



Faculté des Sciences Appliquées
Département de Génie Civil

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

Filière : Travaux Publics

Spécialité : Voies et Ouvrages d'Art

Présenté par :

Mr SANGARE Ibrahima

Sujet du mémoire

**Etude d'un bâtiment en béton armé (R+4)
à usage d'habitation situé à Tiaret**

Soutenu publiquement en juin 2023 devant le jury composé de :

Mr A. B. BENYAMINA	Président
Mr M. MIMOUNI	Encadreur
Mr I. D. KLOUCHE	Examineur
Mr G. ABADA	Examineur

Promotion 2022/2023

R *emerciements*

Al Hamdoulillah, Louange à Allah qui m'a permis de mener à bien cette humble tâche.
J'exprime ma profonde gratitude à Mr MIMOUNI Mohamed pour son soutien indéfectible, sa disponibilité et ses efforts inlassables en supervisant ce projet de fin d'étude, en partageant généreusement son expertise et son expérience avec moi, prenant le temps de me guider patiemment tout au long du processus.

Ma gratitude s'étend aux Messieurs énumérés ci-dessous :

Chacun de mes instructeurs dans le domaine des travaux publics et du génie civil ;

L'éminente personne qui préside le jury dont j'ai l'honneur d'avoir comme président du jury ;

Les membres du jury.

Ma sincère gratitude va aux membres de l'administration et tout le personnel de la faculté.

Mes reconnaissances les plus profondes à tous ceux qui ont constitués à l'avancement de mes années d'étude, plus particulièrement à ma famille, notamment mes deux parents et mon frère pour leur affection constante et leur patience sans faille à mon égard.

D *édicace*

Avec beaucoup d'humilité, je dédie ce travail à :

Mes parents bien-aimés, dont l'amour sans bornes et la patience inébranlable m'ont toujours inspiré et motivé à poursuivre mes rêves, méritent ma plus grande gratitude. Aucun mot ne peut exprimer de manière adéquate ma profonde gratitude pour tous les sacrifices qu'ils ont consentis en mon nom.

Mon frère pour son affection, sa patience, son soutien et sa conduite exemplaire.

Tous mes amis, frères et sœurs bien-aimés!

Tous ceux qui ont contribué à mes progrès, jouant un rôle dans la réalisation de ce travail avec une mention spéciale à mon ami et ancien qui s'est tenu à mes côtés.

Ma famille tiaretienne qui m'a rendu le séjour agréable en Algérie.

Liste des notations

- $E.L.U$:Etat limite ultime.
- $E.L.S$: Etat limite service.
- A_{max}, A_{min} : Section d'acier maximale et minimale.
- A_s : Armatures supérieures.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- A' : Section d'armatures comprimées.
- B_r : Aire d'une section réduite de béton.
- \emptyset : Diamètre des armatures.
- φ : Angle de frottement.
- C : Cohésion.
- q : Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- G : Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.
- V_0 : Effort tranchant a la base.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- P_U : Charge concentrée appliquée à l'E.L.U.
- P_{Ser} : Charge concentrée appliquée à l'E.L.S.
- T_u : Effort tranchant ultime.
- T : Effort tranchant, Période.
- S_t : Espacement.
- λ : Elancement.

e : Epaisseur, Indice des vides.
 b_0 : Largeur d'une section rectangulaire ou de la nervure d'une section en T.
 f : Flèche.
 f : Flèche admissible.
 L : Longueur ou portée.
 L_f : Longueur de flambement.
 W : Poids total de la structure.
 d : Hauteur utile.
 F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
 M_u : Moment à l'état limite ultime.
 M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
 M_t : Moment en travée.
 M_a : Moment sur appuis.
 M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.
 I : Moment d'inertie.
 h : Hauteur totale d'une section.
 μ : Coefficient de frottement acier/béton.
 π : Coefficient de fissuration.
 ν : Coefficient de poisson; effort normal réduit.
 η : Coefficient d'équivalence.
 β : Coefficient de pondération.
 M : Moment, Masse.
 i : Rayon de giration.
 E_s : Module d'élasticité de l'acier.
 f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
 f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
 F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
 K : Coefficient de raideur de sol.
 Y : Position de l'axe neutre.
 I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène.
 E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
 E_{vj} : Module d'élasticité différé.

Liste des Figures

Figure I.1 : Vue en plan	04
Figure I.2 : Vue en 3D.....	04
Figure I.3 : Diagramme parabole – rectangle.	09
Figure I.4 : Diagramme rectangulaire simplifié.....	10
Figure I.5 : Diagramme de déformation – contraintes	12
Figure 1.6 : Diagramme des déformations limites de la section : règle des trois pivots.	14
Figure II.1 : Plancher terrasse inaccessible	19
Figure II.2 : Plancher étage courant.	20
Figure II.3 : Coupe transversale du mur extérieur.....	20
Figure II.4 : Coupe transversale du mur intérieur.....	21
Figure II.5 : Surface afférente du poteau le plus sollicité.	23
Figure III.1 : Plancher à corps creux.....	27
Figure III.2 : Schéma des poutrelles (Type 01).....	28
Figure III.3 : Schéma des poutrelles (Type 02).....	28
Figure III.4 : Schéma poutrelle type 01	32
Figure III.5 : Diagramme M (Terrasse).	42
Figure III.6 : Diagramme T (Terrasse).	43
Figure III.7 : Diagramme M (Etage Courant).	43
Figure III.8 : Diagramme T (Etage Courant).	43
Figure III.9 : Schéma section en Té.....	44
Figure III.10 : Disposition du ferrailage des poutrelles	49
Figure IV.1 : Représentation de l’acrotère.	51
Figure IV.2 : Disposition du ferrailage de l’acrotère.	55
Figure IV.3 : Schéma statique du balcon.....	56
Figure IV.4 : Disposition du ferrailage du balcon.	57
Figure IV.5 : Schéma d’un escalier.....	58
Figure IV.6 : Schéma statique de l’escalier.....	61
Figure IV.7 : Schéma statique escalier (Moments fléchissant effort tranchants).	61
Figure IV.8 : Disposition du ferrailage de l’escalier.....	64
Figure IV.9 : Disposition du ferrailage de la poutre de palière.	67
Figure V.I : Mode de vibration 1.	72
Figure V.2 : Mode de vibration 2.....	72

Figure V.3 : Mode de vibration 3.....	73
Figure VI.1 : Ferrailage des poutres (Terrasse).....	90
Figure VI.2 : Ferrailage des poutres (Etage).....	91
Figure VI.3 : Zone nodale (RPA99/v2003).....	96
Figure VI.4 : Ferrailage des poteaux.....	98
Figure VI.5 : Schéma voile et poteaux.....	102
Figure VI.6 : Vue en plan d'un voile en béton armé (Zone choisie pour étude).....	103
Figure VI.7 : Calcul de la contrainte σ_3	103
Figure VI.8 : Vérification du flambement par rapport à l'axe xx.....	104
Figure VI.9 : La disposition du ferrailage du voile	106
Figure VII.1 : Plan de fondation (Disposition des semelles isolées).....	110
Figure VII.2 : Schéma semelle et poteau.	111
Figure VII.3 : Semelle filante sous poteaux et voile.....	116
Figure VII.4 : Ferrailage des longrines.	121

Liste des tableaux

Tableau.I.1 : Caractéristiques géométriques.	05
Tableau I.2 : Coefficient des charges de la durée d'application.....	09
Tableau II.1 : Descente de charges terrasse inaccessible (selon le DTR BC2-2).....	19
Tableau II.2 : Descente de charges étage courant (selon le DTR BC2.2).....	20
Tableau II.3 : Descente de charge murs extérieurs (selon le DTR BC2.2).....	21
Tableau II.4 : Descente de charge murs intérieurs (selon le DTR BC2.2).	21
Tableau II.5 : Récapitulation du pré-dimensionnement.	25
Tableau III.1 : Différentes charges des poutrelles.....	29
Tableau III.2 : Récapitulation des moments sur appuis.....	39
Tableau III.3 : Récapitulation des moments en travées.....	39
Tableau III.4 : Récapitulation des moments sur appuis.....	40
Tableau III.5 : Récapitulation des moments en travées.....	40
Tableau III.6 : Récapitulation des efforts tranchants.....	42
Tableau III.7 : Récapitulation des efforts tranchants.....	42
Tableau IV.1 : Descente de charges balcon (selon le DTR BC2.2).....	56
Tableau IV.2 : Evaluation des charges et des surcharges (paillasse).....	60
Tableau IV.3 : Evaluation des charges et des surcharges (palier).	60
Tableau V.1 : Spectre de réponse.....	71
Tableau V.2 : Période fondamentale de la structure.	72
Tableau V.3 : Somme des masses modales effectives.	73
Tableau V.4 : Paramètre du spectre de réponse.....	74
Tableau V.5 : Poids de la structure.	75
Tableau V.6 : Déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens.....	77
Tableau V.7 : L'effet P- Δ dans les deux sens.	78
Tableau V.8 : Excentricité entre le centre des masses et le centre de torsion de chaque étage...78	
Tableau V.9 : Excentricité théorique et accidentelle.	79
Tableau VI.1 : Moments max des poutres principales intermédiaires :.....	82
Tableau VI.2 : Moments max des poutres principales de rive :	82
Tableau VI.3 : Moments max des poutres secondaires intermédiaires :.....	83
Tableau VI.4 : Moments max des poutres secondaires de rive :	83
Tableau VI.5 : Récapitulation du ferrailage des poutres principales intermédiaires :.....	86

Tableau VI.6 : Récapitulation du ferrailage des poutres principales de rive :	86
Tableau VI.7 : Récapitulation du ferrailage des poutres secondaires intermédiaires :.....	86
Tableau VI.8 : Moments max des poutres secondaires de rive :	86
Tableau VI.9 : Armatures minimales et maximales pour les poteaux.....	92
Tableau VI.10 : Sollicitations du premier genre.....	92
Tableau VI.11 : Sollicitations du deuxième genre.....	93
Tableau VI.12 : Ferrailage des poteaux	98
Tableau VII.1 : Efforts normaux et moments fléchissant.....	110
Tableau VII.2 : Efforts normaux et moments fléchissant... ..	116
Tableau VII.3 : Sollicitations de calcul.....	119
Tableau VII.4 : Coefficient de zone sismique.....	120

Sommaire

Remerciements

Dédicace

Liste des notations

Liste des figures

Liste des tableaux

CHAPITRE -I- Généralités et hypothèses de calcul

I.1. Historique :	02
I.2. Introduction générale:	02
I.3. Présentation du projet :	03
I.3.1. Présentation de l'ouvrage :	03
I.3.2. Caractéristiques géométriques :	05
I.3.3. Ossature et système constructif adopté :	05
I.4. Caractéristiques géotechniques du sol :	06
I.5. Caractéristique mécanique des matériaux :	06
I.5.1. Le béton :	06
I.5.2. Principaux caractéristiques et avantages de béton:	06
I.5.3. Résistance mécanique :	07
I.5.4. Méthode de calcul :	08
I.5.5. Déformation et contrainte de calcul :	08
I.5.6. Contrainte admissible de cisaillement :	10
I.5.7. Module de déformation longitudinal du béton :	10
I.5.8. Diagramme déformation contrainte de calcul :	12
I.5.9. Contrainte limite de traction des armatures :	12
I.6. Hypothèse de calcul :	13
I.6.1. E. L. U. R :	13
I.6.2. E. L. S :	15

CHAPITRE -II- Pré-dimensionnement des éléments structuraux

II.1. Introduction :	18
II.2. Pré dimensionnement du plancher :	18
II.3. Descente de charges :	18

II.4. Pré-dimensionnement des poutres :	21
II.5. Pré dimensionnement des poteaux :	22
II.6. Pré dimensionnement des voiles :	25

CHAPITRE -III- Etude des planchers

III.1. Introduction :	27
III.2. Dimensionnement des poutrelles :	27
III.3. Différents types de poutrelles :	28
III.4. Différentes charges des poutrelles :	29
III.5. Méthode de calcul des poutrelles :	29
III.5.1. Méthode forfaitaire :	29
III.5.2. Méthode de CAQUOT minorée :	29
III.5.3. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :	32
III.6. Etude des poutrelles :	32

CHAPITRE -IV- Etude des éléments secondaires

IV.1. Acrotère :	51
IV.1.1. Introduction :	51
IV.1.2. Rôle :	51
IV.1.3. Dimensions :	51
IV.1.4. Calcul des sollicitations :	51
IV.1.4.1. Vérification de la compression partielle ou entière de la section :	52
IV.1.4.2. Calcul du ferrailage (E.L.U) :	53
IV.1.4.3. Vérification de l'existence des armatures comprimée A' :	53
IV.1.4.4. Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire :	53
IV.1.4.5. Vérification des contraintes (E.L.S) :	53
IV.1.4.7. Vérification du ferrailage vis-à-vis du séisme :	54
IV.2. Balcon :	55
IV.2.1. Introduction :	55
IV.2.2. Descentes de charges :	56
IV.2.3. Vérifications :	57
IV.3. Escaliers :	58

IV.3.1. Introduction :	58
IV.3.1.1.Nomenclature :	58
IV.3.2. Dimensionnement des escaliers :	58
IV.3.3. Evaluation des charges et des surcharges à l'E.L.U et l'E.L.S :	60
IV.3.4. Calcul des sollicitations :	61
IV.3.5. Vérifications :	62
IV.3.6. Etude de la poutre palière :	64

CHAPITRE -V- Etude sismique

V.1. Introduction :	69
V.2. But de l'étude sismique :	69
V.3. Méthode de calcul :	69
V.4. Méthode d'analyse modale spectrale :	70
V.4.1. Principe de la méthode :	70
V.5. Modélisation :	70
V.5.1. Présentation du logiciel :	70
V.5.2. Etapes de la modélisation :	70
V.5.3. Détermination du spectre de réponse:	71
V.5.4. Résultats de l'analyse :	72
V.5.4.1. Périodes :	72
V.5.4.2. Les modes de vibrations :	72
V.5.4.3. La somme des masses modales effectives :	73
V.5.6. Justification de la sécurité (vérifications confortements aux règles du RPA99/v2003) :	74
V.5.7. Calcul et vérification des déplacements :	77
V.5.8. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :	77
V.5.9. Excentricité entre le centre des masses et le centre de torsion :	78

CHAPITRE -VI- Ferrailage des portiques et des voiles

VI.1. Introduction :	81
VI.1.1. Combinaisons de calcul :	81
VI.2. Ferrailage des poutres :	81
VI.2.1. Méthode de calcul :	81
VI.2.2. Les armatures longitudinales :	82

VI.2.3. Exemples de calcul :	83
VI.2.4. Vérifications :	87
VI.2.4.1. Poutres principales (30x45) cm ² :	87
VI.3. Ferrailage des poteaux :	91
VI.3.1. Exemple de calcul :	92
VI.3.1.1. Les sollicitations défavorables :	92
VI.3.1.2. Calcul d'un poteau :	93
VI.4. Calcul et ferrailage des voiles :	98
VI.4.1. Introduction :	98
VI.4.2. Le système de contreventement :	99
VI.4.3. Le principe de calcul :	99
VI.4.4. Ferrailage des voiles :	102
VI.4.4.1. Détermination des contraintes :	102
VI.4.4.2. Calcul des armatures verticales :	102
VI.4.4.3. Calcul des armatures horizontales :	103
VI.4.4.4. Calcul des armatures transversales :	103
VI.4.5. Vérifications :	103
VI.4.5.1. Vérification de la stabilité et la résistance du voile à l'E.L.U :	103
VI.4.5.2. Vérification des contraintes dans le béton à l'E.L.S :	105
VI.4.5.3. Vérification de la contrainte de cisaillement sous l'effet des charges sismiques :	105
VI.4.6. Disposition des armatures :	105
VI.4.6.1. Armatures verticales :	105
VI.4.6.2. Armatures horizontales :	106
VI.4.6.3. Armatures transversales :	106

CHAPITRE -VII- Etude de l'infrastructure

VII.1. Introduction :	108
VII.2. Stabilité des fondations :	108
VII.3. Choix du type de fondations :	108
VII.3.1. Choix du type de fondations :	109
VII.3.2. Définition de la semelle isolée :	109
VII.3.3. Définition de la semelle filante :	109
VII.4. Calcul de l'infrastructure :	110
VII.4.1. Semelles isolées d'angle :	111

VII.4.2. Semelles isolées de rive :.....	113
VII.4.3. Semelles isolées intermédiaires :.....	114
VII.4.4. Semelles filantes :.....	116
VII.4.5. Vérification de la stabilité au renversement (RPA99/v2003).....	118
VII.5. Calcul des longrines :	119
VII.5.1. Ferrailage des longrines :.....	120
VII.5.2. Calcul des armatures :.....	120
Conclusion générale	123
Références bibliographiques.....	124
Annexes	
Résumé	



Chapitre I:

Généralités et Hypothèses de calcul

I.1. Historique :

Le terme « **béton** » fait référence à un matériau de construction amalgamé fait d'agrégats (tels que du sable et du gravier) et maintenu par un liant. Le béton armé est préféré aux matériaux alternatifs en raison de sa facilité de construction et de sa polyvalence de conception.

Les architectes et les ingénieurs comptent fréquemment sur le béton pour construire des bâtiments, ainsi que des ouvrages d'art, en raison de sa capacité à supporter de grandes portées qui seraient autrement impossibles avec des matériaux comme la pierre ou le bois.

En 1867, mise au point du Béton Armé pour donner au ciment plus de résistance, les français **Joseph-Louis Lambot** et **Joseph Monnier** imaginent de rendre plus ferme au moyen de grillage ou de fils barbelés, et déposent des brevets pour rendre la construction de ses petits ponts et grottes plus solides.

Depuis l'Antiquité, l'édification de structures a été une préoccupation importante et a favorisé la poursuite de l'humanité. Actuellement, la construction est florissante dans de nombreux pays et une multitude d'experts se livrent à la pratique de la construction pour les travaux publics et d'autres domaines liés à la construction.

La construction est sans doute l'un des plus anciens métiers de l'histoire humaine. Cependant, il est essentiel de connaître comment il a évolué au fil des ans pour s'adapter aux goûts, aux valeurs et aux techniques de construction modernes. Notamment, ces avancées visent à assurer une fiabilité structurelle maximale face aux catastrophes naturelles telles que les tremblements de terre.

Pour qu'une construction soit jugée satisfaisante, il est crucial qu'elle soit méticuleusement calculée et façonnée :

- Compte tenu de sa durée de vie et de son coût prévus, il est essentiel de s'assurer que le matériau continu d'être adapté à l'usage auquel il est destiné.
- Pour garantir son intégrité, l'objet doit rester indemne et insensible à tout événement perturbateur, y compris les explosions, les chocs ou les erreurs humaines.
- La structure en question doit posséder la capacité de résister à toute action potentielle ou facteur externe pouvant survenir lors de l'exécution ou de l'exploitation. De plus, elle doit être suffisamment durable pour supporter des coûts de maintenance minimaux.

I.2. Introduction générale:

Lorsqu'on entreprend un projet de construction d'un bâtiment en béton armé, la priorité absolue est de garantir sa stabilité et sa durabilité, en assurant la sécurité des usagers.

Avec l'urbanisation croissante, les pays industrialisés privilégient de plus en plus la construction verticale pour optimiser l'espace et favoriser la croissance économique.

Du fait de sa position géographique, l'Algérie se trouve dans une zone de rencontre des plaques tectoniques. Par conséquent, certaines parties du pays sont considérées comme des régions à forte activité sismique.

Il existe donc, des dangers potentiels tels que des tremblements de terre et des dommages causés par le vent. Pour atténuer ce risque, il est crucial de respecter les normes et recommandations parasismiques en renforçant la structure de manière appropriée.

La sélection d'un modèle de comportement approprié présente de nombreux défis dans l'étude des bâtiments en béton armé, quel que soit leur type spécifique.

La réglementation parasismique algérienne définit des modèles et des techniques particuliers adaptés à chaque type de bâtiment.

Le présent Projet de Fin d'Etude consiste à l'étude d'un bâtiment R+4 en béton armé contreventée par un système mixte portiques/voiles.

Les éléments structuraux du bâtiment sont dimensionnés et ferrailés afin de résister à une multitude de contraintes, tant statiques que dynamiques qui peuvent leur être imposées. Il est également essentiel de prendre en compte l'aspect financier de la réalisation de l'ouvrage

- Pré dimensionnement des éléments horizontaux (planchers et poutres) et des éléments verticaux (poteaux et voiles) et l'étude des charges ;
- Calcul des différents éléments secondaires (acrotère, balcons, et escaliers) ;
- Etude de la rigidité et de la résistance du bâtiment face au séisme ;
- Calcul des éléments structuraux ;
- Etude des différents éléments qui composent l'infrastructure.

I.3. Présentation du projet :

I.3.1. Présentation de l'ouvrage :

Le projet que nous allons mener consiste à la réalisation d'un immeuble résidentiel en béton armé, comportant cinq (05) niveaux dont : un (01) rez-de-chaussée plus quatre (04) étages. Il est implanté à Tiaret, qui est classée comme zone de faible activité sismique (zone I) selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99/v2003).

Vue en plan :

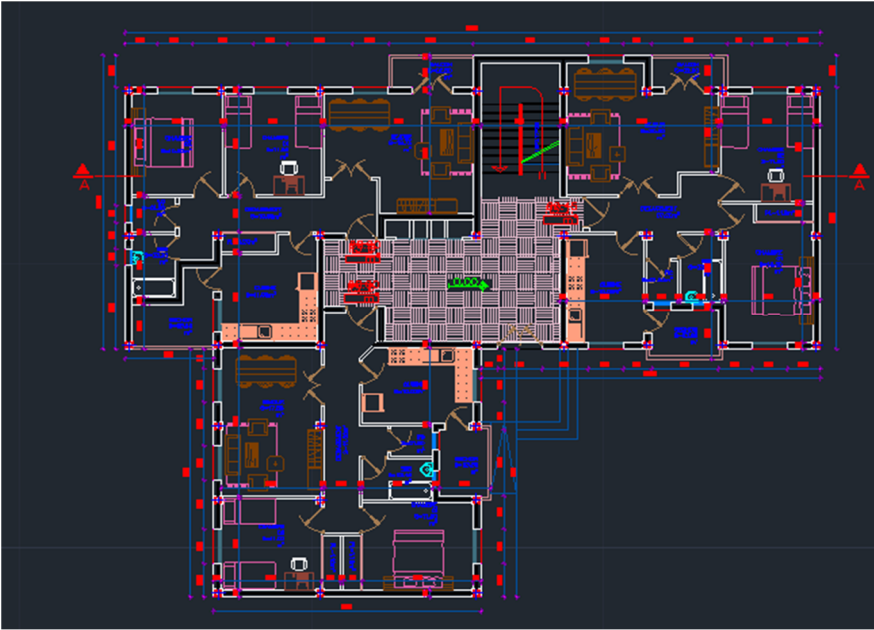


Figure I.1 : Vue en plan.

Vue en 3D :

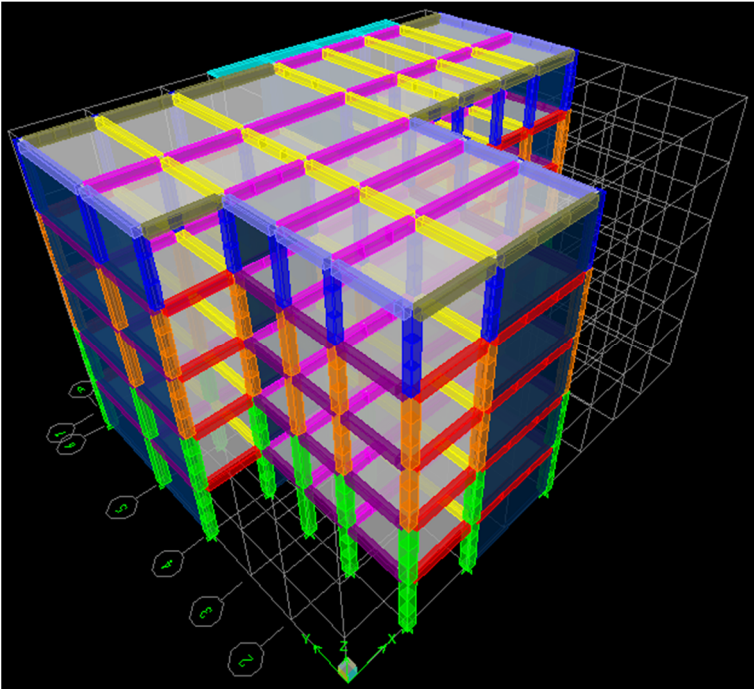


Figure I.2 : Vue en 3D.

I.3.2. Caractéristiques géométriques :

Longueur totale du bâtiment	23,85 m
Largeur totale du bâtiment	19.00 m
Hauteur totale du bâtiment	15,30 m
Hauteur du RDC	3,06 m
Hauteur des étages courants	3,06 m

Tableau.I.1 : Caractéristiques géométriques.**I.3.3. Ossature et système constructif adopté :**

- **Ossature :**

C'est une ossature mixte réalisée en système de portique (poteaux, poutres) et voiles avec interaction.

- **Planchers :**

Tous les planchers sont réalisés en corps creux et une dalle de compression type (20+5) cm

- **Escaliers:**

On a un seul type d'escalier : Escalier droit à deux (02) volées utilisé pour l'accès d'un niveau à un autre, du RDC au 4ème étage.

- **Maçonnerie :**

Les murs extérieurs sont réalisés en doubles parois en briques creuses de (15 cm ; 10 cm) séparées par un vide de 5 cm.

Les murs intérieurs sont réalisés en simples cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

- **Revêtement :**

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement à carrelage pour les planchers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

- **Isolation :**

L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher, par contre au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux

parois qui compose se dernier, et par la minimisation des ponts thermique en cour de réalisation.

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

I.4. Caractéristiques géotechniques du sol :

Le sol d'assise présente les propriétés géotechniques suivantes :

- La contrainte du sol : $\sigma_{sol} = 2$ bars pour un ancrage $D = 1.60$ m ;
- Le poids spécifique du sol : $w = 1,7$ t/m³ ;
- L'angle de frottement interne du sol $\varphi = 35^\circ$;
- La cohésion $C = 0$ (sol pulvérulent) ;
- Le site est de nature meuble donc S_3 .

I.5. Caractéristique mécanique des matériaux :

Le béton et l'acier utilisés dans la construction de cet ouvrage seront choisis conformément aux règles techniques de conception, et de calcul des ouvrages en béton armé B.A.E.L91/modifié99, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/v2003

I.5.1. Le béton :

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

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

- 350 kg de ciment (CPA 325) ;
- 400 l de sable ($d_g \leq 5$ mm) ;
- 800 l de gravillon ($d_g \leq 25$ mm) ;
- 175 l d'eau de gâchage.

La fabrication des bétons est en fonction de l'importance du chantier, elle peut se former soit par une simple bétonnière de chantier, soit par l'installation d'une centrale à béton.

La centrale à béton est utilisée lorsque les volumes et les cadences deviennent élevés, et la durée de la production sur un site donné est suffisamment longue.

I.5.2. Principaux caractéristiques et avantages de béton:

- Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal ;
- La mise en place des armatures dans le coffrage ;
- Le coulage du béton dans le coffrage ;
- Décoffrage ou démoulage après durcissement suffisant du béton.

Les principaux avantages du béton armé sont :

- **L'Economie** : le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction ;
- **La Souplesse des formes**: elle résulte de la mise en œuvre du béton dans les coffrages auxquels on peut donner toutes sortes de formes ;
- **La Résistance aux agents atmosphériques**: elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.
- **La Résistance au feu** : le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.

En contrepartie, les risques de fissurations constituent un handicap pour le béton armé, le retrait et le fluage sont souvent des inconvénients dont il est difficile de palier tous les effets.

Son poids volumique est : $\begin{cases} \text{Béton armé: } \gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3 \\ \text{Béton non armé: } \gamma_b = 22 \text{ KN/m}^3 \end{cases}$

I.5.3. Résistance mécanique :

a) Résistance caractéristique à la compression :

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

Lorsque les sollicitations s'exercent sur le béton à un âge de « j » jours inférieur à 28 jours. On se réfère à la résistance f_{cj} . Obtenu au jour considéré, elle est évaluée par la formule :

$$f_{cj} = \frac{j}{a + bj} * f_{c28}$$

Avec :

$$\text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \rightarrow a = 4.76 ; b = 0.83$$

$$40 \leq f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow a = 1.40 ; b = 0.95$$

Pour $j \geq 60$ jours $\rightarrow f_{cj} = 1.1f_{c28}$; (à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement).

✓ Pour notre étude, on prendra $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

b) Résistance caractéristique à la traction :

Cette résistance est définie par la relation $f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$.

