة تقنية لإنجاز بناية سكنية + أرضي بولاية قالمة المنطقة الزلزالية II-a حسب معايير المقاومة للزلازل الجزائرية . الهدف من هذا المشروع هو معرفة مختلف مراحل انشاء البناية من التحديد المبدئي للأبعاد الكمية والتقديرية مروراً بالتصميم و إنجاز المخططات الإنشائية .

كلمات مفتاحية : ' تقدير الأبعاد ' .

Thesis : a study of a residential building with ground floor + seven floors with mixed bracing

Name : GHODBANE First name : Zeyneb Directed by : M.REFRAFI Salah

Name : MIALI First name : Sabrina

Abstract :

This brief is a study of a residential building with ground floor + seven floors located in Guelma region, this region is ranked as seismic zone II-a according to the RPA-99/2003 version. The aim of this project is the discover the different stages of the implementation, of the building, of the initial selection of dimensions for the quantitative detection and estimated by the design and implementation of construction plans, therefore all phases of technical design were addressed from the initial selection of dimensions to the costing and the meter through design and structural plans making.

Key words : reinforced concrete, anti-seismic.

Thèse : Etude d'une tour R+7 a usage d'habitation contreventement mixte

Nom : GHODBANE Prénom : Zeyneb Encadreur : M. REFRAFI Salah

Nom : MIALI Prénom : Sabrina

Résumé :

Le présent mémoire, étudie un bâtiment tour en R+7 à usage d'habitation. Il est implanté à la wilaya de GUELMA. Cette région est classée en zone sismique IIa selon le RPA-99/version 2003. L'objectif de ce projet est de découvrir les différentes étapes de la mise en place de l'immeuble, toutes les phases de conception ont été abordées, du pré dimensionnement, au métré et chiffrage en passant par le dimensionnement et les plans de mise en œuvre.

Mots clés : Béton armé, pré dimensionnement, parasismique.

Conclusion :

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation de l'étudiant de génie civil et c'est la meilleure occasion pour lui pour mettre en évidence les connaissances théoriques acquises durant le cursus de formation.

Ce projet nous a permis d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment d'un côté et d'approfondir ainsi ses connaissances de l'autre côté. Ceci se fait à partir de la lecture des différentes références bibliographiques et surtout grâce au côtoiement des spécialistes du domaine de génie civil tel que les ingénieurs et les chercheurs.

Cette étude nous a également contraint à adopter un rythme de travail qui nous a aidé à mieux enrichir nos connaissances tant sur le plan de l'exploitation de la documentation (livres techniques, documents techniques réglementaires en vigueur...), ainsi que sur le plan de familiarisation avec les logiciels de calcul et de dessin (Robot2014, Autocad).

Si la documentation technique et l'outil informatique sont d'un apport précieux et indispensable dans la conception de la structure d'un projet, néanmoins la contribution du bon sens de l'étudiant par le choix des solutions les plus efficaces et les moins couteuses restent primordiales.

Enfin, ce modeste travail ne reste pour nous qu'un premier pas qui sera si Dieu le veut suivi par d'autres encore plus importants et on n'a nullement la prétention d'avoir tout appris.

Nous avons saisi combien il est important de bien analyser une structure avant de la calculer. L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

Pour la réalisation d'une construction en zone sismique, on établit d'abord la partie architecturale, en tenant compte de la fonction d'exploitation propre de cette construction, on recherche aussitôt après, la disposition convenable des éléments de contreventement.

Notons qu'à la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience, que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur, ainsi que le logiciel lui même.