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

$$\checkmark \quad \text{Pour } f_{c28} = 25\text{MPa} \quad \longrightarrow \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

I.5.4. Méthode de calcul :

Après avoir effectué plusieurs tests à travers le monde, une compréhension plus précise du comportement du béton armé a émergé. Cela a conduit à une refonte importante des méthodes de calcul, laissant place à la méthode de calcul aux états limites.

➤ **Définition des états limites :**

Un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation des sécurités appropriées vis-à-vis:

De sa ruine ou de celle de l'un de ses éléments ;

Du comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect ou encore le confort des usagers.

Les états limites sont classés en deux catégories:

- **Etat limite ultime (ELU) :**

Il s'agit de la défaillance d'une structure ou de l'un de ses composants en raison d'une perte de stabilité, d'un flambement ou d'une rupture. Autrement dit:

- L'état limite ultime de la structure est l'atteinte d'un équilibre statique non renversant ;
- L'état limite ultime pour des matériaux tels que le béton ou l'acier est démontré par des exemples tels que la rupture par écrasement du béton ;
- Le seuil maximal de stabilité de forme sans flambement d'un poteau est appelé état limite ultime.

- **Etat limite de service (ELS) :**

Au-delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité (ouvertures des fissures ou déformations excessives des éléments porteurs).

I.5.5. Déformation et contrainte de calcul :

- **Etat limite de résistance :**

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit "Parabole – rectangle", et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

Diagramme parabole – rectangle (B.A.E.L91/modifié99.p80) :

C'est un diagramme contraintes déformations du béton qui peut être utilisé dans le cas de E.L.U (en compression 2 ‰ et 3.5‰).

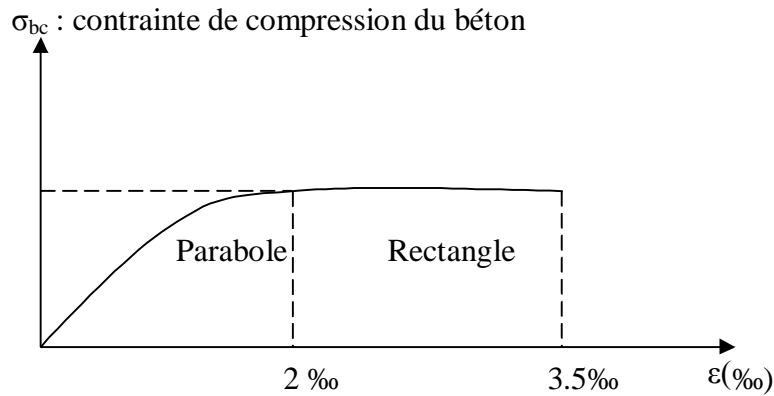


Figure I.3 : Diagramme parabolé – rectangle.

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

- $\sigma_{bc} = \frac{0.85 \cdot 25}{1 \cdot 1.5} = 14.17 \text{ MPa} \rightarrow \text{pour le cas général ;}$
- $\sigma_{bc} = \frac{0.85 \cdot 25}{1 \cdot 1.15} = 18.47 \text{ MPa} \rightarrow \text{pour le cas des combinaisons accidentelles.}$

ϵ_{bc} : déformation du béton en compression. σ_{bc} : contrainte de calcul pour $2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰}$

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

γ_b : coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$ cas général.

$\gamma_b = 1,15$ cas accidentel.

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

$$0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \longrightarrow \sigma_{bc} = 0.25 f_{bc} \times 103 \epsilon_{bc} (4 - 103 \times \epsilon_{bc})$$

$$2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰} \longrightarrow \sigma_{bc} = f_{bc}$$

Le coefficient de minoration 0.85 tient compte de l'influence défavorable de la durée d'application des charges et des conditions de bétonnage vis-à-vis des résistances caractéristiques obtenues par essais sur éprouvettes.

θ : Coefficient d'application

θ	Durée d'application
1	>24 h
0.9	1h ≤ durée ≤ 24h
0.85	<1h

Tableau I.2 : Coefficient des charges de la durée d'application.

➤ Etat limite de service :

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

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

Diagramme rectangulaire (B.A.E.L91/modifié99.p81) :

Lorsque la section est partiellement comprimée ou en flexion simple, on peut utiliser un diagramme rectangulaire simplifié

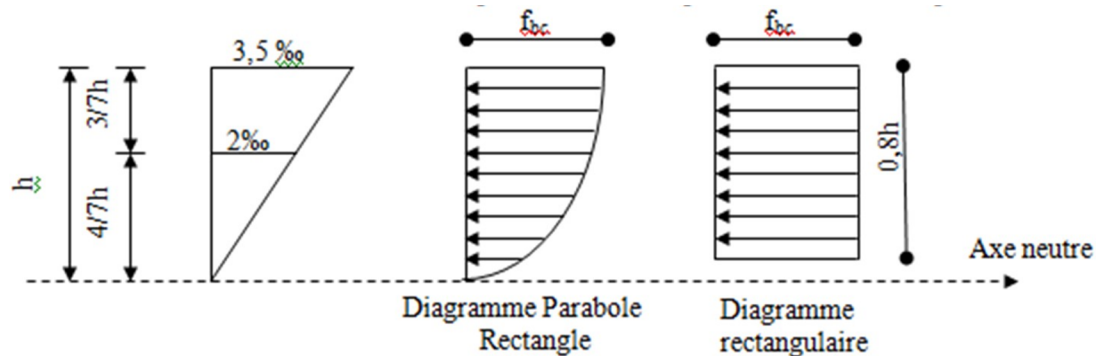


Figure I.4 : Diagramme rectangulaire simplifié.

- Sur la distance restante 0,8h la contrainte a pour valeur $0,85f_{cj} / \gamma_b \theta$ pour les zones comprimées dont la largeur est croissante ou constante vers les fibres les plus comprimées ; ou encore $0,8f_{cj} / \theta \gamma_b$ pour les zones comprimées dont la largeur est décroissante ou constante vers ces mêmes fibres.

I.5.6. Contrainte admissible de cisaillement :

$$\tau_u = \min \left(\frac{0.2 * f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) : \text{Pour une fissuration peu préjudiciable ;}$$

$$\tau_u = \min \left(\frac{0.15 * f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) : \text{Pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton est défini par rapport à l'effort tranchant ultime T_u :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

Avec : $\begin{cases} b: \text{Largeur de la pièce;} \\ d: \text{Hauteur utile.} \end{cases}$

I.5.7. Module de déformation longitudinal du béton :

- Module de déformation instantanée :**

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

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

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.19 \text{ MPa}$$

- **Module de déformation différée :**

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

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt[3]{f_{cj}} = 3700^3 \sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{ MPa}$$

- **Remarque :**

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée.

- a) **Module de déformation transversale :**

- **Coefficient de poisson :**

$$\nu = (\Delta d / d) / (\Delta L / L)$$

Avec :

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

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

Il est pris à :

$\nu = 0$; Pour le calcul des sollicitations ultimes (ELU)

$\nu = 0.2$; Pour le calcul des déformations (ELS)

Le coefficient de Poisson permet de caractériser la contraction de la matière perpendiculairement à la direction de l'effort appliqué. La valeur de ce module de déformation transversale est donnée par l'expression suivante :

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}$$

- a) **Les aciers :**

Le matériau acier est un alliage Fer+Carbone en faible pourcentage. Les aciers pour béton armé sont ceux de :

- Nuance douce pour 0.15 à 0.25% de carbone.
- Nuance mi- dure et dure pour 0.25 à 0.40% de carbone.

Les aciers utilisés en béton armé se distinguent suivant leur nuance et leur état de surface (ronds lisses ou barres à haute adhérence) et sont classés de la façon suivante :

- Ronds lisses bruts obtenue par laminage ;
- Barres à haute adhérence obtenue par laminage à chaud d'un acier naturellement dur ;
- Fils à haute adhérence obtenue par laminage à chaud suivi d'un écrouissage par tréfilage et/ou laminage à froid ;
- Treillis soudés formés par assemblages de barres ou de fils lisses ou à haute adhérence.

Dans la pratique on utilise les nuances d'acier suivantes :

- Acier naturel FeE215 ; FeE235
- Acier à haute adhérence FeE400 ; FeE500
- Treillis soudés de maille 150 x 150 mm² avec $\Phi = 3.5$ mm.

Les barres utilisées sont caractérisées par leur diamètre nominal (Φ). Sauf accord préalable avec le fournisseur, la longueur développée des barres n'excédera pas 12 m (longueur commerciale courante).

Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité.

Le poids volumique de l'acier est de : 78.5 KN/m³ et son module d'élasticité longitudinal $E_s = 200\,000$ MPa.

I.5.8. Diagramme déformation contrainte de calcul :

$$\sigma_s = f(\epsilon\%) ; \quad \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

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

$\gamma_s = 1.15$: Cas général $\rightarrow \sigma_s = 348$ MPa ;

$\gamma_s = 1.00$: Cas de combinaisons accidentelles $\rightarrow \sigma_s = 400$ MPa.

Pour cette étude, on utilisera des aciers longitudinaux (feE400) et des aciers transversaux (feE235).

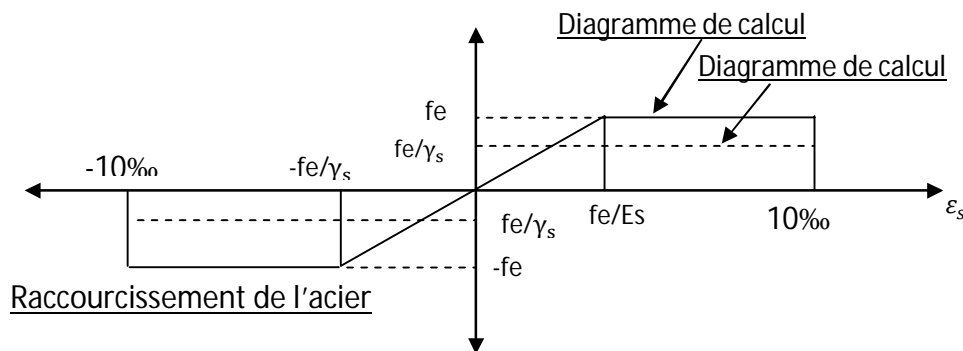


Figure I.5 : Diagramme de déformation – contraintes.

I.5.9. Contrainte limite de traction des armatures :

- Fissuration peu préjudiciable $\bar{\sigma}_{st} \leq f_e$; (pas de limitation) ;
- Fissuration préjudiciable $\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} * f_e ; 110\sqrt{\eta * f_{tj}} \text{ MPa} \right)$;
- Fissuration très préjudiciable $\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{1}{2} * f_e ; 90\sqrt{5 * f_{tj}} \text{ MPa} \right)$.

η : coefficient de fissuration

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

$\eta=1.3$: pour les hautes adhérences avec $\Phi < 6$ mm (HA) ;

$\eta=1.6$: pour les hautes adhérences avec $\Phi \geq 6$ mm (HA).

I.6. Hypothèse de calcul :

Selon les règles B.A.E.L91/modifié99, on distingue deux états de calcul :

- Etats limites ultimes de résistance E.L.U.R
- Etats limites de service E.L.S

I.6.1. E. L. U. R :

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'action majorées et les résistances calculées en supposant que les matériaux atteignent les limites de rupture minorées ce qui correspond aussi aux règlements parasismiques algérienne RPA99/v2003.

On doit par ailleurs vérifier que l'E. L. U. R n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

a) Hypothèse de calcul :

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation ;
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- La résistance du béton à la traction est négligée ;
- Le raccourcissement du béton est limité à :
 $\varepsilon_{bc}=2\text{‰}$ en flexion composée
 $\varepsilon_{bc}=3.5\text{‰}$ en compression simple
- L'allongement de l'acier est limité à $\varepsilon_s = 10\text{‰}$;
- Les diagrammes déformations- contraintes sont définis pour :
 - ✓ Le béton en compression ;
 - ✓ L'acier en traction et en compression.

b) Règle des trois pivots (B.A.E.L91/modifié99.p83) :

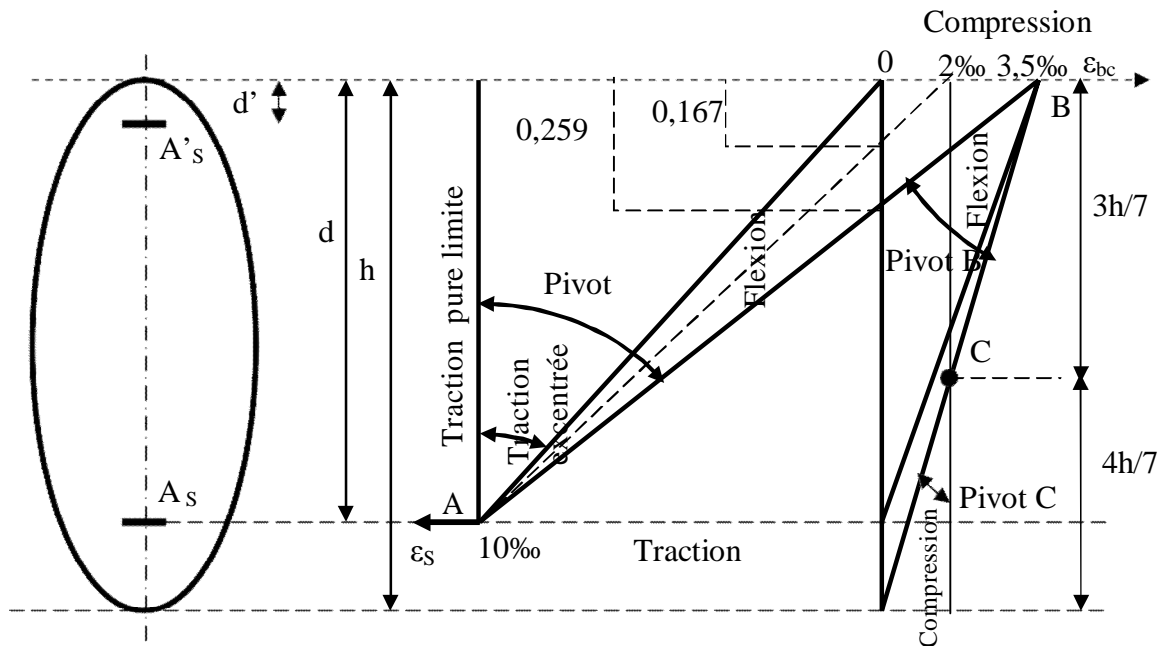


Figure 1.6 Diagramme des déformations limites de la section : règle des trois pivots.

- ▀ Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier.
La déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A, B ou C appelés pivots.
- ▀ **Traction pure** : toutes les fibres s'allongent de la même quantité, le béton se fissure et donc ne participe pas à l'équilibre des sollicitations, la pièce sera hors service lorsque la déformation de l'acier vaut 10‰ donc toute la section sera allongée de 10‰.
- ▀ L'acier doit être reparti dans toute la section ; la limite correspond sur le diagramme à la verticale passant par A.
- ▀ **Traction excentrée** : à la limite, la fibre la plus tendue aura un allongement de 10‰, la moins tendue $\varepsilon_s < 10\text{‰}$, plus l'excentrement augmente plus la tension minimale tend vers 0. Les droites de déformation pivotent donc autour de A jusqu'à la position AO.
- ▀ **Flexion (simple ou composée)** : On ne peut dépasser la position AB qui correspond à un raccourcissement $\varepsilon_{bc}=3,5\text{‰}$ de la fibre de béton la plus comprimée l'état limite ultime est atteint avec $\varepsilon_s = 10\text{‰}$ et $\varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$.
- ▀ La position limite AB correspond à un axe neutre situé à la distance $y=\alpha.AB$ de la fibre la plus comprimée avec $\alpha AB = 3,5/(10+3,5)=0,259$; la flexion simple ou composée avec

$0 \leq \alpha \leq 0,259$ admet le pivot A.

- ▮ Le cas particulier où $\varepsilon_s = 10\text{‰}$ et $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$ correspond à $\alpha = 2/(10+2) \Rightarrow \alpha = 0.167$
 - ▮ Pour augmenter la zone comprimée on ne peut plus augmenter ε_{bc} au-delà de 3.5‰ , il faut donc diminuer σ_s la droite des déformations pivote alors autour de B jusqu'à ce que: $\varepsilon_s = 0$; $\alpha = Y/d$ varie de 0.259 à 1.
 - ▮ La flexion simple ou composée avec armatures tendues avec $0.259 \leq \alpha \leq 1$ admet le pivot B.
 - ▮ Si on fait tourner la droite autour de B la petite partie de section située au-dessous des armatures pourra travailler en partie de traction (pas de contrainte et les aciers seront comprimés), c'est de la flexion composée : la flexion composée avec aciers comprimés (section de béton partiellement comprimée avec $1 \leq \alpha \leq h/d$ admet le pivot B).
 - ▮ **Compression** : si toute la section du béton est comprimée en compression simple, la déformation du béton ne peut pas dépasser $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$.
 - ▮ La compression simple ou composée admet le pivot C.
- $2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰}$ sur la fibre la plus comprimée $\varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$ sur la fibre la plus moins comprimée.

✓ **En résumé :**

- **Pivot A** : traction simple ou composée, flexion avec état limite ultime atteint dans l'acier.
- **Pivot B** : flexion avec état limite ultime atteint dans le béton.
- **Pivot C** : compression simple ou composée.

I.6.2. E. L. S :

Il consiste à l'équilibre des sollicitations d'action réelles (non majorées) et les sollicitations résistantes calculées sans dépassement des contraintes limites.

Les calculs ne se font qu'en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

a) Hypothèse de calcul :

- Les sections droites restent planes.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = E_b * \varepsilon_{bc} \\ \sigma_s = E_s * \varepsilon_s \\ \varepsilon = \frac{\Delta L}{L} \end{array} \right.$$

– Par convention (n) correspond au rapport du module d'élasticité longitudinal de l'acier à celui du béton.

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15 ; \text{ Coefficient d'équivalence.}$$

I.6.5. Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites :

Etat limite ultime :

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante : $1.35G+1.5Q$

Etat limite de service :

Combinaison d'action : $G+Q$

Les règles parasismiques algériennes ont prévu les combinaisons d'actions suivantes :

$$G + Q \pm E$$

$$G + Q \pm 1,2E$$

$$0.8G \pm E$$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} G : \text{ charge permanente} \\ Q : \text{ charge d'exploitation} \\ E : \text{ effort du séisme} \end{array} \right.$$



Chapitre II:

Pré dimensionnement des éléments structuraux

II.1. Introduction :

Pour une stabilité structurelle optimale, chaque composant de la structure, y compris les poutres et les poteaux, doit être pré-dimensionné pour supporter toute la gamme de contraintes attendues, garantissant une durabilité et une fiabilité maximales.

- Les contraintes verticales résultant de l'application des charges permanentes et des surcharges sont une considération primordiale dans le domaine de l'ingénierie structurelle ;
- Les préoccupations liées au tremblement de terre portent principalement sur les contraintes horizontales.

Le dimensionnement préalable de l'ouvrage est calculé selon les réglementations BAEL91/modifié99 et le RPA99/version2003.

II.2. Pré dimensionnement du plancher :

Pour l'épaisseur du plancher h_t on utilise la condition de flèche (rigidité) : $\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5}$

$\left\{ \begin{array}{l} h_t: \text{ hauteur totale du plancher} \\ L: \text{ portée maximale de la poutrelle entre nus d'appuis}(4.80\text{m}) \end{array} \right.$

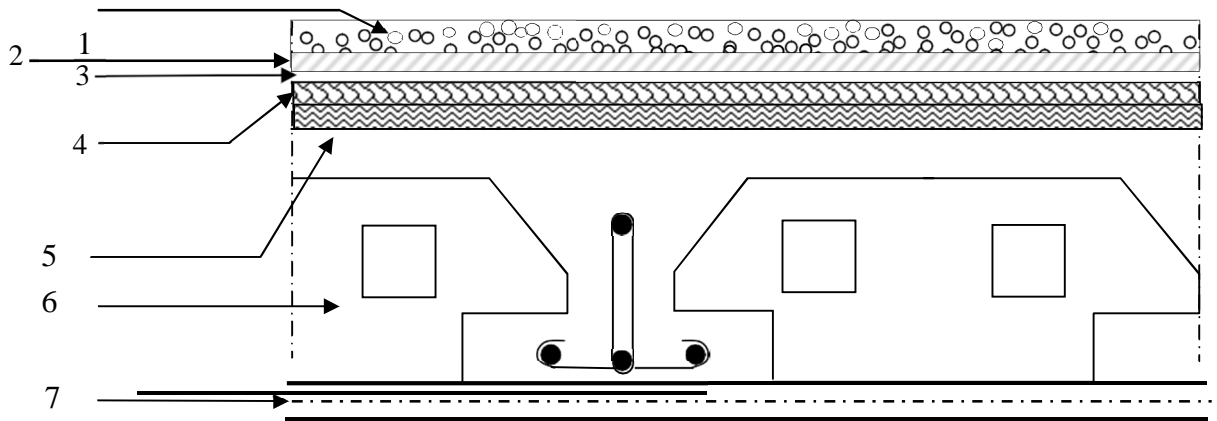
$$h_t \geq \frac{480}{22.5} = 21.33\text{cm} ;$$

On adopte un plancher à corps creux de hauteur totale $h_t = 25\text{cm}$, soit un plancher (20+5) cm.

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} 20\text{cm de corps creux} \\ 5\text{cm d'épaisseur de la table de compression} \end{array} \right.$

II.3. Descente de charges :

L'objectif principal est de déterminer la répartition et les itinéraires des charges permanentes (G) et des charges d'exploitation ou surcharges (Q) sur tous les éléments porteurs de la structure, du point le plus élevé à la fondation.

Plancher terrasse inaccessible :**Figure II.1 :** Plancher terrasse inaccessible.

<i>N°</i>	<i>Désignation de la charge</i>	<i>Valeur (KN/m²)</i>
1	Gravillon roulé (4cm)	0.8
2	Etanchéité multicouche (2cm)	0.12
3	Forme de pente en béton léger (7.5cm)	1.65
4	Chape flottante asphalte (2.5 cm)	0.5
5	Isolation thermique à liège (2.5 cm)	0.03
6	Plancher à corps creux (20+5) cm	3.2
7	Enduit en plâtre (2cm)	0.2
	La charge permanente $G_t = \sum G_i$	6.5

La surcharge d'exploitation $Q_t = 1 \text{ KN/m}^2$

Tableau II.1 : Descente de charges terrasse inaccessible (selon le DTR BC2-2)

Plancher étage courant :

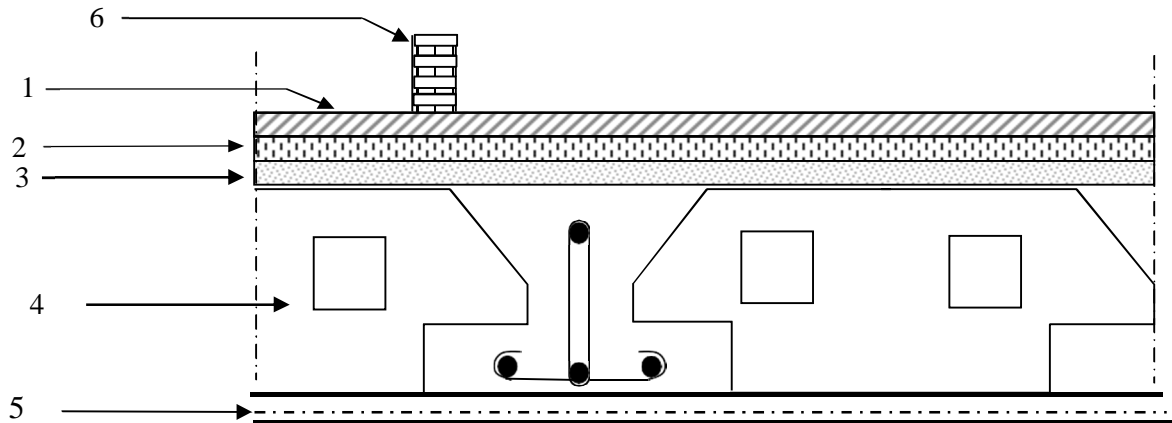


Figure II.2 : Plancher étage courant.

N°	Désignation de la charge	Valeur (KN/m ²)
1	Revêtement de carrelage (2cm)	0.4
2	Mortier de pose (2cm)	0.4
3	Lit de sable fin pour mortier (2cm)	0.34
4	Plancher à corps creux (20+5) cm	3.2
5	Enduits en plâtre (2cm)	0.2
6	Cloisons en briques creuses (10cm)	1.00
	La charge permanente $G_{EC} = \sum G_i$	5.54

La surcharge d'exploitation $Q_{EC} = 1.5 \text{ KN/m}^2$

Tableau II.2 : Descente de charges étage courant (selon le DTR BC2.2).

Murs extérieurs de façade (extérieurs) :

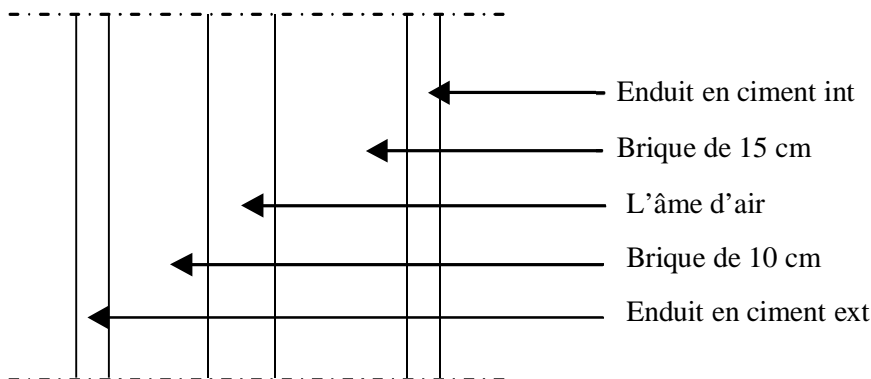


Figure II.3 : Coupe transversale du mur extérieur.

<i>Désignation de la charge</i>	<i>Valeur (KN/m²)</i>
Enduit extérieur en ciment (2cm)	0.36
Briques creuses extérieures (15cm)	1.35
Enduit en ciment face (1.5cm)	0.27
Briques creuses intérieures (10cm)	0.9
La charge permanente $G_{ME}=\Sigma G_i$	2.88

Tableau II.3 : Descente de charge murs extérieurs (selon le DTR BC2.2).

Murs intérieurs :

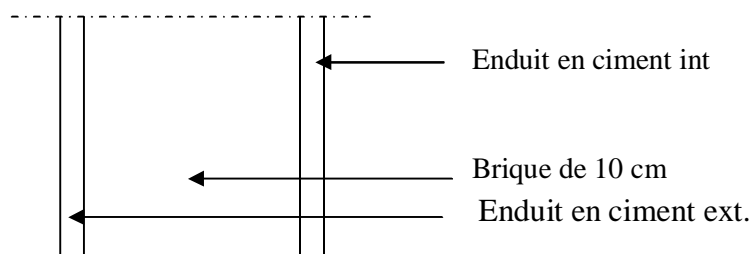


Figure II.4 : Coupe transversale du mur intérieur.

<i>Désignation de la charge</i>	<i>Valeur (KN/m²)</i>
Enduit en ciment face (1.5cm)	0.27
Brique creuse (10cm)	0.9
Enduit en ciment (1.5 cm)	0.27
La charge permanente $G_{MI}=\Sigma G_i$	1.44

Tableau II.4 : Descente de charge murs intérieurs (selon le DTR BC2.2).

II.4. Pré-dimensionnement des poutres :

Les poutres sont généralement caractérisées comme des éléments qui fournissent un support horizontal.

Les poutres sont classées en deux types :

- Les poutres principales : supportant la dalle, les poutres secondaires, les nervures ou les poutrelles et reposant elles-mêmes sur des éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles) ;
- Les poutres secondaires : qui servent à répartir la charge des poutres principales et à

fournir un support supplémentaire à la structure globale.

D'après les règles de **B.A.E.L91/modifié 99** on a :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.7h \end{cases}$$

Avec :

- L : Distance entre les axes des poteaux et on choisit la plus grande portée ;
- h : Hauteur de la poutre.

- **Poutres principales** : L = 5.35m = 535cm

$$\text{Donc : } \frac{535}{15} \leq h \leq \frac{535}{10} \rightarrow 35.67 \leq h \leq 53.5$$

On adopte h = 45 cm

$$\text{Et } 0.3 \times 45 \leq b \leq 0.7 \times 45 \rightarrow 13.5 \leq b \leq 31.5$$

On adopte b = 30 cm

Selon le R.P.A99/v2003, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 30\text{cm} > 20\text{cm}; \text{verifiée} \\ 45\text{cm} > 30\text{cm}; \text{verifiée} \\ 1.5 < 4; \text{verifiée} \end{cases}$$

- **Poutres secondaires** : L = 5.05m = 505cm

$$\text{Donc : } \frac{505}{15} \leq h \leq \frac{505}{10} \rightarrow 33.67 \leq h \leq 50.5$$

On adopte h = 40 cm

$$\text{Et } 0.3 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \rightarrow 12 \leq b \leq 28$$

On adopte b = 30 cm

Selon le RPA99/v2003, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm}; \\ h \geq 30\text{cm}; \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} 30\text{cm} > 20\text{cm}; \text{verifiée} \\ 40\text{cm} > 30\text{cm}; \text{verifiée} \\ 1.33 < 4; \text{verifiée} \end{cases}$$

II.5. Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments essentiels de l'ouvrage sur lesquels se concentre de façon ponctuelle les charges de la superstructure et par lesquels se répartissent vers les infrastructures de l'ouvrage.

Surface afférente :

– Le calcul est basé sur la section du poteau le plus sollicité, la section offerte est la section résultante de la moitié des panneaux entourant ce poteau :

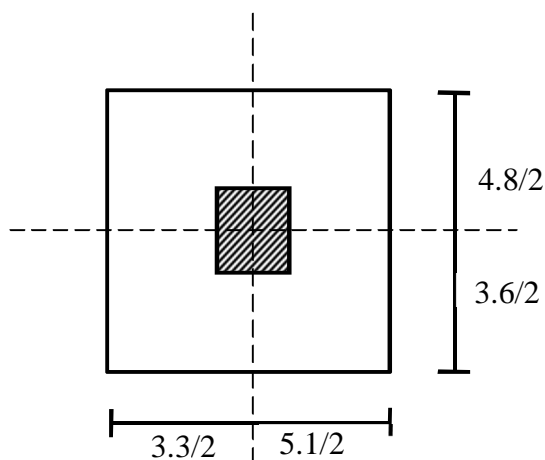


Figure II.5 : Surface afférente du poteau le plus sollicité.

$$S = \left(\frac{3.3}{2} + \frac{5.1}{2} \right) \times \left(\frac{4.8}{2} + \frac{3.6}{2} \right) = 17.640 \text{ m}^2$$

Avec :

S : surface afférente supportée par le poteau le plus défavorable.

– Poids du plancher terrasse et des planchers courants :

$$(G_t + 4G_{EC}) \times S = [6.5 + (4 \times 5.54)] \times 17.64 = 505.562 \text{ KN}$$

– Poids des poutres principales :

$$G_{pp} = \gamma_b \times h \times b \times L \times n = 25 \times 0.45 \times 0.30 \times 5.35 \times 5 = 105.328 \text{ KN}$$

– Poids des poutres secondaires :

$$G_{ps} = \gamma_b \times h \times b \times L \times n = 25 \times 0.40 \times 0.30 \times 5.35 \times 5 = 75.75 \text{ KN}$$

– Effort normal dû aux charges permanentes :

$$N_G = P_{PL} + P_{PP} + P_{PS} = 505.562 + 105.328 + 75.75 = 686.64 \text{ KN}$$

– Effort normal dû aux charges d'exploitation :

$$N_Q = (Q_t + 4Q_{EC}) \times S = [1 + (4 \times 1.5)] \times 17.64 = 123.48 \text{ KN}$$

AL'ELU : $1.35G + 1.5Q$

$$N_u = [(1.35 \times 686.64) + (1.5 \times 123.48)] = 1112.184 \text{ KN}$$

☞ *Remarque :*

Majoration de 10% du N_u pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans les bâtiments comportant au moins trois (03) travées.

Donc :

$$Nu = 1.1Nu = 1.1 \times 1112.184 = 1223.402 \text{ KN}$$

– **Détermination de la section du poteau (axb) :**

- Vérification au flambement :

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

$$\lambda \leq 50$$

$$\lambda \leq \frac{L_f}{i} = \frac{0.7 \cdot l_0}{i} ; \text{ Avec : } \begin{cases} \lambda : \text{l'élancement mécanique d'une section comprimée} \\ L_f : \text{longueur de flambement} \\ l_0 : \text{hauteur d'étage} \\ i : \text{inertie d'une section rectangulaire} \end{cases}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} ; \text{ Avec : } B = a \times b \text{ et } I = ba^3/12$$

$$\text{On a } l_0 = 3.06 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } \lambda = \frac{0.7 \cdot 306}{0.289a} \leq 50 ;$$

$$\Rightarrow a \geq 14.82 \text{ cm} ; \text{ On adopte } a = 40 \text{ cm.}$$

Selon les règles du B.A.E.L91/modifié99 ; Nu est comme suit :

$$Nu \leq \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \theta \cdot \gamma_b} + A_s \cdot \frac{F_e}{\gamma_s} \right]$$

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

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

Section d'armature longitudinale :

$$A_s = 07\% B_r \dots \dots \dots \text{zone I selon le RPA99/v2003}$$

$$n = \frac{A_s}{B_r} = 0.7\%$$

Section réduite Br :

$$B_r \geq \frac{\beta \cdot Nu}{\left[\frac{0.85 \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + 0.85 \left(\frac{A_s}{B_r} \cdot \frac{F_e}{\gamma_s} \right) \right]}$$

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

$$\lambda \leq 50 \text{ on prend } \lambda = 35 \text{ d'où } \beta = 1.2$$

$$Br \geq \frac{1.2 * 1223.402 * 10^3}{\left[\frac{0.85 * 25 * 10^2}{0.9 * 1.5} + 0.85 \left(0.7\% * \frac{400 * 10^2}{1.15} \right) \right]}$$

$$Br \geq 824.29 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow 38\text{cm (b-2cm)} \geq 824.29 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow b \geq 23.69 \text{ cm ; On adopte } b = 40 \text{ cm.}$$

- Vérification des conditions du RPA99/v2003 :

Min (a ; b) = 40 cm > 25 cmCondition vérifiée

Min (a ; b) = 40 cm > $\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm}$ Condition vérifiée

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

La section des poteaux des autres étages est choisie selon la loi de dégression.

Tableau récapitulatif du pré-dimensionnement des poteaux et poutres :

Elements	Poteaux (cm ²)	Poutres principales (cm ²)	Poutres secondaires (cm ²)
R.D.C et 1 ^{er} étage	40x40	30x45	30x40
2 ^e et 3 ^e étage	35x35	30x45	30x40
4 ^e étage	30x30	30x45	30x40

Tableau II.5 : Récapitulation du pré-dimensionnement.

II.6. Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des composants structuraux qui servent à la fois à supporter certaines des charges verticales et à assurer la stabilité de la structure contre les forces horizontales telles que le vent et l'activité sismique.

Le RPA99/v2003 considère comme voile de contreventement les voiles satisfaisants les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max \left(\frac{h_e}{25} ; 15 \right) \text{ cm} \\ L \geq 4e \text{ et } e_{\min} = 15\text{cm} \end{array} \right. ; \text{ Avec : } \left\{ \begin{array}{l} L: \text{ longueur du voile} \\ e: \text{ épaisseur du voile} \\ h_e: \text{ hauteur d'étage} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow e \geq \frac{306}{25} \Rightarrow e \geq 12.24 \text{ cm}$$

On adopte des voiles d'épaisseur e = 20 cm.



Chapitre III:

Etude des planchers

III.1. Introduction :

Le premier rôle des planchers est de servir de surfaces horizontales qui délimitent les niveaux, avec une épaisseur considérablement inférieure à leurs dimensions en plan, et ils sont chargés de résister et de supporter les charges et les surcharges afin qu'elles puissent être transmises aux éléments porteurs.

On peut considérer les corps creux comme des poids morts n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage.

Le plancher est composé de : poutrelles, corps creux, et dalle de compression.

III.2. Dimensionnement des poutrelles :

On a approprié un seul type de revêtement puisque notre structure est une construction courante avec une surcharge modérée ($Q \leq 5 \text{ kN/m}^2$; selon le DTR BC2.2).

Plancher à corps creux $h_t = 25 \text{ cm}$:

{ 20 cm: corps creux
 { 5 cm: dalle de compression

Les poutrelles fonctionnent comme des profilés en T, elles sont disposées dans une direction perpendiculaire aux poutres principales. Le plancher à corps creux est considéré comme un élément qui travaille dans une seule direction.

Les poutrelles sont disposées perpendiculairement au sens porteur, espacées de 65 cm et sur lesquelles vient s'appuyer l'hourdis.

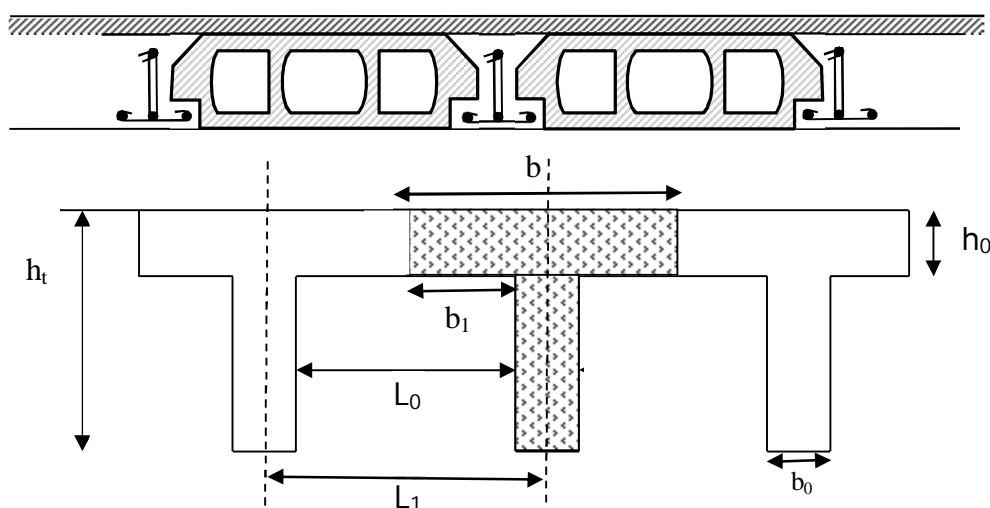


Figure III.1 : Plancher à corps creux.

Calcul de la largeur (b) de la poutrelle :

On a :

h_t :	Hauteur de la nervure	$h_t = 20 + 5 = 25$ cm
h_0 :	Hauteur de la dalle de compression	$h_0 = 5$ cm
b_0 :	Portée de la nervure	$b_0 = 12$ cm
l_0 :	$= 2 \times b_1$	$L_0 = 2 \times b_1$
L :	La largeur max	$L = 4.8$ m
b :	Largeur de la dalle	$b = 2b_1 + b_0$
h_t :	Hauteur du plancher	$h_t = 25$ cm

Selon les règles B.A.E.L9/modifié99 ;

La largeur de la dalle de compression « b » est déterminée comme suit :

$$L = 4.8 \text{ m} \quad L_1 = 0.65 \text{ m} \quad b = 2b_1 + b_0 \dots\dots(1)$$

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{L_1 - b_0}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{65 - 12}{2} = 26.5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{480}{10} = 48 \text{ cm} \\ 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{cases}$$

On adopte $b_1 = 26.5$ cm ;
(1) $\Rightarrow b = 2(26.5) + 12 = 65$ cm
 Donc : $b = 65$ cm.

III.3. Différents types de poutrelles :

Notre bâtiment est constitué de deux types de poutrelles, ce sont les mêmes à tous les niveaux.

Type 01 :

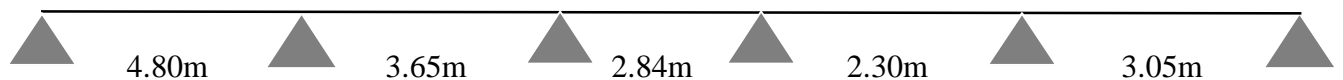


Figure III.2 : Schéma des poutrelles (Type 01).

Type 02 :



Figure III.3 : Schéma des poutrelles (Type 02).

III.4. Différentes charges des poutrelles :

<i>Niveaux</i>	$G(KN/m^2)$	$Q(KN/m^2)$	$b(m)$	$E.L.U$ $q_u = (1.35G + 1.5Q)b$	$E.L.S$ $q_s = (G + Q)b$
Terrasse Inaccessible	6.5	1	0.65	6.68	4.88
Etage Courant	5.54	1.5	0.65	6.32	4.58

Tableau III.1 : Différentes charges des poutrelles.**III.5. Méthode de calcul des poutrelles :**

Pour le calcul des poutrelles, différentes méthodes peuvent être utilisées, parmi lesquelles la méthode « **forfaitaire** » qui est une approche simplifiée et la méthode de « **CAQUOT minorée** » telles que proposées par la réglementation B.A.E.L91/modifié99, pour le calcul des moments, ces méthodes s'appliquent pour les conditions courantes.

III.5.1. Méthode forfaitaire :**➤ Conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

- La charge d'exploitation $Q \leq \max(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$;
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans toutes les travées ;
- La fissuration ne compromet pas la tenue du béton armé ni celle de ses revêtements (fissuration peu préjudiciable) ;
- Le rapport des portées successives est compris entre 0,8 et 1,25 $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25$;

III.5.2. Méthode de CAQUOT minorée :**a) Domaine d'application :**

Si la méthode forfaitaire n'est pas applicable, nous avons recours à la méthode de CAQUOT minorée

qui est appliquée lorsque nous avons :

$$Q < 2G \text{ ou } Q < 5 \text{ KN/m}^2.$$

b) Principe de la méthode :

Elle consiste à multiplier la part des moments sur appui par un coefficient compris entre 1 et 2/3 (Le coefficient multiplicateur est généralement fixé à 2/3) provenant exclusivement des charges permanentes.

On reprend la totalité de G ensuite pour le calcul des moments en travée.

c) Moments sur appuis :

(Poutres à moments d'inertie égaux dans les différentes travées et non solidaires des poteaux).

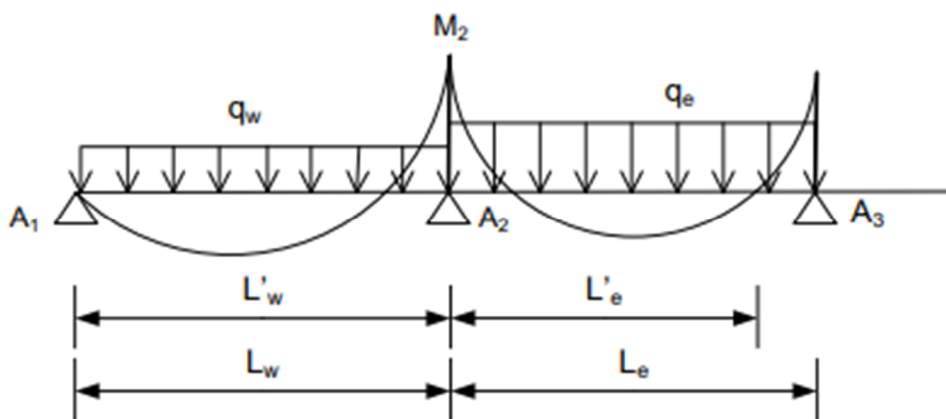
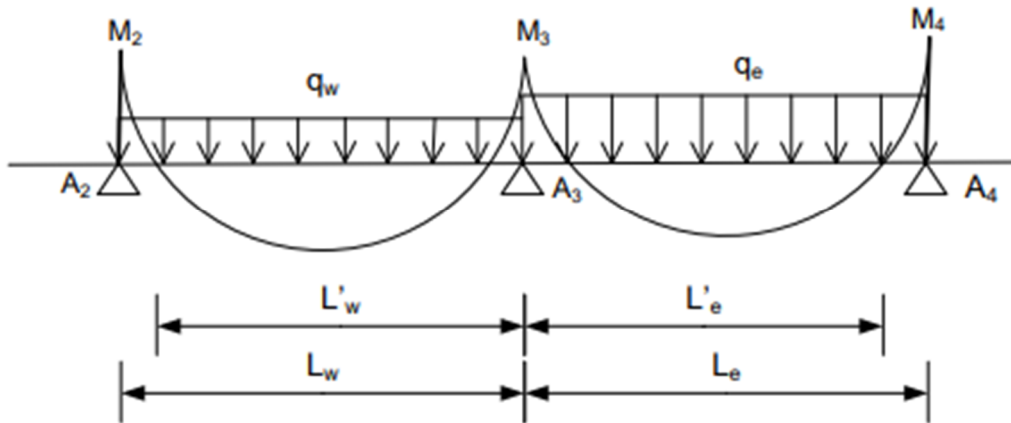
d) Hypothèses :

Pour le calcul des moments sur appuis M_a , on applique les hypothèses suivantes :

- Seules les charges sur les travées voisines de l'appui considéré sont prises en compte ;
- On adopte des longueurs de potées fictives l' , telles que:

$l' = l$: pour les deux travées de rive ;

$l' = 0.8l$: pour les travées intermédiaires.



– La formule de CAQUOT apporte des corrections à la méthode de continuité théorique pour atténuer les moments sur appuis : le coefficient 8 est remplacé par 8.5

Pour le cas de charge réparties, les moments sur appui intermédiaire sont donnés par :

$$M_{\text{appui}} = - \left(\frac{q_w L'_w{}^3 + q_e L'_e{}^3}{8.5(L'_w + L'_e)} \right)$$

e) Moments en travées :

Pour les calculs des moments en travée M_t , on considère la longueur des portées réelles l (et non pas l').

– Rappels RDM :

Pour une travée quelconque A_{i-1} , A_i de longueur L_i d'une poutre continue, soumise à l'action d'un système de charges.

On pose :

$$M_w = |M_{i-1}|$$

$$M_e = |M_i|$$

L'équation du moment de flexion en travée (à une distance x) est donnée par :

$$M(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{qx^2}{2} - M_w + \frac{(M_w - M_e)}{L}x$$

L'équation de l'effort tranchant dans la travée est donnée comme étant la dérivée de l'équation du moment de flexion :

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = \frac{ql}{2} - qx + \frac{(M_w - M_e)}{L}$$

La résolution de l'équation $T(x)=0$ permet de connaître l'abscisse d'effort tranchant nul et donc du moment fléchissant maximal en travée :

$$\left(T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = \frac{ql}{2} - qx + \frac{(M_w - M_e)}{L} = 0 \right) \Rightarrow \left(x = \frac{L}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{ql} \right)$$

$$M_{tmax} = \frac{ql^2}{8} - \frac{(M_w - M_e)}{2} + \frac{(M_w - M_e)^2}{2ql^2}$$

f) Efforts tranchants :

Les efforts tranchants sont calculés en tenant compte des moments sur appuis évalués par la méthode de CAQUOT.

En A_{i-1} :

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{L}$$

En A_i :

$$T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{L}$$

Le cas de charge correspondant aux efforts tranchants maximums sur l'appui i se produit lorsque les deux travées adjacentes sont chargées et les autres déchargées.

III.5.3. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

– La charge d'exploitation $Q \leq \max(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$:

Plancher étage courant : $G = 5.54 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

$\Rightarrow Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 < 2G = 11.8 \text{ KN/m}^2$Condition vérifiée.

Plancher terrasse : $G = 6.5 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$\Rightarrow Q = 1 \text{ KN/m}^2 < 2G = 13 \text{ KN/m}^2$Condition vérifiée.

– Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans toutes les travées :

$(I=C^{ste})$Condition vérifiée.

– Fissuration peu préjudiciable.....Condition vérifiée.

– $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25$ Condition non vérifiée

La dernière condition n'étant pas vérifiée, nous allons utiliser la méthode de CAQUOT minorée.

III.6. Etude des poutrelles :

a) **Calcul des sollicitations que subit la poutrelle type 01 :**

Le calcul se fera suivant la méthode de Caquot minorée :

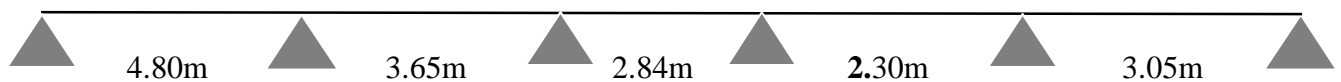


Figure III.4 : Schéma poutrelle type 01

a).1. **Calcul des moments fléchissant suivant l'E.L.U et E.L.S :**

▮ **Calcul des moments sur appuis :**

A) **A L'E.L.U :**

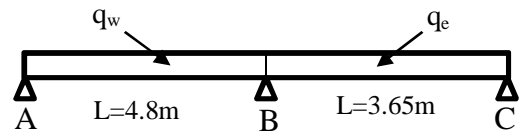
Terrasse inaccessible :

$$G_t = 6.5 \text{ KN/m}^2 ; Q_t = 1 \text{ KN/m}^2 ; G' = 2/3G$$

$$q_u = (1.35G' + 1.5Q) \times 0.65 = [1.35(2/3 \times 6.5) + 1.5(1)] \times 0.65 = 4.78 \text{ KN/ml}$$

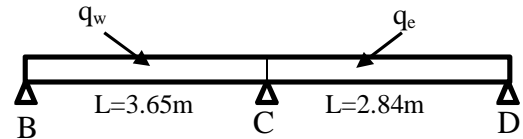
Moment sur l'appui B :

On a : $M_A = M_C = 0$;
 $q_w = q_e = 4.78 \text{ KN/ml}$
 $M_B = \left| - \left(\frac{q_w L_w^3 + q_e L_e^3}{8.5(L_w + L_e)} \right) \right| = 9.87 \text{ KN.m}$



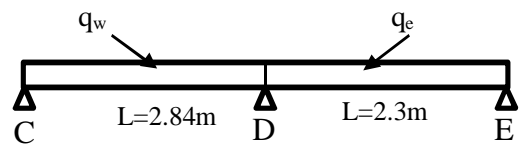
Moment sur l'appui C :

On a : $M_B = M_D = 0$;
 $q_w = q_e = 4.78 \text{ KN/ml}$
 $M_C = \left| - \left(\frac{q_w L_w^3 + q_e L_e^3}{8.5(L_w + L_e)} \right) \right| = 3.97 \text{ KN.m}$



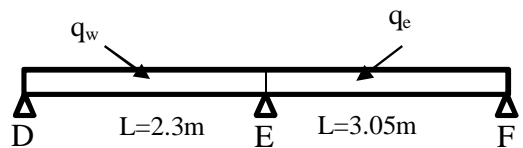
Moment sur l'appui D :

On a : $M_C = M_E = 0$;
 $q_w = q_e = 4.78 \text{ KN/ml}$
 $M_D = \left| - \left(\frac{q_w L_w^3 + q_e L_e^3}{8.5(L_w + L_e)} \right) \right| = 2.45 \text{ KN.m}$



Moment sur l'appui E :

On a : $M_D = M_F = 0$;
 $q_w = q_e = 4.78 \text{ KN/ml}$
 $M_E = \left| - \left(\frac{q_w L_w^3 + q_e L_e^3}{8.5(L_w + L_e)} \right) \right| = 3.98 \text{ KN.m}$

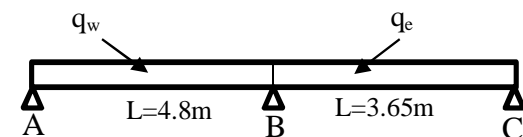


Etage courant :

$G_{EC} = 5.54 \text{ KN/m}^2$; $Q_{EC} = 1.5 \text{ KN/m}^2$; $G' = 2/3G$
 $q_u = (1.35G' + 1.5Q) \times 0.65 = [1.35(2/3 \times 5.54) + 1.5(1.5)] \times 0.65 = 4.70 \text{ KN/ml}$

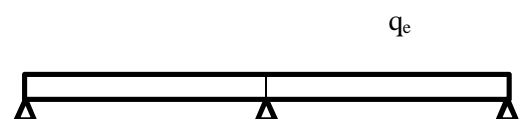
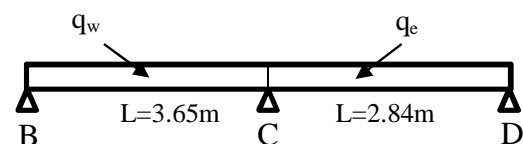
Moment sur l'appui B :

On a : $M_A = M_C = 0$;
 $q_w = q_e = 4.70 \text{ KN/ml}$
 $M_B = \left| - \left(\frac{q_w L_w^3 + q_e L_e^3}{8.5(L_w + L_e)} \right) \right| = 9.70 \text{ KN.m}$



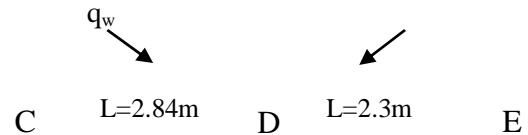
Moment sur l'appui C :

On a : $M_B = M_D = 0$;
 $q_w = q_e = 4.70 \text{ KN/ml}$
 $M_C = \left| - \left(\frac{q_w L_w^3 + q_e L_e^3}{8.5(L_w + L_e)} \right) \right| = 3.90 \text{ KN.m}$



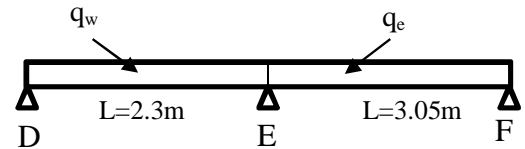
Moment sur l'appui D :

On a : $M_C = M_E = 0$;
 $q_w = q_e = 4.78 \text{ KN/ml}$
 $M_D = \left| - \left(\frac{q_w L_w^3 + q_e L_e^3}{8.5(L_w + L_e)} \right) \right| = 2.41 \text{ KN.m}$



Moment sur l'appui B :

On a : $M_D = M_F = 0$;
 $q_w = q_e = 4.70 \text{ KN/ml}$
 $M_E = \left| - \left(\frac{q_w L_w^3 + q_e L_e^3}{8.5(L_w + L_e)} \right) \right| = 3.91 \text{ KN.m}$



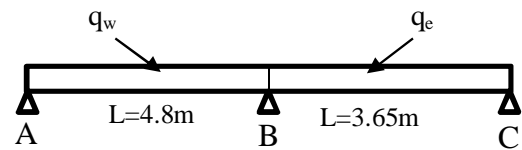
B) A L'E.L.S :

Terrasse inaccessible :

$G_t = 6.5 \text{ KN/m}^2$; $Q_t = 1 \text{ KN/m}^2$; $G' = 2/3G$
 $q_{ser} = (G' + Q) \times 0.65 = [(2/3 \times 6.5) + 1] \times 0.65 = 3.47 \text{ KN/ml}$

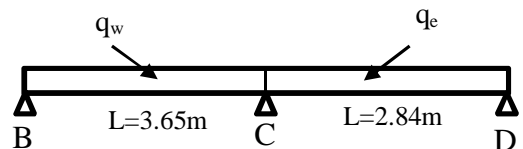
Moment sur l'appui B :

On a : $M_A = M_C = 0$;
 $q_w = q_e = 3.47 \text{ KN/ml}$
 $M_B = \left| - \left(\frac{q_w L_w^3 + q_e L_e^3}{8.5(L_w + L_e)} \right) \right| = 7.16 \text{ KN.m}$



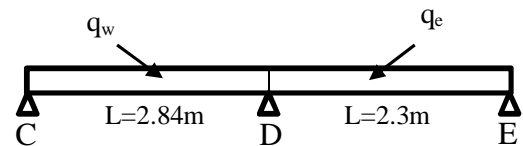
Moment sur l'appui C :

On a : $M_B = M_D = 0$;
 $q_w = q_e = 3.47 \text{ KN/ml}$
 $M_C = \left| - \left(\frac{q_w L_w^3 + q_e L_e^3}{8.5(L_w + L_e)} \right) \right| = 2.88 \text{ KN.m}$



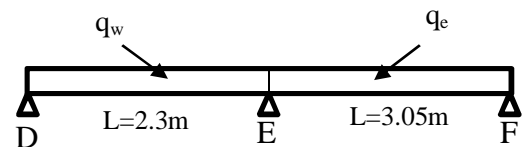
Moment sur l'appui D :

On a : $M_C = M_E = 0$;
 $q_w = q_e = 3.47 \text{ KN/ml}$
 $M_D = \left| - \left(\frac{q_w L_w^3 + q_e L_e^3}{8.5(L_w + L_e)} \right) \right| = 1.78 \text{ KN.m}$



Moment sur l'appui E :

On a : $M_D = M_F = 0$;
 $q_w = q_e = 3.47 \text{ KN/ml}$
 $M_E = \left| - \left(\frac{q_w L_w^3 + q_e L_e^3}{8.5(L_w + L_e)} \right) \right| = 2.89 \text{ KN.m}$

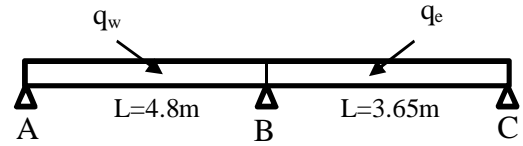


Etage courant :

$G_{EC} = 5.54 \text{ KN/m}^2$; $Q_{EC} = 1.5 \text{ KN/m}^2$; $G' = 2/3G$
 $q_{ser} = (G' + Q) \times 0.65 = [(2/3 \times 5.54) + 1.5] \times 0.65 = 3.38 \text{ KN/ml}$

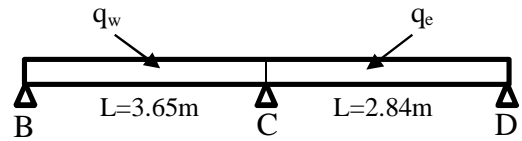
Moment sur l'appui B :

On a : $M_A = M_C = 0$;
 $q_w = q_e = 3.38 \text{ KN/ml}$
 $M_B = \left| - \left(\frac{q_w L_w^3 + q_e L_e^3}{8.5(L_w + L_e)} \right) \right| = 6.98 \text{ KN.m}$



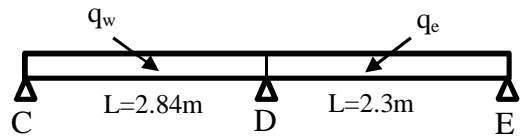
Moment sur l'appui C :

On a : $M_B = M_D = 0$;
 $q_w = q_e = 3.38 \text{ KN/ml}$
 $M_C = \left| - \left(\frac{q_w L_w^3 + q_e L_e^3}{8.5(L_w + L_e)} \right) \right| = 2.80 \text{ KN.m}$



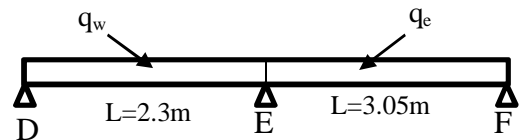
Moment sur l'appui D :

On a : $M_C = M_E = 0$;
 $q_w = q_e = 3.38 \text{ KN/ml}$
 $M_D = \left| - \left(\frac{q_w L_w^3 + q_e L_e^3}{8.5(L_w + L_e)} \right) \right| = 1.73 \text{ KN.m}$



Moment sur l'appui E :

On a : $M_D = M_F = 0$;
 $q_w = q_e = 4.70 \text{ KN/ml}$
 $M_E = \left| - \left(\frac{q_w L_w^3 + q_e L_e^3}{8.5(L_w + L_e)} \right) \right| = 2.81 \text{ KN.m}$



Calcul des moments en travées :

A) A L'E.L.U :

Terrasse inaccessible :

$G_t = 6.5 \text{ KN/m}^2$; $Q_t = 1 \text{ KN/m}^2$; $G' = 2/3G$

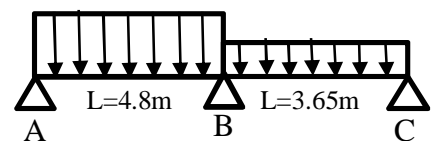
Travée AB :

$q_{AB} = (1.35G' + 1.5Q) \times 0.65 = [1.35(2/3 \times 6.5) + 1.5(1)] \times 0.65 = 4.78 \text{ KN/ml}$

$q_{BC} = (1.35G') \times 0.65 = [1.35(2/3 \times 6.5)] \times 0.65 = 3.8 \text{ KN/ml}$

On a $M_A = 0.2M_0 = 0.2 \left(\frac{q l^2}{8} \right) = 2.75 \text{ KN.m}$ (Travée de rive)

$M_T^{AB} = \frac{q l^2}{8} - \frac{M_w + M_e}{2} + \frac{(M_w - M_e)^2}{2q l^2} = 7.23 \text{ KN.m}$

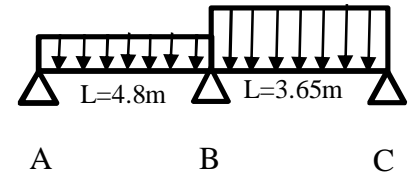


Travée BC :

$$q_{AB} = (1.35G') \times 0.65 = [1.35(2/3 \times 6.5)] \times 0.65 = 3.8 \text{ KN/ml}$$

$$q_{BC} = (1.35G' + 1.5Q) \times 0.65 = [1.35(2/3 \times 6.5) + 1.5(1)] \times 0.65 = 4.78 \text{ KN/ml}$$

$$M_T^{BC} = \frac{ql^2}{8} - \frac{M_w + M_e}{2} + \frac{(M_w - M_e)^2}{2ql^2} = 0.77 \text{ KN.m}$$

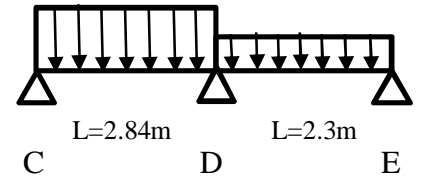


Travée CD :

$$q_{CD} = (1.35G' + 1.5Q) \times 0.65 = [1.35(2/3 \times 6.5) + 1.5(1)] \times 0.65 = 4.78 \text{ KN/ml}$$

$$q_{DE} = (1.35G') \times 0.65 = [1.35(2/3 \times 6.5)] \times 0.65 = 3.8 \text{ KN/ml}$$

$$M_T^{CD} = \frac{ql^2}{8} - \frac{M_w + M_e}{2} + \frac{(M_w - M_e)^2}{2ql^2} = 1.58 \text{ KN.m}$$

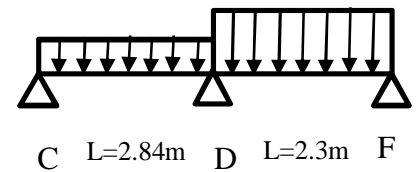


Travée DE :

$$q_{CD} = (1.35G') \times 0.65 = [1.35(2/3 \times 6.5)] \times 0.65 = 3.8 \text{ KN/ml}$$

$$q_{DE} = (1.35G' + 1.5Q) \times 0.65 = [1.35(2/3 \times 6.5) + 1.5(1)] \times 0.65 = 4.78 \text{ KN/ml}$$

$$M_T^{DE} = \frac{ql^2}{8} - \frac{M_w + M_e}{2} + \frac{(M_w - M_e)^2}{2ql^2} = 0.1 \text{ KN.m}$$



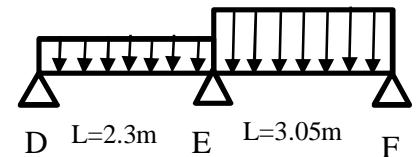
Travée EF :

$$q_{DE} = (1.35G') \times 0.65 = [1.35(2/3 \times 6.5)] \times 0.65 = 3.8 \text{ KN/ml}$$

$$q_{EF} = (1.35G' + 1.5Q) \times 0.65 = [1.35(2/3 \times 6.5) + 1.5(1)] \times 0.65 = 4.78 \text{ KN/ml}$$

On a $M_F = 0.2M_0 = 0.2 \left(\frac{ql_{EF}^2}{8} \right) = 1.11 \text{ KN.m}$ (Travée de rive)

$$M_T^{EF} = \frac{ql^2}{8} - \frac{M_w + M_e}{2} + \frac{(M_w - M_e)^2}{2ql^2} = 2.03 \text{ KN.m}$$



Étage courant :

$$G_{EC} = 5.54 \text{ KN/m}^2 ; Q_{EC} = 1.5 \text{ KN/m}^2 ; G' = 2/3G$$

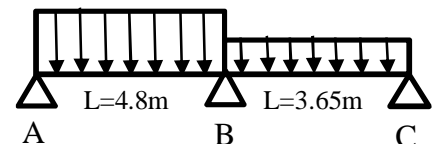
Travée AB :

$$q_{AB} = (1.35G' + 1.5Q) \times 0.65 = [1.35(2/3 \times 5.54) + 1.5(1.5)] \times 0.65 = 4.70 \text{ KN/ml}$$

$$q_{BC} = (1.35G') \times 0.65 = [1.35(2/3 \times 5.54)] \times 0.65 = 3.24 \text{ KN/ml}$$

On a $M_A = 0.2M_0 = 0.2 \left(\frac{ql_{AB}^2}{8} \right) = 2.75 \text{ KN.m}$ (Travée de rive)

$$M_T^{AB} = \frac{ql^2}{8} - \frac{M_w + M_e}{2} + \frac{(M_w - M_e)^2}{2ql^2} = 7.09 \text{ KN.m}$$

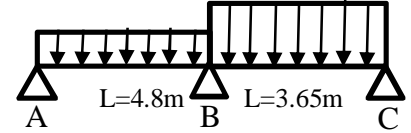


Travée BC :

$$q_{AB} = (1.35G') \times 0.65 = [1.35(2/3 \times 5.54)] \times 0.65 = 3.24 \text{ KN/ml}$$

$$q_{BC} = (1.35G' + 1.5Q) \times 0.65 = [1.35(2/3 \times 5.54) + 1.5(1.5)] \times 0.65 = 4.70 \text{ KN/ml}$$

$$M_T^{BC} = \frac{ql^2}{8} - \frac{M_W + M_e}{2} + \frac{(M_W - M_e)^2}{2ql^2} = 0.76 \text{ KN.m}$$

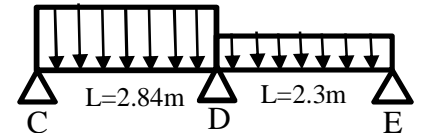


Travée CD :

$$q_{CD} = (1.35G' + 1.5Q) \times 0.65 = [1.35(2/3 \times 5.54) + 1.5(1.5)] \times 0.65 = 4.70 \text{ KN/ml}$$

$$q_{DE} = (1.35G') \times 0.65 = [1.35(2/3 \times 5.54)] \times 0.65 = 3.24 \text{ KN/ml}$$

$$M_T^{CD} = \frac{ql^2}{8} - \frac{M_W + M_e}{2} + \frac{(M_W - M_e)^2}{2ql^2} = 1.55 \text{ KN.m}$$

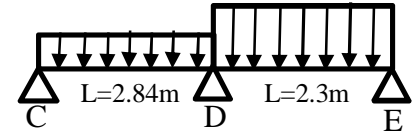


Travée DE :

$$q_{CD} = (1.35G') \times 0.65 = [1.35(2/3 \times 5.54)] \times 0.65 = 3.24 \text{ KN/ml}$$

$$q_{DE} = (1.35G' + 1.5Q) \times 0.65 = [1.35(2/3 \times 5.54) + 1.5(1.5)] \times 0.65 = 4.70 \text{ KN/ml}$$

$$M_T^{DE} = \frac{ql^2}{8} - \frac{M_W + M_e}{2} + \frac{(M_W - M_e)^2}{2ql^2} = 0.01 \text{ KN.m}$$



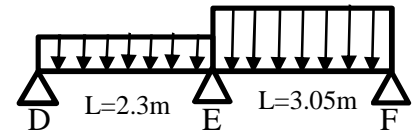
Travée EF :

$$q_{DE} = (1.35G') \times 0.65 = [1.35(2/3 \times 5.54)] \times 0.65 = 3.24 \text{ KN/ml}$$

$$q_{EF} = (1.35G' + 1.5Q) \times 0.65 = [1.35(2/3 \times 5.54) + 1.5(1.5)] \times 0.65 = 4.70 \text{ KN/ml}$$

On a $M_F = 0.2M_0 = 0.2 \left(\frac{ql_{EF}^2}{8} \right) = 1.01 \text{ KN.m}$ (Travée de rive)

$$M_T^{EF} = \frac{ql^2}{8} - \frac{M_W + M_e}{2} + \frac{(M_W - M_e)^2}{2ql^2} = 2.87 \text{ KN.m}$$



B) A L'E.L.S :

Terrasse inaccessible :

$$G_t = 6.5 \text{ KN/m}^2 ; Q_t = 1 \text{ KN/m}^2 ; G' = 2/3G$$

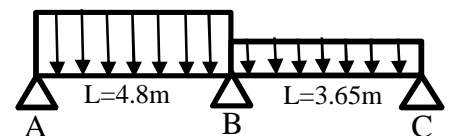
Travée AB :

$$q_{AB} = (G' + Q) \times 0.65 = [(2/3 \times 6.5) + 1] \times 0.65 = 3.47 \text{ KN/ml}$$

$$q_{BC} = (G') \times 0.65 = [(2/3 \times 6.5)] \times 0.65 = 2.82 \text{ KN/ml}$$

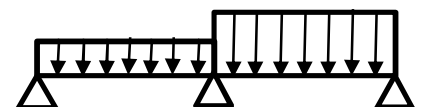
On a $M_A = 0.2M_0 = 0.2 \left(\frac{ql_{AB}^2}{8} \right) = 1.10 \text{ KN.m}$ (Travée de rive)

$$M_T^{AB} = \frac{ql^2}{8} - \frac{M_W + M_e}{2} + \frac{(M_W - M_e)^2}{2ql^2} = 5.90 \text{ KN.m}$$



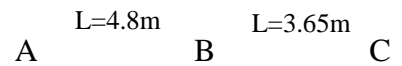
Travée BC :

$$q_{AB} = (G') \times 0.65 = [(2/3 \times 6.5)] \times 0.65 = 2.82 \text{ KN/ml}$$



$$q_{BC} = (G' + Q) \times 0.65 = [(2/3 \times 6.5) + 1] \times 0.65 = 3.47 \text{ KN/ml}$$

$$M_T^{BC} = \frac{ql^2}{8} - \frac{M_W + M_e}{2} + \frac{(M_W - M_e)^2}{2ql^2} = 0.56 \text{ KN.m}$$

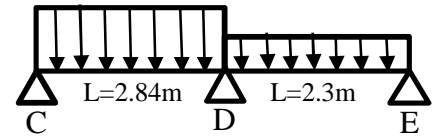


Travée CD :

$$q_{CD} = (G' + Q) \times 0.65 = [(2/3 \times 6.5) + 1] \times 0.65 = 3.47 \text{ KN/ml}$$

$$q_{DE} = (G') \times 0.65 = [(2/3 \times 6.5)] \times 0.65 = 2.82 \text{ KN/ml}$$

$$M_T^{CD} = \frac{ql^2}{8} - \frac{M_W + M_e}{2} + \frac{(M_W - M_e)^2}{2ql^2} = 1.15 \text{ KN.m}$$

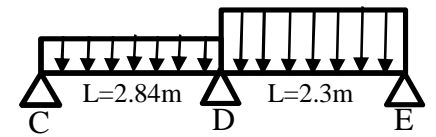


Travée DE :

$$q_{CD} = (G') \times 0.65 = [(2/3 \times 6.5)] \times 0.65 = 2.82 \text{ KN/ml}$$

$$q_{DE} = (G' + Q) \times 0.65 = [(2/3 \times 6.5) + 1] \times 0.65 = 3.47 \text{ KN/ml}$$

$$M_T^{DE} = \frac{ql^2}{8} - \frac{M_W + M_e}{2} + \frac{(M_W - M_e)^2}{2ql^2} = 0.07 \text{ KN.m}$$



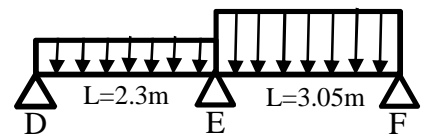
Travée EF :

$$q_{DE} = (G') \times 0.65 = [(2/3 \times 6.5)] \times 0.65 = 2.82 \text{ KN/ml}$$

$$q_{EF} = (G' + Q) \times 0.65 = [(2/3 \times 6.5) + 1] \times 0.65 = 3.47 \text{ KN/ml}$$

$$\text{On a } M_F = 0.2M_0 = 0.2 \left(\frac{ql_{EF}^2}{8} \right) = 0.81 \text{ KN.m (Travée de rive)}$$

$$M_T^{EF} = \frac{ql^2}{8} - \frac{M_W + M_e}{2} + \frac{(M_W - M_e)^2}{2ql^2} = 2.12 \text{ KN.m}$$



Etage courant :

$$G_{EC} = 5.54 \text{ KN/m}^2 ; Q_{EC} = 1.5 \text{ KN/m}^2 ; G' = 2/3G$$

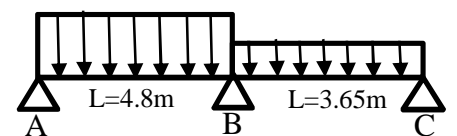
Travée AB :

$$q_{AB} = (G' + Q) \times 0.65 = [(2/3 \times 5.54) + 1.5] \times 0.65 = 3.38 \text{ KN/ml}$$

$$q_{BC} = (G') \times 0.65 = [(2/3 \times 5.54)] \times 0.65 = 2.40 \text{ KN/ml}$$

$$\text{On a } M_A = 0.2M_0 = 0.2 \left(\frac{ql_{AB}^2}{8} \right) = 1.95 \text{ KN.m (Travée de rive)}$$

$$M_T^{AB} = \frac{ql^2}{8} - \frac{M_W + M_e}{2} + \frac{(M_W - M_e)^2}{2ql^2} = 5.11 \text{ KN.m}$$

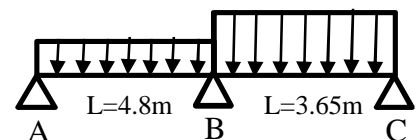


Travée BC :

$$q_{AB} = (G') \times 0.65 = [(2/3 \times 5.54)] \times 0.65 = 2.40 \text{ KN/ml}$$

$$q_{BC} = (G' + Q) \times 0.65 = [(2/3 \times 5.54) + 1.5] \times 0.65 = 3.38 \text{ KN/ml}$$

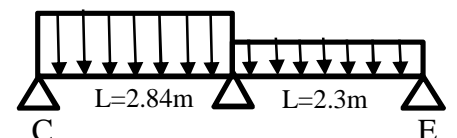
$$M_T^{BC} = \frac{ql^2}{8} - \frac{M_W + M_e}{2} + \frac{(M_W - M_e)^2}{2ql^2} = 0.54 \text{ KN.m}$$



Travée CD :

$$q_{CD} = (G' + Q) \times 0.65 = [(2/3 \times 5.54) + 1.5] \times 0.65 = 3.38 \text{ KN/ml}$$

$$q_{DE} = (G') \times 0.65 = [(2/3 \times 5.54)] \times 0.65 = 2.40 \text{ KN/ml}$$



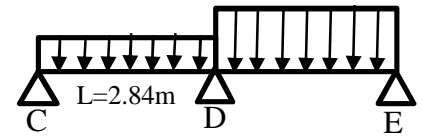
$$M_T^{CD} = \frac{ql^2}{8} - \frac{M_W + M_e}{2} + \frac{(M_W - M_e)^2}{2ql^2} = 1.12 \text{ KN.m}$$

Travée DE :

$$q_{CD} = (G') \times 0.65 = [(2/3 \times 5.54)] \times 0.65 = 2.40 \text{ KN/ml}$$

$$q_{DE} = (G' + Q) \times 0.65 = [(2/3 \times 5.54) + 1.5] \times 0.65 = 3.38 \text{ KN/ml}$$

$$M_T^{DE} = \frac{ql^2}{8} - \frac{M_W + M_e}{2} + \frac{(M_W - M_e)^2}{2ql^2} = 0.07 \text{ KN.m}$$



Travée EF :

$$q_{DE} = (G') \times 0.65 = [(2/3 \times 5.54)] \times 0.65 = 2.40 \text{ KN/ml}$$

$$q_{EF} = (G' + Q) \times 0.65 = [(2/3 \times 5.54) + 1.5] \times 0.65 = 3.38 \text{ KN/ml}$$

On a $M_F = 0.2M_0 = 0.2 \left(\frac{ql_{EF}^2}{8} \right) = 0.26 \text{ KN.m}$ (Travée de rive)

$$M_T^{EF} = \frac{ql^2}{8} - \frac{M_W + M_e}{2} + \frac{(M_W - M_e)^2}{2ql^2} = 2.29 \text{ KN.m}$$

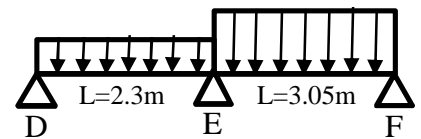


Tableau récapitulatif des moments fléchissant :

Poutrelles type 01 :

Moments	Terrasse		Etage Courant	
	E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
M_A	2.75	1.10	2.75	1.95
M_B	9.87	7.16	9.70	6.98
M_C	3.97	2.88	3.90	2.80
M_D	2.45	1.78	2.41	1.73
M_E	3.98	2.89	3.91	2.81
M_F	1.11	0.81	1.09	0.26

Tableau III.2 : Récapitulation des moments sur appuis.

Moments	Terrasse		Etage Courant	
	E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
M_T^{AB}	7.23	5.9	7.09	5.11
M_T^{BC}	0.77	0.56	0.76	0.54
M_T^{CD}	1.58	1.15	1.55	1.12
M_T^{DE}	0.1	0.07	0.01	0.07
M_T^{EF}	2.03	2.12	2.87	2.29

Tableau III.3 : Récapitulation des moments en travées.

Poutrelles type 02 :

<i>Moments</i>	<i>Terrasse</i>		<i>Etage Courant</i>	
<i>Sur appuis(KN.m)</i>	<i>E.L.U</i>	<i>E.L.S</i>	<i>E.L.U</i>	<i>E.L.S</i>
M_A	1.48	1.96	2.65	1.91
M_B	7.96	7.47	10.00	7.27
M_C	1.51	1.09	1.48	1.06

Tableau III.4 : Récapitulation des moments sur appuis.

<i>Moments</i>	<i>Terrasse</i>		<i>Etage Courant</i>	
<i>En travées(KN.m)</i>	<i>E.L.U</i>	<i>E.L.S</i>	<i>E.L.U</i>	<i>E.L.S</i>
M_T^{AB}	7.12	5.27	7.18	5.13
M_T^{BC}	3.14	1.65	3.76	1.61

Tableau III.5 : Récapitulation des moments en travées.

a).2. Calcul des efforts tranchants à l'E.L.U :

Poutrelles type 01 :

Terrasse inaccessible :

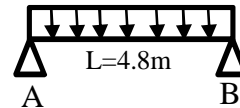
Travée AB :

$q = 4.78 \text{ KN/ml}$

$M_A = 2.75 \text{ KN.m} ; M_B = 9.87 \text{ KN.m}$

$$\left\{ \begin{aligned} T_A &= \frac{ql}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{L} = \frac{4.78 \times 4.8}{2} + \frac{(2.75 - 9.87)}{4.8} = 10 \text{ KN} \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} T_B &= -\frac{ql}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{L} = -\frac{4.78 \times 4.8}{2} + \frac{(2.75 - 9.87)}{4.8} = -12.96 \text{ KN} \end{aligned} \right.$$



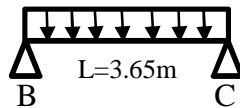
Travée BC :

$q = 4.78 \text{ KN/ml}$

$M_B = 9.87 \text{ KN.m} ; M_C = 3.97 \text{ KN.m}$

$$\left\{ \begin{aligned} T_B &= \frac{ql}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{L} = 10.34 \text{ KN} \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} T_C &= -\frac{ql}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{L} = -7.11 \text{ KN} \end{aligned} \right.$$



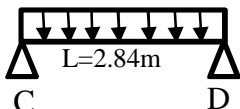
Travée CD :

$q = 4.78 \text{ KN/ml}$

$M_C = 3.97 \text{ KN.m} ; M_D = 2.45 \text{ KN.m}$

$$\left\{ \begin{aligned} T_C &= \frac{ql}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{L} = 7.32 \text{ KN} \end{aligned} \right.$$

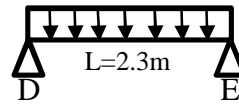
$$\left\{ \begin{aligned} T_D &= -\frac{ql}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{L} = -6.25 \text{ KN} \end{aligned} \right.$$



Travée DE :

$$M_D = 2.45 \text{ KN.m} ; M_E = 3.98 \text{ KN.m}$$

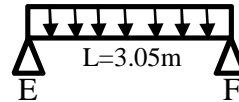
$$\begin{cases} TD = \frac{ql}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{L} = 4.83 \text{ KN} \\ TE = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{L} = -6.16 \text{ KN} \end{cases}$$



Travée EF :

$$M_E = 3.98 \text{ KN.m} ; M_F = 1.11 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} TE = \frac{ql}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{L} = 8.23 \text{ KN} \\ TF = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{L} = -6.35 \text{ KN} \end{cases}$$



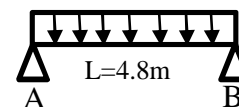
Etage Courant :

Travée AB :

$$q = 4.70 \text{ KN/ml}$$

$$M_A = 2.75 \text{ KN.m} ; M_B = 9.70 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} TA = \frac{ql}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{L} = 9.83 \text{ KN} \\ TB = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{L} = -12.73 \text{ KN} \end{cases}$$

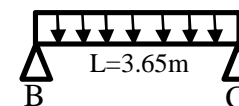


Travée BC :

$$q = 4.70 \text{ KN/ml}$$

$$M_B = 9.70 \text{ KN.m} ; M_C = 3.90 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} TB = \frac{ql}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{L} = 10.17 \text{ KN} \\ TC = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{L} = -7.00 \text{ KN} \end{cases}$$

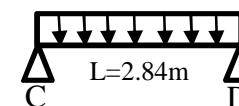


Travée CD :

$$q = 4.70 \text{ KN/ml}$$

$$M_C = 3.90 \text{ KN.m} ; M_D = 2.41 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} TC = \frac{ql}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{L} = 7.20 \text{ KN} \\ TD = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{L} = -6.15 \text{ KN} \end{cases}$$

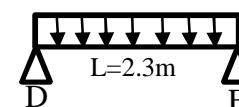


Travée DE :

$$q = 4.70 \text{ KN/ml}$$

$$M_D = 2.41 \text{ KN.m} ; M_E = 3.91 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} TD = \frac{ql}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{L} = 4.75 \text{ KN} \\ TE = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{L} = -6.06 \text{ KN} \end{cases}$$



Travée EF :

$q = 4.78 \text{ KN/ml}$

$M_E = 3.91 \text{ KN.m} ; M_F = 1.09 \text{ KN.m}$

$$\begin{cases} T_E = \frac{ql}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{L} = 8.09 \text{ KN} \\ T_F = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{L} = -6.24 \text{ KN} \end{cases}$$

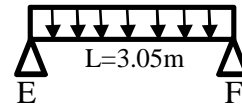


Tableau récapitulatif des efforts tranchants à l'E.L.U :
Poutrelles type 01 :

Terrasse		Etage Courant	
T(KN)		T(KN)	
<i>T_w</i>	<i>T_e</i>	<i>T_w</i>	<i>T_e</i>
10	-12.96	9.83	-12.73
10.34	-7.11	10.17	-7.00
7.32	-6.25	7.20	-6.15
4.83	-6.16	4.75	-6.06
8.23	-6.35	8.09	-6.24

Tableau III.6 : Récapitulation des efforts tranchants.

Poutrelles type 02 :

Terrasse		Etage Courant	
T(KN)		T(KN)	
<i>T_w</i>	<i>T_e</i>	<i>T_w</i>	<i>T_e</i>
9.98	-12.72	9.62	-12.70
10.30	-6.67	10.74	-5.94

Tableau III.7 : Récapitulation des efforts tranchants.

b) Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants :

Terrasse :

M (KN.m)

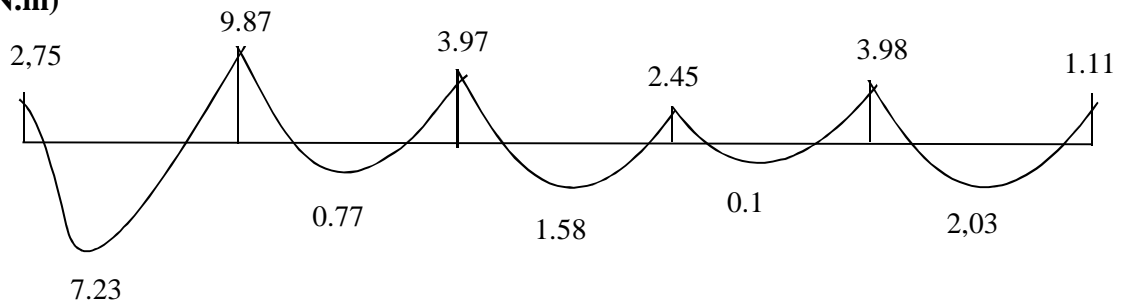


Figure III.5 : Diagramme M (Terrasse).

T (KN)

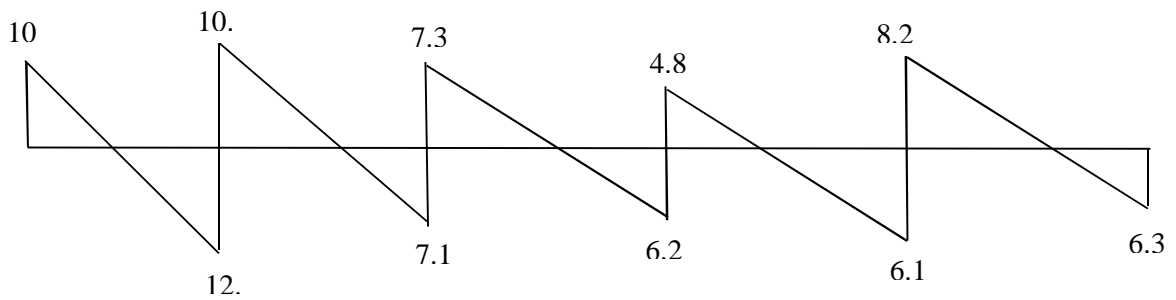


Figure III.6 : Diagramme T (Terrasse).

Etage courant :

M (KN.m)

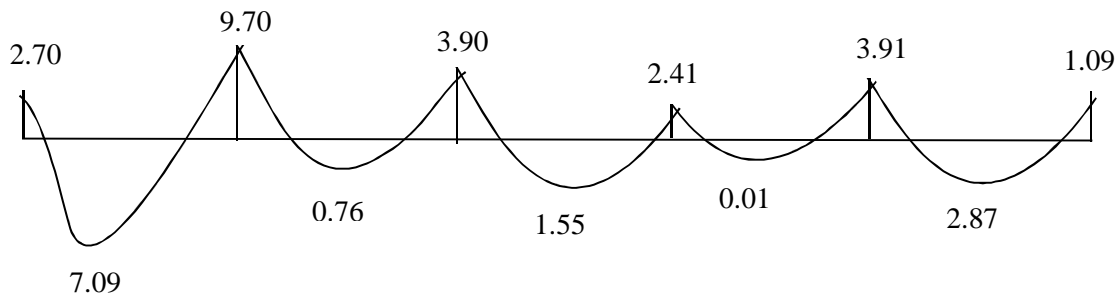


Figure III.7 : Diagramme M (Etage Courant).

T (KN)

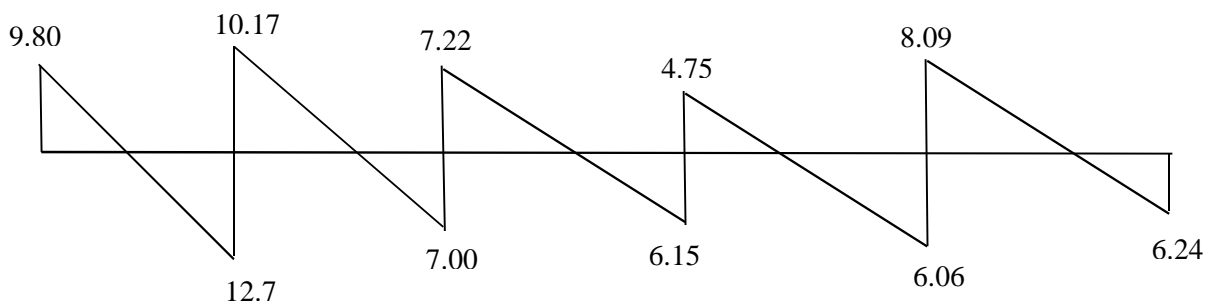


Figure III.8 : Diagramme T (Etage Courant).

Sollicitations maximales de calcul :

Pour le calcul de ferrailage, on prendra les sollicitations maximales suivantes :

■ **Plancher terrasse :**

E.L.U :

$$\begin{cases} M_{tmax} = 7.23 \text{ KN.m} \\ M_{appui} = 9.87 \text{ KN.m} \\ T_{max} = 12.96 \text{ KN} \end{cases}$$

E.L.S :

$$\begin{cases} M_{tmax} = 5.90 \text{ KN.m} \\ M_{appui} = 7.16 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▮ **Plancher étage courant :**

E.L.U :

$$\begin{cases} M_{tmax} = 7.09 \text{ KN.m} \\ M_{appui} = 9.70 \text{ KN.m} \\ T_{max} = 12.73 \text{ KN} \end{cases}$$

E.L.S :

$$\begin{cases} M_{tmax} = 5.11 \text{ KN.m} \\ M_{appui} = 6.98 \text{ KN.m} \end{cases}$$

c) **Calcul du ferrailage des poutrelles :**

Lorsque l'on considère les portées, les moments max en travées ont tendance à comprimer les fibres supérieures tandis que les fibres inférieures se tendent, d'où la nécessité de placer des armatures longitudinales en bas pour résister à l'effort de traction.

Lors de la détermination du ferrailage nécessaire pour les poutrelles, le scénario le plus défavorable est pris en compte.

Les poutrelles sont des sections en « **Té** » comme le montre le schéma suivant :

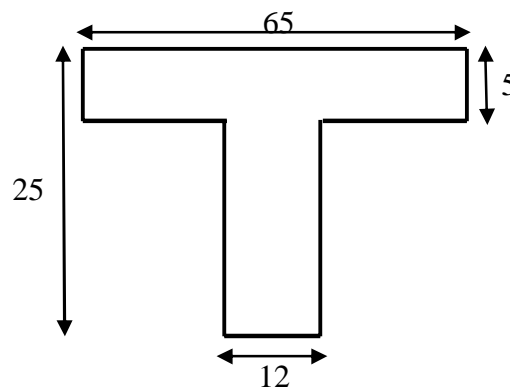


Figure III.9 : Schéma section en Té.

Données :

- Largeur de la table : $b = 65 \text{ cm}$;
- Largeur de la nervure : $b_0 = 12 \text{ cm}$;
- La hauteur de la table : $h_0 = 5 \text{ cm}$;
- La hauteur de la nervure : $h_t = 20 \text{ cm}$;
- Hauteur utile : $d = 0.9h_t = 22.5 \text{ cm}$;
- $f_e = 400 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$;
- Fissuration peu préjudiciable.

Ferrailage des poutrelles type 01 :

▮ **E.L.U :**

Plancher terrasse :

▮ **En travée (armatures inférieures) :**

$$M_T = b \times h_0 \times \sigma_{bc} (d - h/2) = 65 \times 5 \times 14.17 (22.5 - 5/2) \times 10^{-3} = 92.11 \text{ KN.m}$$

$$M_{T_{\max}} = 7.23 \text{ KN.m} < M_T = 92.11 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow (b \times h_t) = (65 \times 25) \text{ cm}^2, \text{ soumise à } M_{T_{\max}}$$

➤ Donc ; la table n'est pas entièrement comprimée ce qui veut dire que l'axe neutre se trouve dans la table.

- On considère notre section (Section **Té**) comme section rectangulaire de hauteur (h) et de largeur (b) dans les calculs des armatures.

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} b d^2} = \frac{7.23 \times 10^3}{14.17 \times 65 \times 22.5^2} = 0.016 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

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

$$\mu = 0.016 \Rightarrow \beta = 0.992$$

$$\sigma_s = \frac{F_e}{400} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{7.23 \times 10^3}{0.992 \times 22.5 \times 348} = 0.93 \text{ cm}^2$$

On adopte 3T10 soit 2.36 cm^2

■ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{I \cdot f_{t28}}{0.81 \cdot h_t \cdot V_2 \cdot f_e}$$

Avec :

$$V_2 = \frac{(b \cdot h_0 \cdot (h_t - \frac{h_0}{2})) + (b_0 \cdot (h_t - h_0) \cdot (\frac{h_t - h_0}{2}))}{(b \cdot h_0) + (b_0 \cdot (h_t - h_0))}$$

$$V_2 = \frac{(65 \cdot 5 \cdot (25 - \frac{5}{2})) + (12 \cdot (25 - 5) \cdot (\frac{25 - 5}{2}))}{(65 \cdot 5) + (12 \cdot (25 - 5))} = 17.2 \text{ cm}$$

$$V_1 = h_t - V_2 = 25 - 17.2 = 7.8 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b V_1^3 - (b - b_0) \cdot (V_1 - h_0)^3}{3} + \frac{b_0 \cdot (h_t - V_1)^3}{3}$$

$$I = \frac{65(7.8)^3 - (65 - 12) \cdot (7.8 - 5)^3}{3} + \frac{12(25 - 7.8)^3}{3} = 30247.93 \text{ cm}^4$$

$$A_{\min} = \frac{30247.93 \cdot 2.1}{0.81 \cdot 25 \cdot 17.2 \cdot 400} = 0.46 \text{ cm}^2$$

Donc $A_{\text{Scal}} = 2.36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.46 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

■ Sur appuis (armatures supérieures) :

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_{bc} b d^2} = \frac{9.87 \times 10^3}{14.17 \times 65 \times 22.5^2} = 0.021 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0.021 \Rightarrow \beta = 0.989$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_S = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 1.27 \text{ cm}^2$$

On adopte 2T10 soit 1.57 cm^2

■ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{I \cdot f_{t28}}{0.81 \cdot h_t \cdot V_1 \cdot f_e} = \frac{30247.93 \cdot 2.1}{0.81 \cdot 25 \cdot 7.8 \cdot 400} = 1.01 \text{ cm}^2$$

Donc $A_{S_{\text{cal}}} = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.01 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

Plancher étage courant :

■ **En travée (armatures inférieures) :**

$$M_{T_{\max}} = 7.09 \text{ KN.m} < M_T = 92.11 \text{ KN.m}$$

$\Rightarrow (b \cdot h_t) = (65 \times 25) \text{ cm}^2$, soumise à $M_{T_{\max}}$

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} b d^2} = 0.015 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

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

$$\mu = 0.015 \Rightarrow \beta = 0.992$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_S = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = 0.91 \text{ cm}^2$$

On adopte 3T10 soit 2.36 cm^2

■ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{I \cdot f_{t28}}{0.81 \cdot h_t \cdot V_2 \cdot f_e}$$

Avec :

$$V_2 = \frac{(b \cdot h_0 \cdot (h_t - \frac{h_0}{2})) + (b_0 \cdot (h_t - h_0) \cdot (\frac{h_t - h_0}{2}))}{(b \cdot h_0) + (b_0 \cdot (h_t - h_0))} = 17.2 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b V_1^3 - ((b - b_0) \cdot (V_1 - h_0)^3)}{3} + \frac{b_0 \cdot (h_t - V_1)^3}{3} = 30247.93 \text{ cm}^4$$

$$A_{\min} = \frac{30247.93 \cdot 2.1}{0.81 \cdot 25 \cdot 17.2 \cdot 400} = 0.46 \text{ cm}^2$$

Donc $A_{S_{\text{cal}}} = 2.36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.46 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

■ **Sur appuis (armatures supérieures) :**

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_{bc} b d^2} = 0.021 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0.021 \Rightarrow \beta = 0.989$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_S = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = 1.25 \text{ cm}^2$$

On adopte 2T10 soit 1.57 cm^2

■ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{I * f_{t28}}{0.81 * h_t * V_1 * f_e} = \frac{30247.93 * 2.1}{0.81 * 25 * 7.8 * 400} = 1.01 \text{ cm}^2$$

Donc $A_{\text{Scal}} = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.01 \text{ cm}^2$Condition vérifiée.

■ **Vérifications au cisaillement :**

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

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{T_u}{b_0 * d}$$

T_U : Effort tranchant ultime max

Plancher terrasse :

$$T_{\text{ser}} = 12.96 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{12.96 * 10^{-3}}{0.12 * 0.225} = 0.48 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable ; } \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.27 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 7 \text{ MPa} \right\} = \{ 4.5 \text{ MPa} ; 7 \text{ MPa} \} = 4.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.48 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque de cisaillement.

Plancher étage courant :

$$T_{\text{ser}} = 12.73 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{12.73 * 10^{-3}}{0.12 * 0.225} = 0.47 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu préjudiciable ; } \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = \{ 3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.47 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque de cisaillement.

■ **Calcul des armatures transversales :**

Diamètre :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_l \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{250}{35} ; \frac{120}{10} ; 10 \right\} = 7.14 \text{ mm}$$

On adopte $\phi_t = 6 \text{ mm}$

Espacement :

$$St \leq \min \{ 0.9d ; 40 \text{ cm} \}$$

$$St \leq \min \{ 20.5 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \}$$

$$St \leq 20.5 \text{ cm}$$

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

– **Condition de non fragilité :**

$$\frac{A_T * f_e}{b_0 * St} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2} ; 0.4 \text{ MPa} \right\} \Rightarrow 0.52 \text{ MPa} > 0.4 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

– **Vérification au glissement :**

– **Sur appuis :**

$$T_u - \frac{M_u}{0.9*d} \leq 0 ; \text{ Avec : } \begin{cases} T_u = 12.96 \text{ KN} \\ M_u = 9.87 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$\Rightarrow -34.72 < 0$Condition vérifiée.

Donc il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification des armatures au niveau des appuis.

– **Vérifications à l'E.L.S :**

– **En travée :**

$$M_{ser} = 5.11 \text{ KN.m}$$

■ **Position de l'axe neutre :**

$$by^2/2 + nA'(y-c') - nA(d-y) = 0$$

$$b = 65\text{cm} ; n = 15 ; A' = 0, A = 2,36 \text{ cm}^2.$$

$$32.5y^2 - 15 \times 2.36(d-y) = 0.$$

$$0.325y + 000339 \times y - 0.000763 = 0$$

$$\Rightarrow y = 4,3 \text{ cm}$$

$y = 4.3 \text{ cm} < h_0 = 5 \text{ cm} \Rightarrow$ L'axe neutre tombe dans la table de compression

$$I_G = by^3/3 + nA'(y-c') + nA(d-y)^2$$

$$I_G = by^3/3 + nA(d-y)^2$$

$$I_G = 12950 \text{ cm}^4$$

■ **Pour le béton :** $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Contrainte maximale dans le béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_G} = 3.9 \text{ MPa}$$

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

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

$\sigma_{bc} = 3.9 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$Condition vérifiée.

■ **Pour les aciers tendus :** $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

Contrainte maximale dans l'acier tendu :

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2 \cdot f_{te}}{3} ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \text{ MPa} \right\} ;$$

Avec : $\eta = 1.6$ pour les barres à haute adhérence.

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}(d-c)}{I_G} = 82.9 \text{ MPa} ;$$

$$f_{tj} = 0.6 + (0.06 \times 25) = 2.1 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2 \cdot 400}{3} ; 110 \sqrt{1.6 \cdot 2.1} \text{ MPa} \right\} = \min \{ 266.67 \text{ MPa} ; 201.63 \text{ MPa} \}$$

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

$\sigma_s = 82.9 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$Condition vérifiée.

– **Vérifications de la flèche :**

$$\begin{cases} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5}; \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t_{\text{sermax}}}}{15 \cdot M_{a_{\text{sermax}}}}; \\ \frac{A_{s_{\text{max}}}}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.05 > 0.04 \dots \text{Condition vérifiée.} \\ 0.052 > 0.047 \dots \text{Condition vérifiée.} \\ 5.29 \cdot 10^{-3} > 9 \cdot 10^{-3} \dots \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

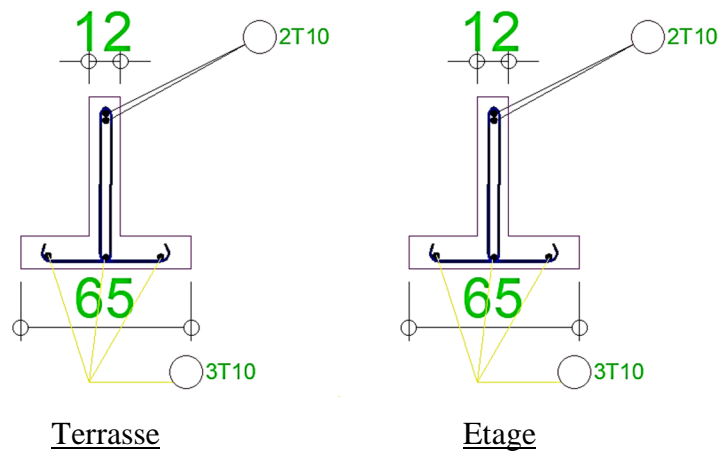


Figure III.10 : Disposition du ferrailage des poutrelles.



Chapitre IV:

Etude des éléments secondaires

IV.1. Acrotère :

IV.1.1. Introduction :

L'acrotère est un dispositif de protection en béton armé qui marque la limite d'un bâtiment. Bien qu'il ne s'agisse pas d'un élément structurel, il s'apparente à une console encastree à sa base au plancher terrasse. Il est soumis à la flexion composée due à :

- Un effort normal engendré par son propre poids (G) ;
- Un moment de flexion engendré par une force horizontale due à la surcharge (Q), exercée par la main courante ou bien une force sismique.

IV.1.2. Rôle :

L'acrotère assure :

- La sécurité au niveau de la terrasse inaccessible ;
- Empêche l'écoulement des eaux ;
- Offre un aspect esthétique.

IV.1.3. Dimensions :

La hauteur $H = 90$ cm ;

L'épaisseur $e_p = 10$ cm.

Le calcul sera effectué sur une bande de 1m linéaire d'acrotère, en raison de son exposition aux intempéries cet élément peut subir des fissurations (fissuration préjudiciable) ainsi que des déformations dommageables.

IV.1.4. Calcul des sollicitations :

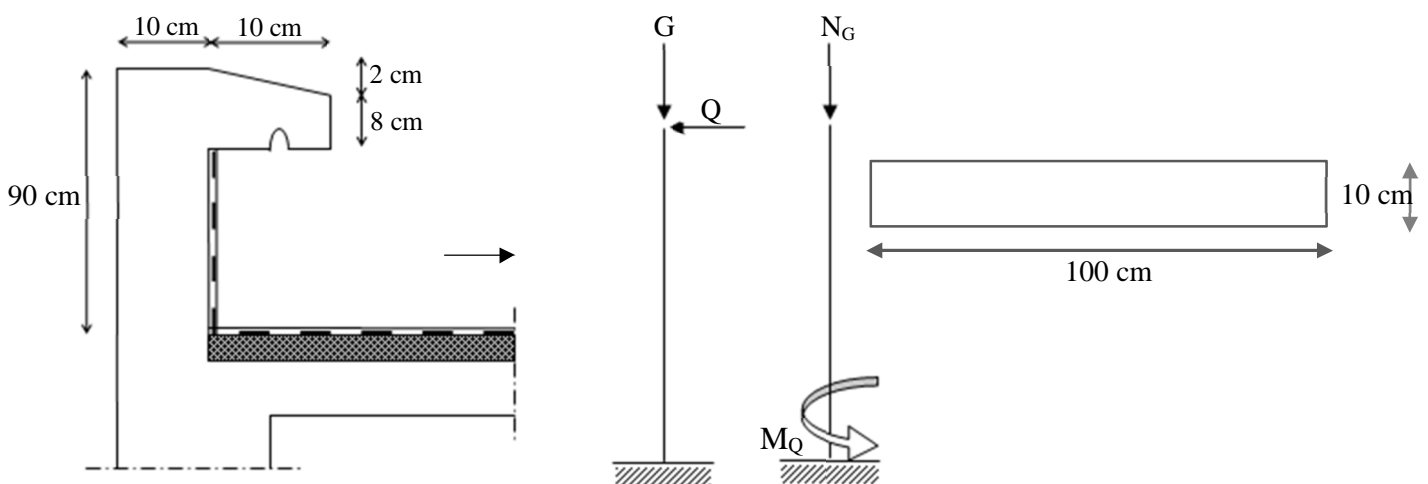


Figure IV.1 : Représentation de l'acrotère.

a) Poids propre :

$$S = \frac{0.02 \times 0.2}{2} + (0.1 \times 0.08) + (0.1 \times 0.88) = 0.098 \text{ m}^2$$

$$G = S \times \gamma_b = 2.45 \text{ KN/ml}$$

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

b) Effort normal :

$$N_U = 1.35G = 1.35 \times 2.45 = 3.3 \text{ KN/ml}$$

$$N_{\text{ser}} = G = 2.45 \text{ KN/ml}$$

c) Moment de flexion :

$$M_U = 1.5Q \times h = 1.5 \times 1 \times 0.9 = 1.35 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ser}} = Q \times h = 1 \times 0.9 = 0.9 \text{ KN.m}$$

d) Effort tranchant :

$$V = Q = 1 \text{ KN.m}$$

$$V_U = 1.5V = 1.5 \text{ KN.m}$$

$$V_{\text{ser}} = V = 1 \text{ KN.m}$$

e) Enrobage :

La fissuration étant préjudiciable ; On prend $C = C' = 2 \text{ cm}$

f) Excentricité :

$$e = \frac{M_U}{N_U} = \frac{1.35}{3.3} = 0.41 \text{ m}$$

$$\frac{ep}{2} = \frac{0.10}{2} = 0.05 \text{ m} < 0.41 \text{ m} ;$$

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

IV.1.4.1. Vérification de la compression partielle ou entière de la section :

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

$$M_U = 2 \left(0.41 + \frac{0.10}{2} - 0.02 \right) = 0.88 \text{ KN.m}$$

$$(d - c') N_U - M_U \leq (0.337h - 0.81c') \sigma_{bc} \times b \times h$$

$$(d - c') N_U - M_U = ((0.09 - 0.02) \times 3.3) - 1.53 = -1.3 \text{ KN.m}$$

$$(0.337h - 0.81c') \sigma_{bc} \times b \times h = (0.337 \times 0.10 - 0.81 \times 0.02) 14.17 \times 10^3 \times 0.10 \times 1 = 24.80 \text{ KN.m}$$

$$-1.3 \text{ KN.m} < 24.80 \text{ KN.m} ;$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire

$$(b \times h) = (100 \times 10) \text{ cm}^2.$$

IV.1.4.2. Calcul du ferrailage (E.L.U) :

$$M_U = 0.88 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{0.88 \cdot 10^3}{100 \cdot 9^2 \cdot 14.17} = 0.008$$

IV.1.4.3. Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

$$\mu_l = 0.8\alpha_l \times (1 - (0.4\alpha_l))$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000\epsilon_{sl}} = \frac{3.5}{3.5 + 1.74} = 0.668 ; \text{ Avec : } \epsilon_{sl} = \frac{fe}{E \cdot \gamma_s} = \frac{400}{2 \cdot 10^5 \cdot 1.15} = 1.74$$

$$\mu_l = 0.8 \times 0.668 (1 - (0.4 \times 0.668)) = 0.392 > \mu = 0.008 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0.008 \Rightarrow \beta = 0.996$$

On calcul :

A_{fs} : Section d'armatures en flexion simple ;

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

$$A_{fs} = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{0.88 \cdot 10^3}{348 \cdot 0.996 \cdot 9} = 0.3 \text{ cm}^2$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{Nu}{100 \cdot \sigma_s} = 0.28 - \frac{3.3 \cdot 10^3}{100 \cdot 348} = 0.2 \text{ cm}^2$$

IV.1.4.4. Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire :**a) Les armatures principales :**

$$N_{ser} = 2.45 \text{ KN/ml} ; M_{ser} = 0.9 \text{ KN.m}$$

$$e_{ser} = M_{ser}/N_{ser} = 0.37 \text{ m} = 37 \text{ cm}$$

$$d = 0.9h = 9 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$A_{Smin} = \frac{dbf_{c28}}{fe} * \frac{e - 0.45d}{e - 0.185 \cdot d} * 0.23 = \frac{9 \cdot 100 \cdot 2.1}{400} * \frac{37 - 4.05}{37 - 1.665} * 0.23 = 1.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte 4Ø6 p.m ; A_s = 1.13 cm²/ml ; St = 25 cm

b) Les armatures de répartitions :

$$A_s = \frac{A_s}{4} = \frac{1.13}{4} = 0.28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte Ar = 0.57 soit 4Ø6 p.m

IV.1.4.5. Vérification des contraintes (E.L.S) :**a) Moment de service :**

$$M_{ser} = N_{ser} \left(e - c + \frac{h}{2} \right) = \left(0.37 - 0.02 + \frac{0.10}{2} \right) = 0.74 \text{ KN.m}$$

b) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 - nA_s(d - y) = 0$$

$$50y^2 + 16.95y + 152.55 = 0 \Rightarrow y = 1.58 \text{ cm}$$

c) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA_s(d-y)^2 = \frac{100(1.58)^3}{3} + 15 * 1.13(9 - 1.58)^2 = 1064.68 \text{ cm}^4$$

a) Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y = \frac{740}{1064.68} * 1.58 = 1.1 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 1.1 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

b) Détermination des contraintes dans l'acier σ_{st} :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta * f_{t28}} \right\} ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

Avec η : Coefficient de fissuration pour HA $\emptyset \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1.6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{267 \text{ MPa} ; 202 \text{ MPa}\} = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \frac{740}{1064.68} (9 - 1.58) = 77.36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 77.36 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

c) Contrainte de cisaillement :

$$T = 1.5Q = 1.5 * 1 = 1.5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b*d} = \frac{1.5}{1*0.09} = 16.67 \text{ KN.m}^2 = 0.017 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{0.1f_{c28} ; 4 \text{ MPa}\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.017 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

IV.1.4.6. Vérification du ferrailage vis-à-vis du séisme :

Conformément aux directives du RPA99/v2003, les forces horizontales doivent être vérifiées par rapport aux éléments non porteurs à l'aide de la formule suivante :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone ; A = 0.10

C_p : Facteur de force horizontale ; C_p = 0.8

W_p : Poids propre de l'acrotère ; W_p = 3.45 KN

F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires de la structure

La vérification doit satisfaire la condition : F_p < 1.5Q

$$F_p = 4 * 0.8 * 0.10 * 3.45 = 0.71 \text{ KN}$$

$$F_p = 0.71 \text{ KN} < 1.5Q = 1.5 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

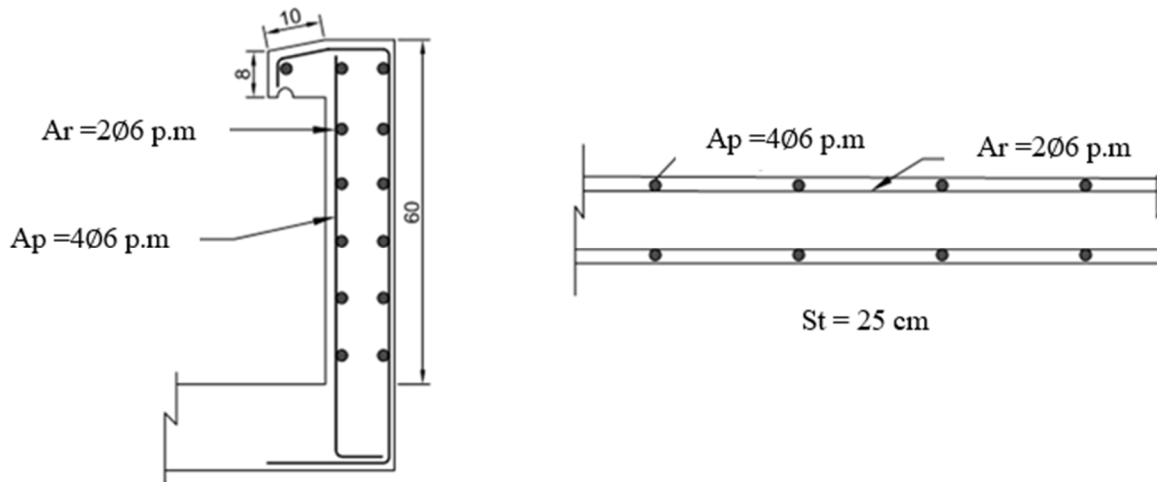


Figure IV.2 : Disposition du ferrailage de l'acrotère.

IV.2. Balcon :

IV.2.1. Introduction :

Caractéristique architecturale importante, le balcon implique généralement une dalle pleine qui est encastree dans la poutre d'un bâtiment et entourée d'une rampe ou d'un mur de protection. Il est pris en compte comme une console qui s'étend de la façade d'un bâtiment, et est accessible par une porte ou une fenêtre depuis l'intérieure de la maison.

Les balcons peuvent être de plusieurs types dans un même projet suivant deux critères :

- Critère architectural : classés en fonction de leurs destinations (auvent, loggia, séchoir) ;
- Critère de résistance : classés en fonction des conditions aux appuis (console, sur trois ou quatre appuis).

Leurs épaisseurs résultent des conditions de :

- Résistance à la flexion ;
- Isolation acoustiques ;
- Sécurité en matière d'incendie.

Le calcul est effectué en considérant le balcon comme une console soumise (à son poids propre et à la surcharge d'exploitation) et pour une bande de 1 m de large.

Notre ouvrage comporte un (01) seul type de balcon : Balcon en console de 1.10 m de portée
Donc on adopte $e = 15$ cm (épaisseur de la dalle).

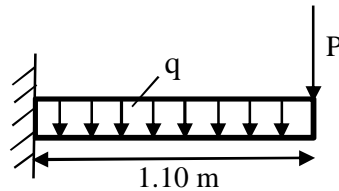


Figure IV.3 : Schéma statique du balcon.

IV.2.2. Descentes de charges :

N°	Désignation de la charge	Valeur (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage horizontal (2 cm)	0.4
2	Mortier de pose (2 cm)	0.4
3	Sable (2 cm)	0.36
4	Poids de la dalle	3.75
5	Enduit en ciment (1.5cm)	0.27
	Charge permanente $G=\sum Gi$	5.18

Surcharge d'exploitation $Q = 3.50 \text{ KN/m}^2$.

Tableau IV.1 : Descente de charges balcon (selon le DTR BC2.2).

■ A L'E.L.U :

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1 = 12.24 \text{ KN/ml}$$

■ A L'E.L.S :

$$q_{ser} = (G + Q) \times 1 = 8.68 \text{ KN/m}$$

a) Poids du mur :

$$P_{ser} = \gamma_{mur} \times b \times h \times 1 \text{ ml} = 9 \times 0.1 \times 1.2 \times 1 = 1.08 \text{ KN}$$

$$P_u = 1.35P_{Ser.mur} = 1.35 \times 1.08 = 1.46 \text{ KN}$$

b) Poids de l'enduit en ciment :

$$P_{ser} = \rho \times b \times h \times 1 \text{ ml} = 18 \times 0.1 \times 1.20 \times 1 = 2.16 \text{ KN}$$

$$P_u = 1.35P_{ser} = 1.35 \times 2.16 = 2.92 \text{ KN}$$

c) Charges totales :

$$P_u = P_{Umur} + P_{Uenduit} = 1.46 + 2.92 = 4.38 \text{ KN}$$

$$P_{ser} = P_{Ser.mur} + P_{Ser.enduit} = 1.08 + 2.16 = 3.24 \text{ KN}$$

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

$$M_{\max} = -\frac{q_u l^2}{2} - P_u = \frac{12.24 \cdot 1.2^2}{2} + 1.46 \cdot 1.10 = 10.42 \text{ KN.m}$$

$$T_{\max} = q_u l + P_u = (12.32 \times 1.10) + 1.46 = 15.01 \text{ KN}$$

e) Ferrailage :

*** Armatures principales :**

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

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{9.01 \cdot 10^3}{100 \cdot 13.5^2 \cdot 14.17} = 0.035 < 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0.035 \Rightarrow \beta = 0.982$$

$$A_{pr} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{9.01 \cdot 10^3}{0.982 \cdot 13.5 \cdot 348} = 2.65 \text{ cm}^2$$

On adopte 4Ø12 p.m soit 4.52 cm²/ml

*** Armatures de répartition :**

$$A_r = A_{pr}/4 = 1.13 \text{ cm}^2 ; \text{ On adopte } 4\text{Ø}10 \text{ p.m soit } 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

*** Espacement :**

$$St = 100/4 = 25 \text{ cm}$$

IV.2.3. Vérifications :

a) Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0.23 \times b \times d \times f_{c28}/f_c \Rightarrow$$

$$4.52 \geq 0.23 \times 100 \times 13.5 \times 2.1/400 \Rightarrow 4.52 > 1.63 \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

b) Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{ser}}{b \cdot d} = \frac{q_{ser} \cdot l \cdot P_{ser}}{b \cdot d} = \frac{[(8.47 \cdot 1.10) + 1.08] \cdot 10}{100 \cdot 13.5} = 0.079 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min \{0.1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}\} = 2.5 \text{ MPa}$

$$\tau_u = 0.017 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

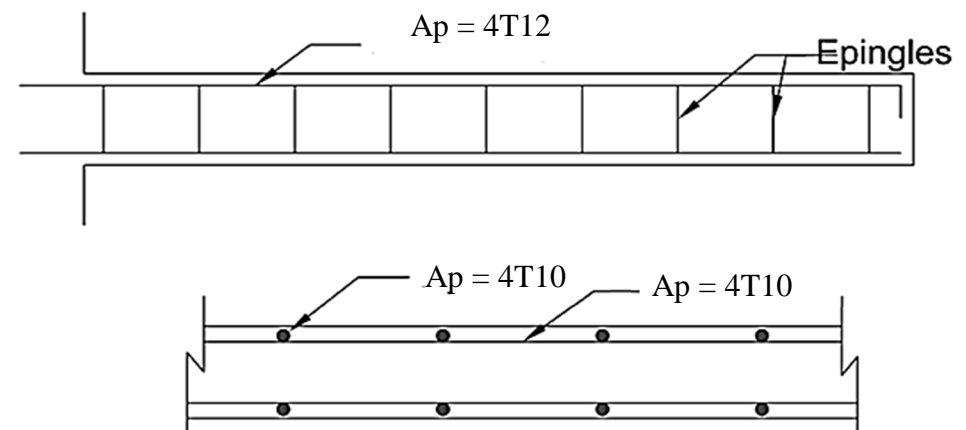


Figure IV.4 : Disposition du ferrailage du balcon.

IV.3. Escaliers :

IV.3.1. Introduction :

L'importance des escaliers réside dans leur capacité à faciliter le mouvement vertical à pied entre les différents niveaux d'une structure tout en supportant plusieurs forces, notamment le poids des escaliers eux-mêmes et la surcharge des personnes et des équipements qui y accèdent. Ils servent également d'issue de secours cruciale en cas d'incendie

IV.3.1.1. Nomenclature :

- **Marche** : La partie horizontale qui reçoit le pied (**Giron** : la largeur d'une marche)
- **Contre marche** : La partie verticale qui délimite la marche ;
- **Emmarchement** : Noté E, la largeur de l'escalier ;
- **Paillasse** : Dalle en pente qui porte l'escalier ;
- **Paliers** : Ce sont des aires planes qui assurent un repos pendant la montée ;
- **Cage** : Volume d'espace où se situe l'escalier.

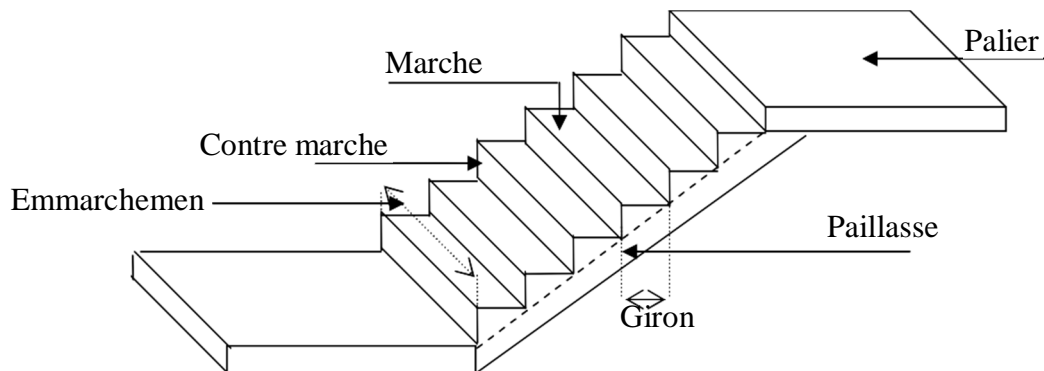


Figure IV.5 : Schéma d'un escalier.

Notre projet comporte un seul type d'escalier : Escalier droit à deux (02) volées avec palier intermédiaires.

IV.3.2. Dimensionnement des escaliers :

Avec « g » comme la distance horizontale entre deux nez de marche successifs et « h » la hauteur de la marche, la relation linéaire suivante, dite formule de **Blondel**, vérifie la constatation empirique suivante :

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

Avec :

h : La hauteur de la marche (contre marche) ;

g : La largeur de la marche ;

On prend : $2h + g = 64 \text{ cm}$

H : La hauteur les deux faces supérieures des deux paliers successifs ;

L : Projection horizontale de la longueur totale de la volée, $L = (n-1)g$;

n : Nombre de contre marches.

$$\left. \begin{array}{l} H = n.h = h_c/2 \\ L = (n-1)g \end{array} \right\} \longrightarrow \dots\dots(1)$$

A partir de (1) on a :

$$h_c = 3.06 \text{ m} \Rightarrow H = 306/2 = 153 \text{ cm et } L = 240 \text{ cm}$$

$$h = H/n$$

$$g = L/(n-1)$$

Selon la relation de BLONDEL, on a :

$$(1) \Rightarrow 2 \frac{H}{n} + \frac{L}{n-1} = m ;$$

$$\text{Puis } mn^2 - (m + 1 + 2H)n + 2H = 0 \dots\dots(2) ;$$

$$\text{Avec : } m = 64 \text{ cm}$$

$$\text{De l'équation (2) on a : } 64n^2 - 610n + 306 = 0$$

La solution de l'équation est : $n = 9$ (nombre de contre marches)

Donc : $n - 1 = 8$ (nombre de marches)

$$\text{Et : } h = 153/9 = 17 \text{ cm}$$

$$g = 240/8 = 30 \text{ cm}$$

Vérification d'après la relation de BLONDEL :

$$59 \text{ cm} \leq (2 \times 17) + 30 \leq 66 \text{ cm} = 59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

L'inégalité étant vérifiée, on a : 8 marches avec $g = 30 \text{ cm}$ et $h = 17 \text{ cm}$.

L'angle d'inclinaison est :

$$\tan \alpha = \frac{17}{30} = 0.564 \Rightarrow \alpha = 29.54^\circ \Rightarrow \cos \alpha = 0.87$$

a) Epaisseur de la paille (ev) :

$$\frac{l_1}{30} \leq ev \leq \frac{l_1}{20} \quad \longleftrightarrow \quad \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq ev \leq \frac{L}{20 \cos \alpha}$$

$$\Rightarrow \frac{240}{30 \cdot 0.87} \leq ev \leq \frac{L}{20 \cdot 0.87}$$

$$\Rightarrow 9.20 < ev < 13.79 ; \text{ On prend } ev = 12 \text{ cm}$$

b) Epaisseur du palier (ep) :

$$ep = \frac{ev}{\cos \alpha} = \frac{12}{0.87} = 13.79 \text{ cm} ; \text{ On prend } ep = 14 \text{ cm}$$

c) Emmarchement (E) :

E = 1.60 m (Bâtiment public)

d) Epaisseur du jour :

$e_j = 20$ cm

IV.3.3. Evaluation des charges et des surcharges à l'E.L.U et l'E.L.S :

a) Paillasse :

N°	Désignation	Ep (m)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage horizontal	0.02	0.4
2	Mortier de ciment horizontal	0.02	0.4
3	Revêtement en carrelage vertical epx22(h/g)	0.02	0,23
4	Mortier de ciment vertical epx20(h/g)	0.02	0.23
5	Lit de sable	0.03	0.54
6	Poids propre de la paillasse epx25/cosa	0.12	3.45
7	Poids propre des marches 25(h/2)	/	1.87
8	Enduit en plâtre	0.01 5	0.17
	Charge permanente G		7.29
	Surcharge d'exploitation Q		2.50

Tableau IV.2 : Evaluation des charges et des surcharges (paillasse).

Le calcul se fera pour une bande de 1 m de largeur :

$$\begin{cases} q_u = 13.59 \text{ KN/ml} \\ q_{ser} = 9.79 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

b) Palier :

N°	Désignation	Ep (m)	Poids (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	0.4
2	Mortier de pose	0.02	0.4
3	Poids propre du palier epx25	/	3.5
4	Lit de sable	0.03	0.54
5	Enduit en plâtre	0.015	0.15
	Charge permanente G		4.99
	Surcharge d'exploitation Q		2.50

Tableau IV.3 : Evaluation des charges et des surcharges (palier).

Le calcul se fera pour une bande de 1 m de largeur :

$$\begin{cases} q_u = 10.49 \text{ KN/ml} \\ q_{ser} = 7.49 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

IV.3.4. Calcul des sollicitations :

Le calcul des sollicitations sera fait par le logiciel **RDM 6**

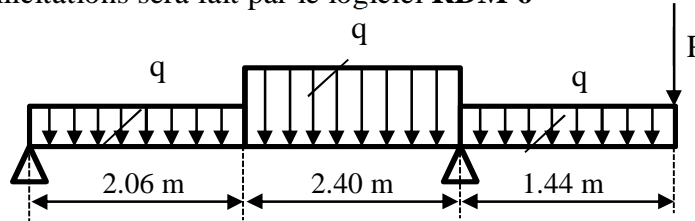


Figure IV.6 : Schéma statique de l'escalier.

Détermination des moments de flexion :

$$(q_{paillasse} - q_{palier})/q_{palier} = (13.59 - 10.49)/10.49 = 0.2955 \times 100 = 29.55\% > 10\%$$

On garde le schéma statique réel.

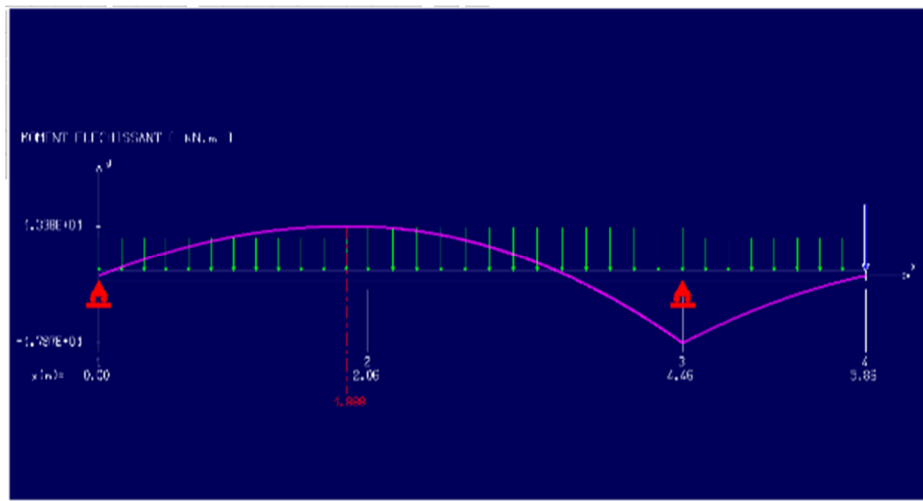


Figure IV.7 : Schéma statique escalier (Moments fléchissant effort tranchants).

Résultats obtenus :

E.L.U :

$$\begin{cases} M_t = 18.8 \text{ KN.m} \\ M_a = 24.63 \text{ KN.m} \\ T_{max} = 34.35 \text{ KN} \\ P = 10.25 \text{ KN} \end{cases}$$

E.L.S :

$$\begin{cases} M_t = 13.38 \text{ KN.m} \\ M_a = 17.97 \text{ KN.m} \\ T_{max} = 24.77 \text{ KN} \\ P = 7.49 \text{ KN} \end{cases}$$

Ferraillage de la paillasse :

h = 12 cm ; b = 100 cm

- Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{18.8 \cdot 10^3}{100 \cdot 10.8^2 \cdot 14.17} = 0.114 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0.114 \Rightarrow \beta = 0.939$$

$$A_{pr} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{18.8 \cdot 10^3}{0.939 \cdot 10.8 \cdot 348} = 5.33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte 5T12 p.m soit 5.65 cm²/ml

⇒ Espacement = 20 cm

■ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \cdot 100 \cdot 10.8 \cdot 2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2$$

$A_s = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml} > 1.30 \text{ cm}^2/\text{ml}$Condition vérifiée.

– Armatures de répartition :

$$A_r = A_{pr}/4 = 5.65/4 = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte 4T10 p.m soit 3.14 cm²/ml

Ferrailage du palier :

$h = 14 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$

– Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{24.63 \cdot 10^3}{100 \cdot 12.6^2 \cdot 14.17} = 0.109 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0.109 \Rightarrow \beta = 0.942$$

$$A_{pr} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{24.63 \cdot 10^3}{0.942 \cdot 12.6 \cdot 348} = 5.96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte 6T12 p.m soit 6.79 cm²/ml

■ Section minimum RPA99/V2003 :

$$A_{st} = 0.005bxh = 0.005 \cdot 100 \cdot 12 = 6 \text{ cm}^2$$

$A_{adpt} = 6.79 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{st} = 6 \text{ cm}^2$; Donc on garde $A_{pr} = 6.79 \text{ cm}^2/\text{ml}$

⇒ Espacement = 15 cm

– Armatures de répartition :

$$A_r = A_{pr}/4 = 6.79/4 = 1.70 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte 4T10 p.m soit 3.14 cm²/ml

IV.3.5. Vérifications :

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{34.35 \cdot 10}{100 \cdot 10.8} = 0.32 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0.13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min (3.3 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3.3 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.32 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.3 \text{ MPa}$Condition vérifiée.

Pas de risque de cisaillement !

2) Vérification des contraintes à l'E.L.S :

Paillasse :

$$M_t = 13.38 \text{ KN.m} ; A_s = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Détermination de la Position de l'axe neutre :

$$by^2 - nA_s(d-y)$$

$$50y^2 + 84.75y - 915.3 = 0 \Rightarrow y = 3.50 \text{ cm} ; \text{l'axe neutre se trouve dans la section comprimée.}$$

- Détermination du moment d'inertie :

$$I = by^3/3 + nA_s(d-y)^2 = 4516.33 \text{ cm}^4$$

- Détermination de la contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y = \frac{13.38 * 10^3}{4516.33} * 3.50 = 10.37 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 10.37 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Palier :

$$M_a = 17.97 \text{ KN.m} ; A_s = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Détermination de la Position de l'axe neutre :

$$by^2 - nA_s(d-y)$$

$$50y^2 + 67.8y - 854.28 = 0 \Rightarrow y = 4.87 \text{ cm} ; \text{l'axe neutre se trouve dans la section comprimée.}$$

- Détermination du moment d'inertie :

$$I = by^3/3 + \eta A_s(d-y)^2 = 7923.71 \text{ cm}^4$$

- Détermination de la contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y = \frac{17.97 * 10^3}{7923.71} * 4.87 = 11.04 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 11.04 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification de la flèche à l'E.L.S :

Pour qu'il n'y ait pas de flèche, la condition suivante doit être satisfaite :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{0.75}{20} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.05 > 0.037 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ 0.005 = 0.005 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Paillasse :

$$F_{cal} = \frac{9.79 * (2.4) * 10^2}{8 * 32164.19 * 10^{-5} * 4516.33} = 0.20 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{250}{L} = \frac{250}{240} = 1.40 \text{ cm}$$

$$F_{cal} < F_{adm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Palier :

$$\begin{cases} F_1 = \frac{Ql^4}{8EI} ; \text{flèche due à la charge répartie} \\ F_2 = \frac{Pl^3}{3EI} ; \text{flèche due à la charge concentrée} \end{cases} ; F_{cal} \leq F_{adm}$$

$$F = \frac{l^3}{EI} \left(\frac{Ql}{8} + \frac{P}{3} \right) = 0.38$$

$$F_{adm} = \frac{144}{250} = 0.58$$

$F < F_{adm}$Condition vérifiée.

$$F = \frac{Ql^4}{8EI} = 0.0006 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{144}{250} = 0.58 \text{ cm}$$

$F_{cal} < F_{adm}$Condition vérifiée.

Toutes les conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

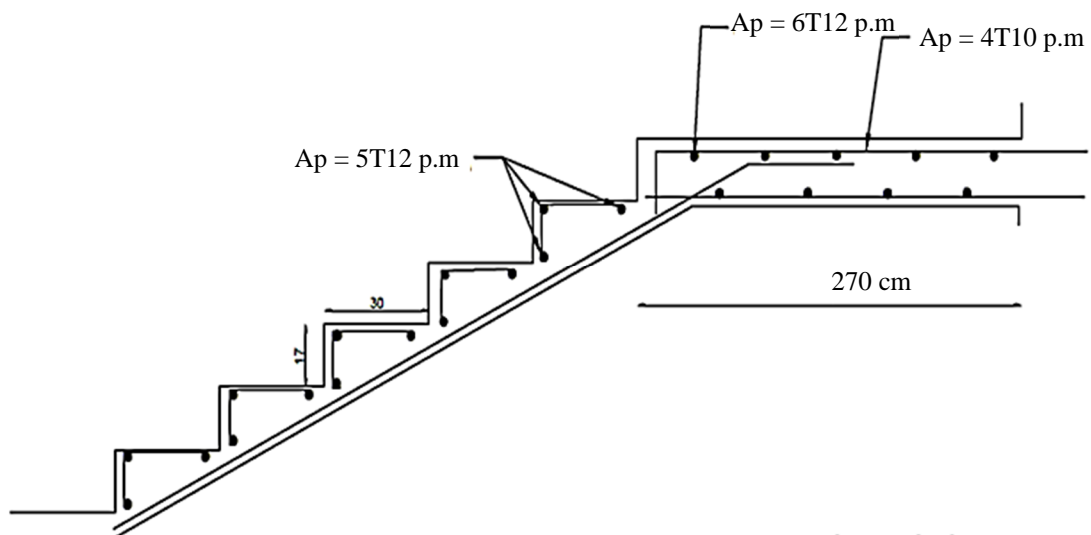


Figure IV .8 : Disposition du ferrailage de l'escalier.

IV.3.6. Etude de la poutre palière :

a) Dimensionnement :

$$L = 2.70 \text{ m}$$

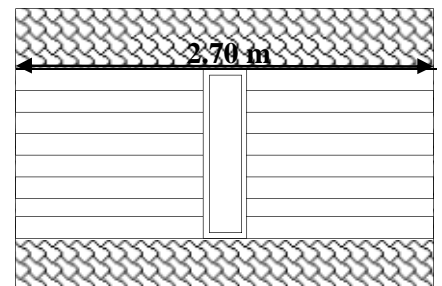
$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$18 \text{ cm} \leq h \leq 27 \text{ cm}$; On prend $h = 30 \text{ cm}$ (Compte tenu du mur 30 cm)

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

$9 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$; On prend $b = 30 \text{ cm}$

Section de la poutre palière $P_{pp} = (30 \times 30) \text{ cm}^2$



b) Vérification des conditions du RPA99/V2003 :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ h = 30 \text{ cm} = 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} = 1 \text{ cm} < 4 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

Poids appliqués sur la poutre palière :

Poids propre de la poutre palière : $\gamma_{BA} \times b \times h = 25 \times 0.3 \times 0.3 = 2.25 \text{ KN/ml}$

Revêtement : $(0.4+0.4+0.54) \times 0.3 = 0.4 \text{ KN/ml}$

Enduit en plâtre : $0.15 \times 0.3 = 0.05 \text{ KN/ml}$

Effet de l’escalier sur la poutre palière : $T_u = 34.35 \times 1 \text{ m} = 34.35 \text{ KN.m}$

G = 37.05 KN/ml

Q = 2.50x0.3 = 0.75 KN/ml

E.L.U :

$q_u = 51.14 \text{ KN/ml}$

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{51.14 \times 2.70^2}{8} = 46.60 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_t = 0.85 M_0 = 39.61 \text{ KN.m} \\ M_a = 0.4 M_0 = 18.64 \text{ KN.m} \end{cases}$$

c) Ferrailage de la poutre palière :

- Armatures longitudinales :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{39.61 \times 10^3}{30 \times 27^2 \times 14.17} = 0.128 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0.128 \Rightarrow \beta = 0.931$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{39.61 \times 10^3}{0.931 \times 27 \times 348} = 4.52 \text{ cm}^2/\text{m}$$

On adopte 4T12 p.m soit 4.52 cm²/ml

- Armatures transversales :

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{18.64 \times 10^3}{30 \times 27^2 \times 14.17} = 0.060 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0.060 \Rightarrow \beta = 0.969$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{18.64 \times 10^3}{0.969 \times 27 \times 348} = 2.05 \text{ cm}^2/\text{m}$$

On adopte 4T12 p.m soit 4.52 cm²/ml

d) Vérifications :

▀ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 30 \times 27 \times 2.1}{400} = 0.1 \text{ cm}^2$$

$A_s = 9.04 \text{ cm}^2/\text{ml} > 0.1 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

▀ **Vérification des contraintes dans le béton comprimé :**

En travée :

$$M_{ser} = 32.13 \text{ KN.m} ; A_S = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Détermination de la Position de l'axe neutre :**

$$by^2/2 - nA_S(d-y)$$

$$15y^2 + 67.8y - 1830.6 = 0 \Rightarrow y = 9.01 \text{ cm} ; \text{l'axe neutre se trouve dans la section comprimée.}$$

• **Détermination du moment d'inertie :**

$$I = by^3/3 + nA_S(d-y)^2 = 8534.05 \text{ cm}^4$$

• **Détermination de la contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y = \frac{32.13 * 10^3}{85340.5} * 9.01 = 3.39 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 3.39 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sur appuis :

$$M_a = 18.64 \text{ KN.m} ; A_S = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Détermination de la Position de l'axe neutre :**

$$by^2 - nA_S(d-y)$$

$$15y^2 + 67.8y - 1830.6 = 0 \Rightarrow y = 9.01 \text{ cm} ; \text{l'axe neutre se trouve dans la section comprimée.}$$

• **Détermination du moment d'inertie :**

$$I = by^3/3 + nA_S(d-y)^2 = 8534.05 \text{ cm}^4$$

• **Détermination de la contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y = \frac{18.64 * 10^3}{85340.5} * 9.01 = 3.39 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 3.39 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

c) **Justification vis-à-vis de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b*d} = \frac{34.35 * 10}{30 * 27} = 0.42 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0.13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min (3.3 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3.3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.42 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.3 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement !

▀ **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_l \right\} = \min \{ 8.5 \text{ cm} ; 30 \text{ cm} ; 1.2 \text{ cm} \} = 1.2 \text{ cm} = 12 \text{ mm}$$

On prend $\phi_t = 10 \text{ mm}$

► **Espacement :**

$$St \leq \min \{0.9d ; 40 \text{ cm}\} = \min \{24.3 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}\} = 24.3 \text{ cm}$$

On prend $St = 20 \text{ cm}$

D'après le RPA99/v2003 :

$$\text{Zone nodale : } St \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 30 \text{ cm} ; 12\phi_l \right\} = \min \{7.5 \text{ cm} ; 30 \text{ cm} ; 12 \text{ cm} \} = 5 \text{ cm}$$

Zone courante : $St \leq h/2 = 15 \text{ cm}$.

► **Vérification de la flèche :**

$$F_{\text{cal}} = \frac{18.68 \cdot (2.70) \cdot 10^2}{8 \cdot 32164.19 \cdot 10^{-5} \cdot 16005.1} = 0.01 \text{ cm}$$

$$F_{\text{adm}} = \frac{250}{L} = \frac{250}{270} = 0.10 \text{ cm}$$

$F_{\text{cal}} < F_{\text{adm}}$Condition vérifiée.

d) Ancrage des armatures tendues :

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

La longueur de scellement droit l_s :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_s} = 42.32 \text{ cm}$$

On prévoit une courbure : $r = 5.5\phi = 6.6 \text{ cm} \approx 8 \text{ cm}$

$$L = d - c + \phi + r = 19.9 \text{ cm}$$

$$L_1 = 2.62 \text{ cm}$$

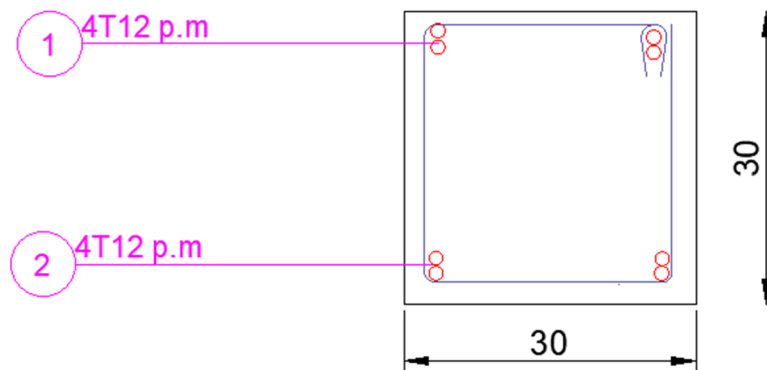
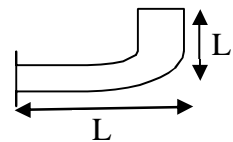


Figure IV.9 : Disposition du ferrailage de la poutre de palière.



Chapitre V:

Etude Sismique

V.1. Introduction :

Un tremblement de terre fait référence à la vibration de la surface terrestre causée par la décharge brutale d'énergie provenant de l'accumulation de déformations dans la croûte terrestre. Le seul danger potentiel pour la vie humaine provient de l'impact destructeur sur les bâtiments et autres structures.

Compte tenu de la prévalence de tremblements de terre majeurs sur une partie importante du territoire algérien, il nous incombe de créer et de construire des bâtiments capables de résister à ces catastrophes naturelles et de protéger suffisamment les vies humaines et les biens matériels.

V.2. But de l'étude sismique :

L'accent mis sur la protection contre les tremblements de terre est centré sur la création et la construction de structures équipées pour faire face à cet événement naturel.

Afin d'évaluer l'impact d'un séisme sur un bâtiment, différentes techniques sont employées pour déterminer les charges sismiques présentes dans chaque direction et à chaque niveau de la structure.

V.3. Méthode de calcul :

Plusieurs méthodes distinctes sont recommandées par le RPA99/version2003 pour le calcul des forces sismiques :

- 1. Méthode statique équivalente ;
- 2. Méthode d'analyse modale spectrale ;
- 3. Méthode d'analyse dynamique par accélogramme.

L'article 4.1.2 du RPA précise les conditions nécessaires à l'utilisation de la méthode statique équivalente, qui ne sont pas remplies par la structure dans notre cas particulier.

Nous avons choisi de nous concentrer sur la technique d'analyse modale spectrale. Cette approche considère la réponse de la structure selon les modes établis à partir des hypothèses suivantes :

- Masse supposée concentrée au niveau des nœuds principaux (nœud maître) ;
- Seul les déplacements horizontaux sont pris en compte ;
- Les planchers et les fondations sont considérés rigides dans leur plan ;
- Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation modale soit au moins égale à 90%.

V.4. Méthode d'analyse modale spectrale :

V.4.1. Principe de la méthode :

La méthodologie derrière cette méthode est de localiser, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets produits par les forces sismiques au sein de l'édifice, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets seront combinés pour avoir la réponse de la structure. La technique la plus couramment employée pour le calcul dynamique des structures est fondée sur l'utilisation des spectres de réponse.

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas autorisée.

Pour la détermination de la fonction du spectre de réponse, on utilise le programme « **Spectre RPA** » qui permet de donner les valeurs du spectre de réponse en fonction des périodes.

V.5. Modélisation :

Notre bâtiment sera représenté par un modèle tridimensionnel (3D) encastré à la base, où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degrés de liberté (une rotation d'axe verticale, et deux translations horizontales) [4.3.2 du RPA99/v2003]

V.5.1. Présentation du logiciel :

Le logiciel Etabs 9.7.4 est un programme de calcul statique et dynamique des structures à comportement linéaire fondée à l'université de Berkeley en Californie (USA) en 1975. Il permet de déterminer les réponses de la structure

Concernant notre projet, **Etabs 9.7.4** permettra de déterminer :

- Les périodes propres ;
- Les coefficients de participation modale α_i ;
- Les déplacements des planchers ;
- Les forces sismiques ;
- Les sollicitations internes (M, N, T).

V.5.2. Etapes de la modélisation :

Notre modélisation comporte les étapes ci-dessous :

- Choix du plan de travail : structure en modèle 3D ;
- Unité de travail : KN.m ;
- Création d'un modèle graphique par l'interface d'Etabs 9.7.4 ;
- Poutres, poteaux (modélisés par des éléments de barres) et voiles ;

- Introduction des propriétés du matériau utilisé : propriétés du béton et de l'acier ;
- Introduction des propriétés de chaque élément de la structure : section et matériau utilisé ;
- Introduction des conditions aux états limites.

– Détermination des charges :

Nous avons trois (03) types de charge :

- Charge permanente G : Elle comporte le poids total de la structure et la charge permanente distribuée par les planchers aux poutres (principales et secondaires) ;
- Charge d'exploitation Q : Les charges d'exploitations agencées par les planchers aux poutres ;
- Forces sismiques E : Comporte les masses concentrées au centre de gravité de chaque niveau et le spectre de réponse dans les sens (X, Y et Z).

– Détermination des combinaisons de charges :

$$1.35G + 1.5Q$$

$$G + Q$$

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

V.5.3. Détermination du spectre de réponse:

- Zone sismique : I
- Groupe d'usage : 2
- Type de sol : S3
- Système de contreventement : Mixte portiques/voiles avec interaction
- Remplissage : Léger
- Facteur de qualité : $Q = 1.2$

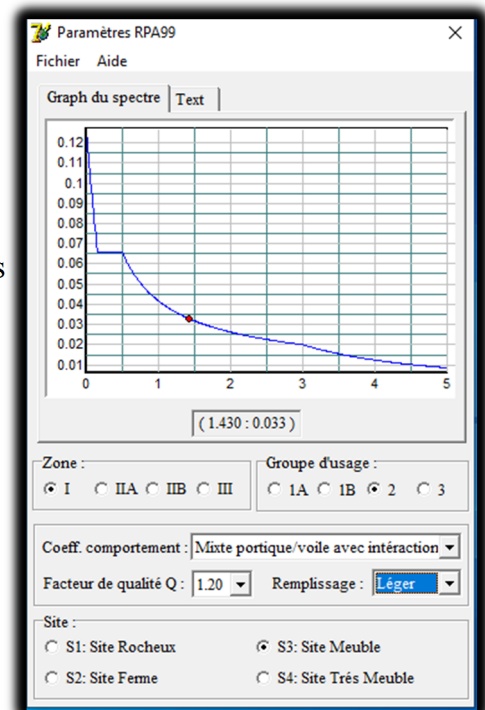


Tableau V.1 : Spectre de réponse.

V.5.4. Résultats de l'analyse :

V.5.4.1. Périodes :

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0.248123	72.8532	0.0215	72.8532	0.0215
2	0.146882	0.0213	71.9498	72.8745	71.9713
3	0.113834	0.1172	1.5580	72.9917	73.5293
4	0.064521	19.6265	0.0000	92.6182	73.5293
5	0.038668	0.0168	19.4029	92.6350	92.9322
6	0.032124	4.2922	0.1197	96.9272	93.0519
7	0.030111	0.9635	1.0331	97.8907	94.0850
8	0.022151	1.5746	0.0064	99.4652	94.0914
9	0.019747	0.0336	4.0476	99.4989	98.1390
10	0.018224	0.3683	0.0024	99.8672	98.1414
11	0.015469	0.0884	0.2940	99.9556	98.4354
12	0.014180	0.0088	1.1984	99.9644	99.6337

Tableau V.2 : Période fondamentale de la structure.

V.5.4.2. Les modes de vibrations :

Mode 1 :

$$T_1 = 0.0819 \text{ s}$$

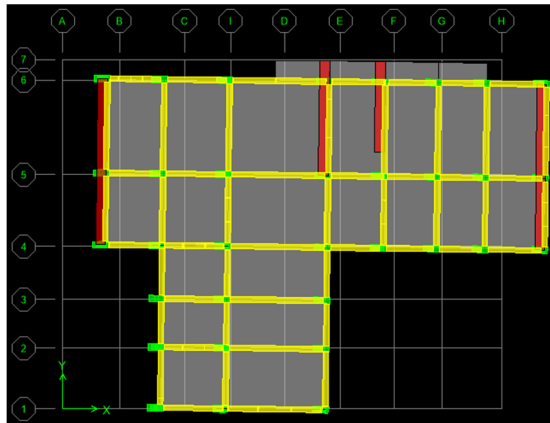


Figure V.1 : Mode de vibration 1.

Mode 2 :

$$T_2 = 0.0485 \text{ s}$$

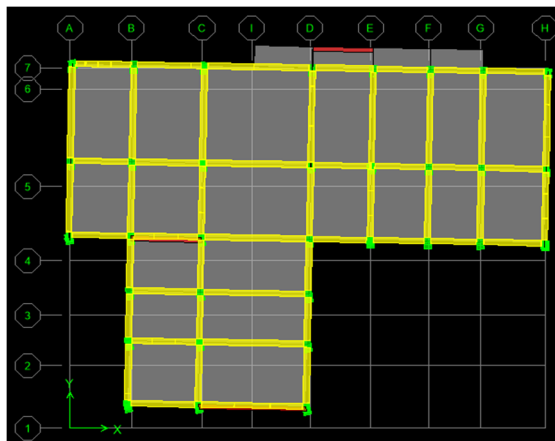
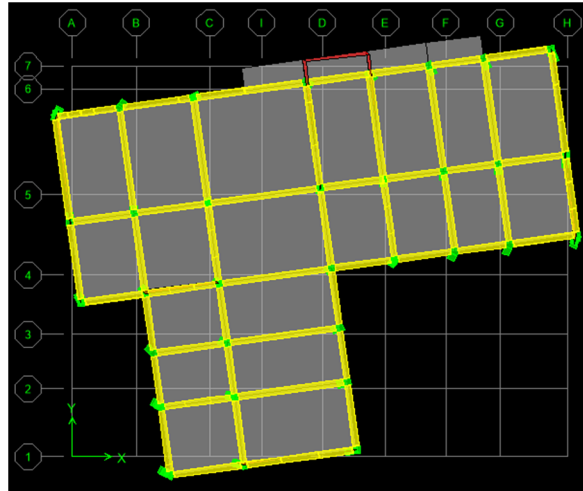


Figure V.2 : Mode de vibration 2.

Mode 3 :

$$T_3 = 0.0353 \text{ s}$$

**Figure V.3 : Mode de vibration 3.**

► **Les efforts sismiques à la base de la structure :**

$$\begin{cases} V_x = 909.28 \text{ KN} \\ V_y = 937.22 \text{ KN} \end{cases}$$

V.5.4.3. La somme des masses modales effectives :

Modes	Périodes	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	0.081892	73.3056	0.0165	0	73.3056	0.0165
2	0.048538	0.0209	72.6923	0	73.3265	72.7088
3	0.03525	0.0703	1.2702	0	73.3968	73.9791
4	0.021803	19.4273	0	0	92.8241	73.9791
5	0.013109	0.0101	19.474	0	92.8342	93.4531
6	0.01103	4.6327	0.0431	0	97.4669	93.4962
7	0.009547	0.4385	0.7642	0	97.9054	94.2604
8	0.00775	1.5528	0.0072	0	99.4582	94.2675
9	0.006787	0.0286	3.9811	0	99.4868	98.2486
10	0.006439	0.4069	0.0051	0	99.8937	98.2537
11	0.004966	0.0697	0.0737	0	99.9634	98.3274
12	0.004949	0.0074	1.3142	0	99.9708	99.6416

Tableau V.3 : Somme des masses modales effectives.

V.5.6. Justification de la sécurité (vérifications confortements aux règles du RPA99/v2003) :

A) Calcul de la force statique équivalente :

La résultante des forces sismiques V_{dy} obtenue par combinaison des valeurs modales, doit être supérieure ou égale à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V_{st} .

$$V_{dy} \geq 80\% V_{st}$$

$$\text{Avec : } V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} * W$$

A	Coefficient d'accélération de zone, il est tiré à partir du tableau 4.1 (RPA99/v2003)	0.10
Q	Facteur de qualité : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$ P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité Q est satisfait ou non, sa valeur est donné par le tableau 4.4 (RPA99/v2003)	1.20
R	R : Coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 du RPA 2003 en fonction du système de contreventement	Partant de R=5 (structure mixte portiques/voiles avec interaction)

Tableau V.4 : Paramètre du spectre de réponse.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est en fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement « η » et de la période fondamentale de la structure « T ».

Le facteur de correction d'amortissement « η » est donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

Avec :

$\xi=10\%$; Coefficient d'amortissement critique (béton armé/maçonnerie)

$\eta=0.76$

■ Estimation de la période fondamentale de la structure :

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.

$$T = C_T (h_N)^{3/4}$$

$$T = \min \begin{cases} T = C_T h_N^{\frac{3}{4}} & \dots (I) \\ T = 0,09 \frac{h_n}{\sqrt{L}} & \dots (II) \end{cases}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base la structure jusqu'au dernier niveau (N)

$$h_N = 15.3 \text{ m}$$

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, il est donné par le tableau 4.6 du RPA 2003.

$C_T = 0.05$ (contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé)

L : Dimensions suivant x et y

T et T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site, leurs valeurs sont données par le tableau 4.7 du RPA99/v2003.

$$\text{Sens(x): } T_x = \min \begin{cases} T = 0.05 * (15.3)^{\frac{3}{4}} = 0.39s \\ T_x = 0,09 \frac{h_n}{\sqrt{L}} = 0,09 \frac{15.3}{\sqrt{23.85}} = 0.28s \end{cases} \quad T = 0.28s$$

$$\text{Sens(y): } T_y = \min \begin{cases} T = 0.05 * (15.3)^{\frac{3}{4}} = 0.39s \\ T_y = 0,09 \frac{h_n}{\sqrt{L}} = 0,09 \frac{15.3}{\sqrt{19}} = 0.32s \end{cases} \quad T = 0.32s$$

Site meuble (S_3) : $T_2 = 0.5s$

$$0 \leq T \leq T_2$$

$$0 \leq T = 0.28 \text{ s} \leq 0.5 \text{ s} \Rightarrow D = 2.5\eta \Rightarrow D_x = D_y = 2.5 \times 0.76 = 1.9$$

$$D = 1.9$$

B) Détermination du poids total de la structure :

Story	Diaphragm	MassX	MassY
STORY1	D1	362.2185	362.2185
STORY2	D2	356.7481	356.7481
STORY3	D3	352.1076	352.1076
STORY4	D4	347.2808	347.2808
STORY5	D5	332.6820	332.6820

Tableau V.5 : Poids de la structure.

$$W = \sum W_i = 17510.37 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V_{st} = \frac{0.10 * 1.9 * 1.20}{5} * 17510.37 = 798.473 \text{ KN}$$

■ Vérification de la résultante des forces sismiques :

L'interprétation des résultats d'Etabs 9.7.4 nous donne la résultante des forces

sismiques à la base :

Sens xx : $V_{dyx} = 909.28 \text{ KN}$

Sens yy : $V_{dyy} = 937.22 \text{ KN}$

$V_{dy} \geq 80\% V_{st} \Rightarrow \begin{cases} V_{dyx} = 909.28 \text{ KN} \geq 80\% V_{st} = 638.78 \text{ KN} \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ V_{dyy} = 937.22 \text{ KN} \geq 80\% V_{st} = 638.78 \text{ KN} \dots \dots \text{Condition vérifiée} \end{cases}$

■ Vérification de la période :

La valeur de « T » calculée par la méthode numérique ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$T_{dy} = 0.248s < T_x = 0.36s \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

$T_{dy} = 0.248s < T_y = 0.41s \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

■ Les coefficients de participation modale :

La vérification doit satisfaire la condition suivante : $\sum \alpha l \geq 90\%$

Etabs détermine directement les valeurs des coefficients de participation modales;

Valeurs obtenues :

Sens longitudinal (X) :

$\sum \alpha x = 99.96\% > 90\% \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

Sens transversal (Y) :

$\sum \alpha y = 99.63\% > 90\% \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

■ Nombre de mode à considérer : [RPA99/v2003 (4.3.4.a)]

Pour les structures représentées par des plans dans deux (02) directions orthogonales, le nombre de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

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

– Ou 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 nombre minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée).

Le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être de sorte que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_K < 0.2s$$

Avec : N : Le nombre de niveaux au-dessus du sol (N = 5 niveaux)

T_K : La période du mode K

$\Rightarrow K \geq 3\sqrt{5} = 6.7 \Rightarrow K \geq 6 \text{ modes ; Donc on prend } K = 7$

$T_7 = 0.03s < 0.2s \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

$T_{dy} \leq 1.3T_{st}$

Sens longitudinal :

$T_{dy} = 0.248s < 1.3T_{stx} = 0.360s$Condition vérifiée.

Sens transversal :

$T_{dy} = 0.248s < 1.3T_{sty} = 0.416s$Condition vérifiée.

Donc le bâtiment est rigide.

V.5.7. Calcul et vérification des déplacements :

Sous l'action des forces horizontales; la structure subira des déformations horizontales.

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

$$\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \overline{\delta}_k ;$$

Avec : $\delta_k = R \times \delta_{ek}$

R : Coefficient de comportement ; R= 5

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de torsion)

$$\Delta_K = R(\delta_k - \delta_{k-1}) \leq 1\%he ; (\text{Hauteur d'étage : } he = 3.06 \text{ m})$$

Les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens longitudinal et transversal sont résumés sous forme de tableau.

Niveaux	Sens longitudinal (x)	Sens transversal (y)	RPA/99v2003
	Δ_K (m)	Δ_K (m)	1%he
4	0.0065	0.0025	0.0306
3	0.005	0.002	0.0306
2	0.0035	0.001	0.0306
1	0.002	0.0005	0.0306
RDC	0.0005	0.0005	0.0306

Tableau V.6 : Déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens.

$\Delta_K < 1\%he = 0.0306 \text{ m}$Condition vérifiée ; selon le critère de justification de sécurité du RPA99/v2003 (Article 5.10)

V.5.8. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

Les effets du 2^{ème} ordre peuvent être négligeables dans le cas des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau « K » (masse sur plancher du niveau considéré) ;

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « K » ;

Δ_K : Déplacement relatif au niveau « K » ; $\Delta_K = \delta_k - \delta_{k-1}$

h_k : Hauteur d'étage « K » ; $h_e = 3.06$ m

- Si $0.10 \leq \theta_k \leq 0.20$; les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés à partir d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur d'amplification : $1/(1 - \theta_k)$

- Si $\theta_k > 0.20$; la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Le tableau suivant regroupe les résultats obtenus par le calcul numérique :

Niveaux	Sens longitudinal	Sens transversal	RPA99
	θ_x	θ_y	V2003
4	0.0010	0.0003	0.10
3	0.0012	0.0008	0.10
2	0.0014	0.0005	0.10
1	0.0016	0.0001	0.10
RDC	0.0006	0.0001	0.10

Tableau V.7 : L'effet P- Δ dans les deux sens.

$\theta_k < 0.10$; Donc l'effet P- Δ est négligeable pour les deux sens (longitudinal et transversal).

V.5.9. Excentricité entre le centre des masses et le centre de torsion :

Diaphragm	XCM	YCM	XCR	YCR
D1	10.757	11.082	12.241	7.813
D2	10.757	11.082	12.079	8.235
D3	10.757	11.082	11.879	8.792
D4	10.757	11.082	11.731	9.262
D5	10.683	10.990	11.631	9.578

Tableau V.8 : Excentricité entre le centre des masses et le centre de torsion de chaque étage.

A) Calcul de l'excentricité théorique et accidentelle :

La distance entre le centre de gravité des masses et le centre de torsion est appelée excentricité.

Pour toutes les structures comportant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs; [RPA99/v2003 (article 4.3.7)] :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à chaque niveau (cette excentricité doit être prise en considération de part et d'autre du centre de torsion) ;
- L'excentricité théorique résultant des plans.

L'excentricité théorique :

Calculée précédemment (Tableau V.7)

$$e_x = |X_{CM} - X_{CR}|$$

$$e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}|$$

L'excentricité accidentelle :

Fixée par le RPA99/v2003 à : 5%L

$$\text{Sens X } e_x = 0.05L_x$$

$$\text{Sens Y } e_y = 0.05L_y$$

Diaphragme	Excentricité théorique		Excentricité accidentelle		Excentricité totale	
	$e_{xth} (m)$	$e_{yth} (m)$	$e_{xac} (m)$	$e_{yac} (m)$	$e_x (m)$	$e_y (m)$
D1	1.484	3.269	1.1925	0.950	2.6765	4.219
D2	1.322	2.847	1.1925	0.950	2.5145	3.797
D3	1.122	2.290	1.1925	0.950	2.3145	3.240
D4	0.974	1.820	1.1925	0.950	2.1665	2.770
D5	0.948	1.412	1.1925	0.950	2.1405	2.362

Tableau V.9 : Excentricité théorique et accidentelle.

■ ■ *Chapitre VI :*

Ferraillage des portiques et des voiles.

VI.1. Introduction :

La structure est un ensemble tridimensionnel composée de murs, de poteaux, de poutres et de voiles, tous solidement reliés les uns aux autres, ce qui lui permet de supporter et de résister aux forces horizontales et verticales (ossature mixte portiques/voiles).

A l'aide du logiciel d'analyse structurale (Etabs 9.7.4), nous pouvons faire le calcul de ferrailage des éléments porteurs de la structure en déterminant les efforts internes distincts de chaque section par différentes combinaisons de calcul.

VI.1.1. Combinaisons de calcul :

Pour assurer la stabilité structurelle, les éléments porteurs doivent être ferrillés par les combinaisons des charges conformément aux réglementations du B.A.E.L91/modifié99 et du RPA99/v2003.

Les combinaisons des actions sismiques et des actions dues aux charges verticales sont données ci-dessous :

- Poutres :

$$* \text{Sollicitations du 1}^{\text{er}} \text{ genre (B.A.E.L91/m99)} : \begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \end{cases}$$

$$* \text{Sollicitations du 2}^{\text{ème}} \text{ genre (RPA99/v2003)} : \begin{cases} 0.8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases}$$

- Poteaux :

$$* \text{Sollicitations du 1}^{\text{er}} \text{ genre (B.A.E.L91/m99)} : \begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \end{cases}$$

$$* \text{Sollicitations du 2}^{\text{ème}} \text{ genre (RPA99/v2003)} : \begin{cases} 0.8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases}$$

Avec :

G : Charges permanentes ;

Q : Surcharges d'exploitation ;

E : Effort sismique.

VI.2. Ferrailage des poutres :**VI.2.1. Méthode de calcul :**

Généralement, les poutres sont soumises à trois types de contraintes : un moment fléchissant, un effort normal et un effort tranchant. Afin de calculer avec précision la contrainte, le calcul doit tenir compte de la flexion composée. Cependant, en raison de l'amplitude relativement faible de la force normale agissant sur les poutres, le calcul peut être simplifié en flexion simple.

Le ferrailage se fera à l'ELU, la fissuration est jugée peu préjudiciable.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1^{er} et du 2^{ème} genre :

Sollicitations du 1^{er} genre : $S_{p1} = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp1}

Sollicitations du 2^{ème} genre : $\begin{cases} S_{p2} = 0.8G \pm E \\ S_{p2} = G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp2}

Si $\frac{M_{sp2}}{M_{sp1}} < 1.15$; On détermine les armatures sous S_{p1}

Si $\frac{M_{sp2}}{M_{sp1}} > 1.15$; On détermine les armatures sous S_{p2}

Dans le calcul relatif à l'ELU, on induit des coefficients de sécurités (γ_s ; γ_b).

Pour la situation accidentelle : $\begin{cases} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1.15 \Rightarrow \sigma_s = 18.48 \text{ MPa} \end{cases}$

Pour la situation accidentelle ou durable : $\begin{cases} \gamma_s = 1.15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1.5 \Rightarrow \sigma_s = 14.17 \text{ MPa} \end{cases}$

VI.2.2. Les armatures longitudinales :

D'après le RPA99/v2003 (article 7.4.2) on a :

- Section d'armature minimale : $A_{\min} = 0.5\%(bxh)$
- Section d'armature maximale : $A_{\max1} = 4\%(bxh)$; zone courante

$$A_{\max2} = 6\%(bxh) \text{ ; zone de recouvrement}$$

Les valeurs des moments max en appuis et en travées sont regroupées dans les tableaux suivants :

Tableau VI.1. Moments max des poutres principales intermédiaires :

Niveaux	Positions	Moments max (KN.m)		Rapport M_{sp2}/M_{sp1}	Moments de calcul (KN.m)
		M_{sp1}	M_{sp2}		
Terrasse	Travées	70.521	52.041	0.74	70.521
	Appuis	106.375	82.573	0.78	106.375
3 ^{ème} Etage au RDC	Travées	62.211	45.469	0.73	62.211
	Appuis	99.989	79.412	0.80	99.989

Tableau VI.2. Moments max des poutres principales de rive :

Niveaux	Positions	Moments max (KN.m)		Rapport M_{sp2}/M_{sp1}	Moments de calcul (KN.m)
		M_{sp1}	M_{sp2}		
Terrasse	Travées	75.352	48.370	0.64	75.352
	Appuis	93.841	64.729	0.70	93.841
3 ^{ème} Etage au RDC	Travées	70.577	44.850	0.63	70.577
	Appuis	86.346	61.463	0.71	86.346

Tableau VI.3 : Moments max des poutres secondaires intermédiaires :

Niveaux	Positions	Moments max (KN.m)		Rapport M_{sp2}/M_{sp1}	Moments de calcul (KN.m)
		M_{sp1}	M_{sp2}		
Terrasse	Travées	12.576	12.962	1.03	12.576
	Appuis	23.715	20.253	0.9	23.715
3 ^{ème} Etage	Travées	15.138	16.039	1.06	15.138
au RDC	Appuis	23.308	20.636	0.9	23.308

Tableau VI.4. Moments max des poutres secondaires de rive :

Niveaux	Positions	Moments max (KN.m)		Rapport M_{sp2}/M_{sp1}	Moments de calcul (KN.m)
		M_{sp1}	M_{sp2}		
Terrasse	Travées	8.07	7.066	0.88	8.07
		13.038	12.968	1.00	13.038
3 ^{ème} Etage	Travées	7.193	9.709	1.35	9.709
au RDC	Appuis	15.353	16.018	1.04	15.353

VI.2.3. Exemples de calcul :

Les moments M_{sp1} et M_{sp2} sont obtenus à partir d'Etabs 9.7.4. Nous avons choisi comme exemples détaillés les poutres principales intermédiaires et les poutres secondaires intermédiaires.

a) Poutres principales intermédiaires :

En travée :

$$\begin{cases} Mt_{sp1} = 70.521 \text{ KN.m} \\ Mt_{sp2} = 52.041 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$\frac{M_{sp2}}{M_{sp1}} = 0.74 < 1.15$; Donc le calcul se fait sous S_{p1}

Données :

- Largeur de la poutre : $b = 30 \text{ cm}$;
- Hauteur de la poutre : $h = 45 \text{ cm}$;
- Hauteur utile : $d = 0.9h = 40.5 \text{ cm}$;
- Fissuration peu préjudiciable ;
- $\sigma_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$;
- $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$.

$$\mu = \frac{M_{sp1}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{70.521 \cdot 10^3}{30 \cdot 40.5^2 \cdot 14.17} = 0.101 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0.101 \Rightarrow \beta = 0.946$$

$$A_{sx} = \frac{M_{sp1}}{\beta d \sigma_s} = \frac{70.521 \cdot 10^3}{0.946 \cdot 40.5 \cdot 348} = 5.20 \text{ cm}^2$$

On adopte 5T12 soit $A_s = 5.65 \text{ cm}^2$

Sur appuis :

$$\begin{cases} Mt_{sp1} = 106.375 \text{ KN.m} \\ Mt_{sp2} = 82.573 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\frac{M_{sp2}}{M_{sp1}} = 0.78 < 1.15 ; \text{ Donc le calcul se fait sous } S_{p1}$$

Données :

- Largeur de la poutre : $b = 30 \text{ cm}$;
- Hauteur de la poutre : $h = 45 \text{ cm}$;
- Hauteur utile : $d = 0.9h = 40.5 \text{ cm}$;
- Fissuration peu préjudiciable ;
- $\sigma_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$;
- $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$.

$$\mu = \frac{M_{sp1}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{106.375 \cdot 10^3}{30 \cdot 40.5^2 \cdot 14.17} = 0.153 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0.153 \Rightarrow \beta = 0.916$$

$$A_{sx} = \frac{M_{sp1}}{\beta d \sigma_s} = \frac{106.375 \cdot 10^3}{0.916 \cdot 40.5 \cdot 348} = 8.24 \text{ cm}^2$$

On adopte 6T12 soit $A_s = 9.24 \text{ cm}^2$

b) Poutres secondaires intermédiaires :

En travée :

$$\begin{cases} Mt_{sp1} = 12.576 \text{ KN.m} \\ Mt_{sp2} = 12.962 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\frac{M_{sp2}}{M_{sp1}} = 1.03 < 1.15 ; \text{ Donc le calcul se fait sous } S_{p1}$$

Données :

- Largeur de la poutre : $b = 30 \text{ cm}$;
- Hauteur de la poutre : $h = 40 \text{ cm}$;
- Hauteur utile : $d = 0.9h = 36 \text{ cm}$;
- Fissuration peu préjudiciable ;

- $\sigma_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$;
- $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$.

$$\mu = \frac{M_{sp1}}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{12.576 \cdot 10^3}{30 \cdot 36^2 \cdot 14.17} = 0.023 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0.023 \Rightarrow \beta = 0.988$$

$$A_{sx} = \frac{M_{sp1}}{\beta d \sigma_s} = \frac{12.576 \cdot 10^3}{0.988 \cdot 36 \cdot 348} = 1.02 \text{ cm}^2$$

On adopte 3T12 soit $A_s = 3.39 \text{ cm}^2$

Sur appuis :

$$\begin{cases} Mt_{sp1} = 23.715 \text{ KN.m} \\ Mt_{sp2} = 20.253 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\frac{M_{sp2}}{M_{sp1}} = 0.9 < 1.15 ; \text{ Donc le calcul se fait sous } S_{p1}$$

Données :

- Largeur de la poutre : $b = 30 \text{ cm}$;
- Hauteur de la poutre : $h = 40 \text{ cm}$;
- Hauteur utile : $d = 0.9h = 36 \text{ cm}$;
- Fissuration peu préjudiciable ;
- $\sigma_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$;
- $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$.

$$\mu = \frac{M_{sp1}}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{23.715 \cdot 10^3}{30 \cdot 36^2 \cdot 14.17} = 0.043 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0.043 \Rightarrow \beta = 0.978$$

$$A_{sx} = \frac{M_{sp1}}{\beta d \sigma_s} = \frac{23.715 \cdot 10^3}{0.978 \cdot 36 \cdot 348} = 2.04 \text{ cm}^2$$

On adopte 5T12 soit $A_s = 5.65 \text{ cm}^2$

L'ensemble des résultats des sollicitations de calcul (moment de calcul), ainsi que leurs sections d'armatures correspondantes et les sections d'armatures adoptées pour chaque niveau, sont organisées dans des tableaux présents ci-dessous.

Tableau VI.5 : Récapitulation du ferrailage des poutres principales intermédiaires :

Niveaux	Positions	Moments de calcul (KN.m)	A_S (cm) [Calculé]	A_{min} RPA (cm^2)	Choix (mm)	A_S (cm^2)
Terrasse	Travées	70.521	5.29	6.75	5T12	5.65
	Appuis	106.375	8.24		6T14	9.24
3 ^{ème} Etage au RDC	Travées	62.211	4.63		5T12	5.65
	Appuis	99.989	7.69		5T14	7.70

Tableau VI.6 : Récapitulation du ferrailage des poutres principales de rive :

Niveaux	Positions	Moments de calcul (KN.m)	A_S (cm) [Calculé]	A_{min} RPA (cm^2)	Choix (mm)	A_S (cm^2)
Terrasse	Travées	75.352	5.67	6.75	4T14	6.16
	Appuis	93.841	6.05		4T14	6.16
3 ^{ème} Etage au RDC	Travées	70.577	5.29		5T12	5.65
	Appuis	86.346	6.56		5T14	7.70

Tableau VI.7 : Récapitulation du ferrailage des poutres secondaires intermédiaires :

Niveaux	Positions	Moments de calcul (KN.m)	A_S (cm) [Calculé]	A_{min} RPA (cm^2)	Choix (mm)	A_S (cm^2)
Terrasse	Travées	12.576	1.02	6.00	3T12	3.39
	Appuis	23.715	2.5		5T12	5.65
3 ^{ème} Etage au RDC	Travées	15.138	1.23		3T12	3.39
	Appuis	23.308	1.90		5T12	5.65

Tableau VI.8 : Récapitulation du ferrailage des poutres secondaires de rive :

Niveaux	Positions	Moments de calcul (KN.m)	A_S (cm) [Calculé]	A_{min} RPA (cm^2)	Choix (mm)	A_S (cm^2)
Terrasse	Travées	8.07	0.65	6.00	3T12	3.39
	Appuis	13.038	1.05		3T12	3.39
3 ^{ème} Etage au RDC	Travées	9.709	0.70		3T12	3.39
	Appuis	15.353	1.24		3T12	3.39

VI.2.4. Vérifications :**VI.2.4.1. Poutres principales (30x45) cm² :**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0.23 \times 30 \times 40.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.47 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{cal}} = 5.65 + 9.24 = 14.9 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{cal}} = 14.9 \text{ cm}^2 > 1.47 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T}{bd} = \frac{134.44 \times 10}{30 \times 40.5} = 1.11 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.11 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement, les cadres sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

- **Détermination du diamètre des armatures transversales :**

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

$$\phi_t \leq \min(13 \text{ mm} ; 30 \text{ mm} ; 14 \text{ mm}) = 13 \text{ mm}$$

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

- **Espacement :**

$$St \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm})$$

$$St \leq \min(36.45 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 36.45 \text{ cm}$$

$$St = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Zone nodale : } St \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 30 \text{ cm} ; 12\phi_t\right)$$

$$St \leq \min(11.25 \text{ cm} ; 30 \text{ cm} ; 16.8 \text{ cm}) = 11.25 \text{ cm}$$

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

$$\text{Zone courante : } St \leq \frac{h}{2} = 22.5 \text{ cm}$$

$$St = 15 \text{ cm.}$$

- **Vérification de la section d'armatures minimales :**

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t \times \gamma_s} > \frac{\tau_u - 0.3k \times f_{tj}}{0.9(\sin\alpha + \cos\alpha)} \dots (1)$$

$k = 1$ (Flexion simple et fissuration non préjudiciable)

$$f_{tj} = \min(2.1 \text{ MPa} ; 3.3 \text{ MPa}) = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 90^\circ \Rightarrow (\sin\alpha + \cos\alpha) = 1$$

$$f_e = 235 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1.15 \text{ MPa}$$

$$(1) \dots \Rightarrow \frac{1.11 - (0.3 * 1 * 2.1) * 30 * 1.15}{0.9 * 1 * 235} = 0.06 \text{ cm}$$

- **Pourcentage minimale des armatures transversales :**

$$(2) \dots \Rightarrow \frac{A_t * f_e}{b * S_t * \gamma_s} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0.4 \text{ MPa} \right) = \max (0.55 \text{ MPa} ; 0.4 \text{ MPa}) = 0.55 \text{ MPa}$$

$$\text{De (1) et (2) : } \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0.55 * 30}{235} = 0.07 \text{ cm}$$

On adopte $S_t = 10 \text{ cm}$.

- **Ancrage des armatures tendues :**

La longueur de scellement droit noté L_s , est la longueur sur laquelle il faut associer l'acier et le béton pour qu'à la sortie de l'ancrage, l'acier puisse travailler en traction à sa limite de calcul τ_s .

La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante et égale à la valeur limite ultime

$$\tau_s = 0.3 * \psi_s^2 * f_{t28} = 0.6 * 1.5^2 * 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$\text{Longueur de scellement droit } L_s = \frac{\emptyset * f_e}{4 * \tau_s} = \frac{1.4 * 400}{4 * 2.84} = 49.3 \text{ cm}$$

Diamètre d'une barre $\emptyset = 14 \text{ mm}$

Cette longueur dépasse la largeur de la largeur d'appuis ($b = 40 \text{ cm}$) selon les dimensions des poteaux, donc il faut courber les barres avec un rayon r .

$$r = 5.5 \emptyset_l = 5.5 * 1.4 = 7.7 \text{ cm}$$

- **Calcul des crochets :**

Crochets courants d'angle de 90°

$$\begin{cases} L_2 = d - \left(c + \frac{\emptyset}{2} + r \right) \\ L_1 \geq \frac{L_s - 2.19r - L_2}{1.87} \end{cases}$$

$$\text{Pour } \emptyset = 1.4 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} L_2 = 25.1 \text{ cm} \\ L_1 = 3.92 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Pour } \emptyset = 1.2 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} L_2 = 25.2 \text{ cm} \\ L_1 = 3.87 \text{ cm} \end{cases}$$

La longueur de recouvrement :

Selon le RPA99/v2003 ; la longueur minimale de recouvrement est de :

$$40 \emptyset \text{ cm en Zone I} \rightarrow \emptyset = 1.4 \text{ cm} \Rightarrow L = 56 \text{ cm}$$

$$\text{Sismique} \rightarrow \emptyset = 1.2 \text{ cm} \Rightarrow L = 48 \text{ cm}$$

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

$$M_{\text{ser}} = 77.7 \text{ KN.m} \quad ; \quad A_s = 16.08 \text{ cm}^2$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$b y^2 - n A_s (d - y) \Rightarrow y = 8.02 \text{ cm} ; \text{ l'axe neutre se trouve dans la section comprimée.}$$

- **Détermination du moment d'inertie :**

$$I = by^3/3 + nA_s(d-y)^2 = 258663.08 \text{ cm}^4$$

- **Détermination de la contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y = \frac{77.7 * 10^3}{258663.08} * 8.02 = 2.41 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 2.41 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Ancrages des armatures aux niveaux des appuis :**

$$T = 134.44 \text{ KN} ; \quad M_a = 70.52 \text{ KN.m}$$

$$\delta = \frac{M_a}{Z} = \frac{70.52}{0.9 * 0.36} = 217.66 \text{ cm} > 117.4 \text{ KN}$$

Les armatures ne sont pas soumises à un effort de traction !

• **Compression de la bielle d'about :**

La contrainte de compression dans la bielle est de :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} ; \text{ Avec : } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 2T/ab \text{ (où a est la largeur d'appui de la bielle)}$$

La condition suivante doit être satisfaite : $\bar{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

Mais en tenant compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45° ; on doit vérifier que :

$$\sigma_b < \frac{0.8 * f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab} \leq \frac{0.8 * f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$b = 30 \text{ cm} ; a = b - 2 - 3 = 25$$

$$\Rightarrow 1.8 \text{ MPa} < 13.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Entraînement des armatures :**

- **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0.9d * \mu * n} \leq \bar{\tau}_{ser} = \psi_s * f_{t28}$$

ψ_s : Coefficient de cisaillement ; $\psi_s = 1.5$ (pour HA)

T : Effort tranchant max ; $T_{max} = 134.44 \text{ KN}$

n : Nombre d'armatures longitudinales tendues ; n = 6

μ : Périmètre d'armatures tendues ; $\mu = \pi * \emptyset = 3.14 * 1.4 = 4.4 \text{ cm}$

$$\tau_{ser} = \frac{134.44 * 10^3}{0.9 * 40.5 * 4.4 * 6} = 1.4 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 1.5 * 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = 1.4 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{ser} = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• Vérification de la flèche :

$M_{tser} = 51.56 \text{ KN}$

Pour que la poutre ne fléchisse pas, les conditions suivantes doivent être satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{tser}}{10M_{ser}} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{F_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.9 \text{ cm} > 0.063 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ 0.9 \text{ cm} > 0.024 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ 0.008 \text{ cm} < 0.105 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc pas de nécessité de calculer la flèche.

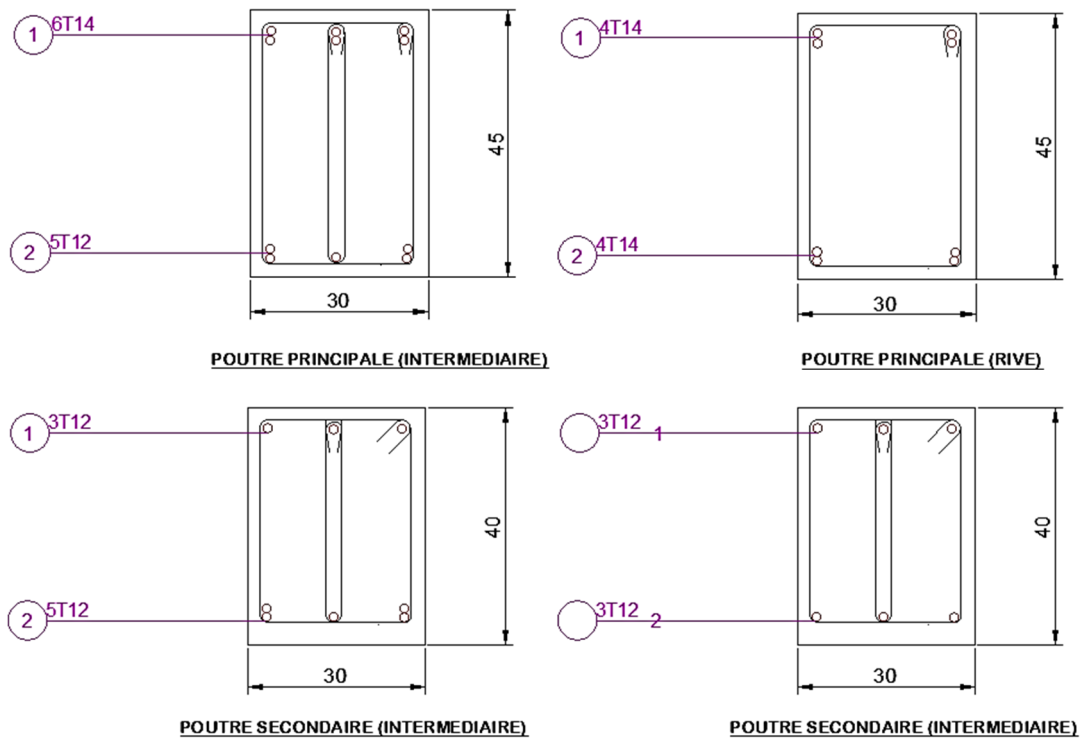


Figure VI.1 : Ferraillage des poutres (Terrasse).

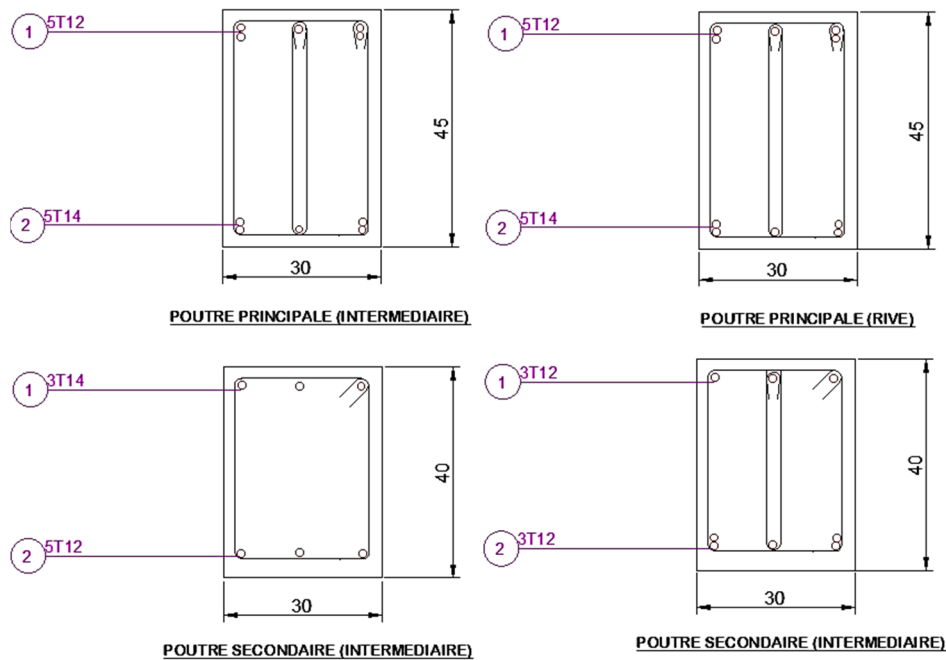


Figure VI.2 : Ferraillage des poutres (Etage).

VI.3. Ferraillage des poteaux :

a) Méthode de calcul :

En règle générale, les poteaux sont soumis à plusieurs forces, y compris le moment de flexion, la force normale et l'effort tranchant, ce qui nécessite des calculs de flexion composée.

Pour assurer l'intégrité structurale, la section des armatures doit être égale à la section maximale parmi les combinaisons ci-dessous :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Premier genre : } 1.35G + 1.5Q \Rightarrow \begin{cases} N_{\max} ; M_{\text{correspondant}} \rightarrow A_1 \\ N_{\min} ; M_{\text{correspondant}} \rightarrow A_2 \\ M_{\max} ; N_{\text{correspondant}} \rightarrow A_3 \end{cases} \\ \text{Deuxième genre : } \begin{cases} 0.8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{\max} ; M_{\text{correspondant}} \rightarrow A_4 \\ N_{\min} ; M_{\text{correspondant}} \rightarrow A_5 \\ M_{\max} ; N_{\text{correspondant}} \rightarrow A_6 \end{cases} \end{array} \right.$$

Lors du calcul relatif aux « E.L.U », on insère des coefficients de sécurité (γ_s, γ_b)

$$\text{Situation accidentelle : } \begin{cases} \gamma_s = 1 \\ \gamma_b = 1.15 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_s = 400 \text{ MPa} \\ \sigma_b = 18.48 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\text{Situation courante ou normale : } \begin{cases} \gamma_s = 1.15 \\ \gamma_b = 1.5 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \sigma_b = 14.17 \text{ MPa} \end{cases}$$

b) Ferraillage exigé par le RPA99/v2003 :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets ;
- Le pourcentage minimale des aciers sur toute la longueur sera de **0,7%** (zone I) ;

- Le pourcentage maximale des aciers sur toute la longueur sera de **3%** en zone courante, **6%** en zone de recouvrement ;
- Le diamètre minimum est de **12 mm** ;
- La longueur minimale des recouvrements est de : $\begin{cases} 40\Phi & \text{en zone I et II} \\ 50\Phi & \text{en zone III} \end{cases}$
- Le distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25cm** en zone I ;
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieure des zones nodales.

Le tableau suivant donne les sections minimales et maximales imposée par le RPA99/v2003 :

<i>Types de Poteaux</i>	$A_{\min} = 0.7\% \times S$ (cm ²)	$A_{\max1} = 3\% \times S$ (cm ²)	$A_{\max2} = 6\% \times S$ (cm ²)
Type 1 (40x40) cm ²	11.20	48.00	96.00
Type 2 (35x35) cm ²	8.58	36.75	73.50
Type 3 (30x30) cm ²	6.30	27.00	54.00

Tableau VI.9 : Armatures minimales et maximales pour les poteaux.

VI.3.1. Exemple de calcul :

VI.3.1.1. Les sollicitations défavorables :

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du premier genre,

l'unité en KN.m :

<i>Etages</i>		Type 1	Type 2	Type 3
<i>Combinaisons</i>		(40x40) cm ²	(35x35) cm ²	(30x30) cm ²
A₁	N_{max}	1193.57	704.47	244.45
	M_{cor}	9.48	18.98	17.40
A₂	N_{min}	129.95	47.91	14.73
	M_{cor}	3.84	3.07	5.87
A₃	M_{max}	41.87	36.15	36.33
	N_{cor}	469.84	229.60	103.37

Tableau VI.10 : Sollicitations du premier genre.

Le second tableau donne les sollicitations défavorables du deuxième genre,

l'unité en KN.m :

<i>Etages</i>		Type 1 (40x40) cm²	Type 2 (35x35) cm²	Type 3 (30x30) cm²
<i>Combinaisons</i>				
A₄	N_{max}	881.64	520.64	180.62
	M_{cor}	13.66	19.84	17.60
A₅	N_{min}	152.1	35.03	0.64
	M_{cor}	1.27	1.32	2.16
A₆	M_{max}	33.81	29.24	28.73
	N_{cor}	325.04	159.16	79.65

Tableau VI.11 : Sollicitations du deuxième genre.

VI.3.1.2. Calcul d'un poteau :

Un seul exemple de calcul d'un seul type de poteau, sera calculé en détail et les résultats de calcul des autres poteaux seront donnés dans un tableau.

Poteaux type1 (40x40) cm² :

Données :

- Hauteur utile : $d = 0.9h$;
- Contrainte des aciers utilisés : $f_e = 400$ MPa ;
- Contrainte du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25$ MPa ;
- Contrainte limite du béton : $f_{t28} = 2.1$ MPa ;
- Fissuration peu préjudiciable.

Combinaison du premier genre :

1^{er} cas :

$$N_{max} = 1193.57 \text{ KN} ; M_{cor} = 9.48 \text{ KN.m}$$

Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = 7.94 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h}{2} + e \right) = 1193.57 \left(0.36 - \frac{0.4}{2} + 7.93 * 10^{-3} \right) = 200 \text{ KN.m}$$

Vérification de la surabondance de la section :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0.81 \sigma_{bc} * b * h \\ M_u \leq N_u d \left(1 - \frac{0.514 N_u}{bd \sigma_{bc}} \right) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 1193.57 \text{ KN} < 1863.43 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ 200 \text{ KN.m} < 300 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_1 = 0$)

2^{ème} cas :

$$N_{max} = 129.95 \text{ KN} ; M_{cor} = 3.84 \text{ KN.m}$$

Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = 0.03 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h}{2} + e \right) = 24.7 \text{ KN.m}$$

Vérification de la surabondance de la section :

$$\begin{cases} N_u \leq 0.81 \sigma_{bc} * b * h \\ M_u \leq N_u d \left(1 - \frac{0.514 N_u}{bd \sigma_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 129.95 \text{ KN} < 1836.43 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ 24.7 \text{ KN.m} < 45.25 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

Donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_2 = 0$)

3^{ème} cas :

$$M_{\max} = 41.87 \text{ KN.m} ; N_{\text{cor}} = 469.87 \text{ KN}$$

Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = 0.09 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h}{2} + e \right) = 117.46 \text{ KN.m}$$

Vérification de la surabondance de la section :

$$\begin{cases} N_u \leq 0.81 \sigma_{bc} * b * h \\ M_u \leq N_u d \left(1 - \frac{0.514 N_u}{bd \sigma_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 469.84 \text{ KN} < 1836.43 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ 117.46 \text{ KN.m} < 149.12 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

Donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_3 = 0$)

Combinaison du deuxième genre :

1^{er} cas :

$$N_{\max} = 881.64 \text{ KN} ; M_{\text{cor}} = 13.66 \text{ KN.m}$$

Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = 0.02 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h}{2} + e \right) = 158.7 \text{ KN.m}$$

Vérification de la surabondance de la section :

$$\begin{cases} N_u \leq 0.81 \sigma_{bc} * b * h \\ M_u \leq N_u d \left(1 - \frac{0.514 N_u}{bd \sigma_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 881.64 \text{ KN} < 2395 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ 158.7 \text{ KN.m} < 263.34 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

Donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_4 = 0$)

2^{ème} cas :

$$N_{\max} = 152.1 \text{ KN} ; M_{\text{cor}} = 1.27 \text{ KN.m}$$

Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = 8.3 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h}{2} + e \right) = 25.6 \text{ KN.m}$$

Vérification de la surabondance de la section :

$$\begin{cases} N_u \leq 0.81 \sigma_{bc} * b * h \\ M_u \leq N_u d \left(1 - \frac{0.514 N_u}{bd \sigma_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 125.1 \text{ KN} < 2395 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ 25.6 \text{ KN.m} < 53.15 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

Donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_5 = 0$)

3^{ème} cas :

$$M_{\max} = 33.81 \text{ KN} ; N_{\text{cor}} = 325.04 \text{ KN.m}$$

Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = 0.10 \text{ m}$$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{h}{2} + e \right) = 84.51 \text{ KN.m}$$

Vérification de la surabondance de la section :

$$\begin{cases} N_u \leq 0.81 \sigma_{bc} * b * h \\ M_u \leq N_u d \left(1 - \frac{0.514 N_u}{bd \sigma_{bc}} \right) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 325.04 \text{ KN} < 2395 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ 84.51 \text{ KN.m} < 109.67 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

Donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_6 = 0$)

$$A_{\text{adopté}} = \max (A_1, A_2, A_3, A_4, A_5, A_6, A_{\text{minRPA}})$$

Pour une section de béton (40x40) cm² (Zone sismique I)

$$A_{\text{minRPA}} = 11.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = \max (0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 0 ; 11.2 \text{ cm}^2)$$

$$A_{\text{adopté}} = 11.2 \text{ cm}^2$$

On adopte 4T16+4T14 soit 14.20 cm²

VI.3.1.3. Vérifications :

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Le poteau le plus sollicité est du type 1 (45x45) cm²

$$T_{\max} = 27.44 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T}{bd} = \frac{27.44 * 10}{40 * 36} = 0.2 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.2 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement !

- **Détermination du diamètre des armatures transversales :**

Selon le RPA99/v2003 (article 7.4.2.2) :

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm}$$

On adopte $\phi_t = 6 \text{ mm}$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées par la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a * V_u}{h_1 * f_e}$$

Avec :

V_u : Effort tranchant ;

h_1 : Hauteur totale de la section ;

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;

S_t : L'espacement des armatures transversales ;

ρ_a : Coefficient correcteur égale à : $\begin{cases} 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \text{ si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$

a) Espacement :

Le RPA99/v2003, préconise les conditions suivantes :

Zone nodale : $S_t \leq \min(10\phi_l ; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$, soit $S_t = 10 \text{ cm}$

Zone courante : $S_t \leq 15\phi_l = 30 \text{ cm}$, soit $S_t = 15 \text{ cm}$

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau, et les extrémités où les barres se terminent à ce nœud. La figure ci-dessous fournit les longueurs de chaque barre qui doivent être prises en compte.

$$h' = \max(h_c/6 ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm}) = \max(51 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm}$$

$$L' = 2h = 80 \text{ cm}$$

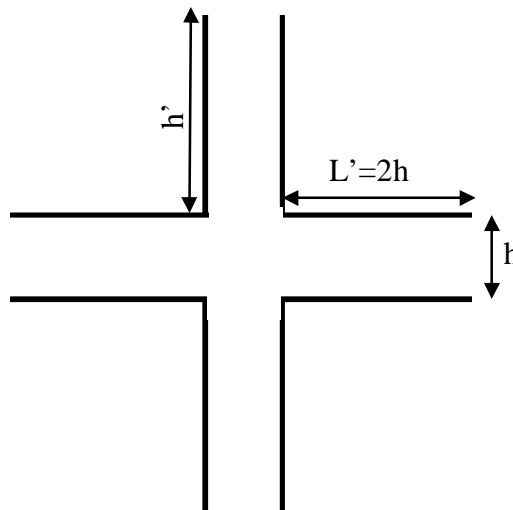


Figure VI.3 : Zone nodale (RPA99/v2003)

b) Calcul de l'élançement géométrique λ_g :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b}$$

Avec :

L_f : Longueur de flambement ;

b : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0.7L_0$$

$$\lambda_g = \frac{0.7 \cdot 3.06}{0.40} = 5.63 > 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

Donc : $A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_a}{h_l \cdot f_e}$; (h_l : Longueur de la poutre)

$$A_t = \frac{15 \cdot 2.5 \cdot 27.44}{40 \cdot 235} = 0.11 \text{ cm}^2$$

c) Quantité d'armatures transversales minimales :

$\frac{A_t}{T \cdot b}$, en % est donné comme suit : $\lambda_g > 5.36 \Rightarrow 0.3\%$

Alors : $\begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0.3\% \cdot 10 \cdot 40 = 1.2 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0.3\% \cdot 15 \cdot 40 = 1.8 \text{ cm}^2 \end{cases}$

On adopte $A_t = 10\emptyset 8 = 5.03 \text{ cm}^2/\text{ml}$

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

d) Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max(\tau_u = 0.2 \text{ MPa} ; 0.4 \text{ MPa}) = 0.4 \text{ MPa}$$

$$A_t \geq \frac{0.4 \cdot b \cdot S_t}{f_e} = \frac{0.4 \cdot 40 \cdot 10}{400} = 0.4 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5.03 \text{ cm}^2 > 0.4 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

e) Disposition des armatures des nœuds :

Pour éviter l'éclatement des points critiques dans une construction, les règles (RPA99/v2003) dictent l'utilisation de cadres traditionnels ou de deux sections en U superposées et disposées en carré ou en rectangle, avec un minimum de trois cadres par nœud et un espacement maximum de 10 cm.

Les sollicitations maximales et sections d'armatures correspondantes aux différents niveaux sont résumées dans le tableau ci-dessous.

Tableau VI.12 : Ferraillage des poteaux :

Niveaux	Combis	1 ^{er} genre		A _{cal} (cm ²)	2 ^{ème} genre		A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ferraillage (A _{adopté})
		N _u (KN)	M _u (KN.m)		N _{acc} (KN)	M _{acc} (KN.m)			
Type 1 (40x40) cm ²	A	1193.57	9.48	00	881.64	13.66	00	11.20	4T16+4T14 (14.20 cm ²)
	B	129.95	3.84	00	152.1	1.27	00		
	C	469.84	41.87	00	325.04	33.81	00		
Type 2 (35x35) cm ²	A	704.47	18.98	00	520.64	19.84	00	8.58	4T14+4T12 (10.68 cm ²)
	B	47.91	3.07	00	35.03	1.32	00		
	C	229.60	36.15	00	159.16	29.24	6.16		
Type 3 (30x30) cm ²	A	244.45	17.40	00	180.62	17.60	00	6.30	8T12 (9.5 cm ²)
	B	14.73	5.87	4.52	0.64	2.16	00		
	C	103.37	36.33	6.16	79.65	28.73	6.16		

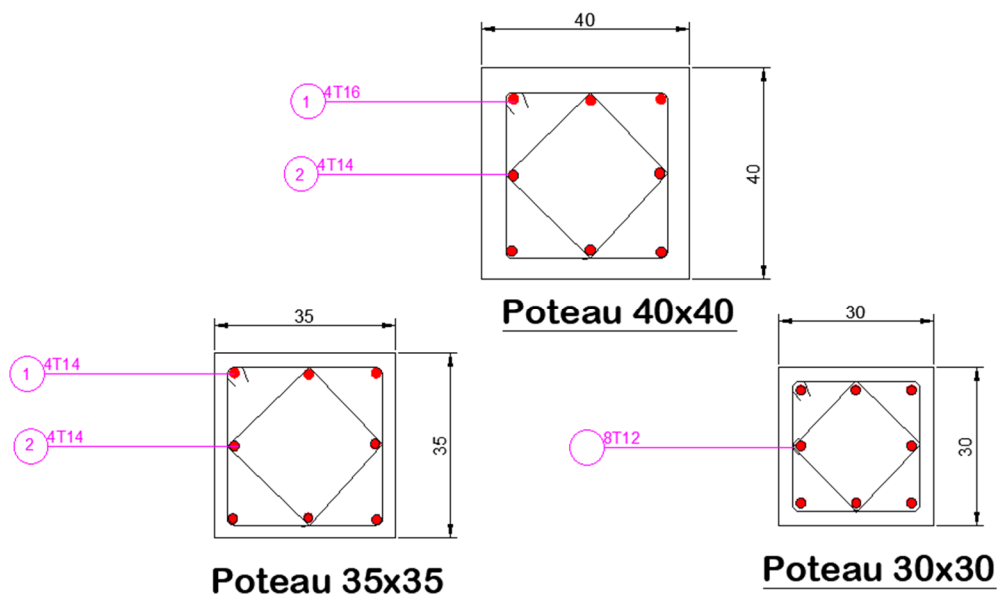


Figure VI.4 : Ferraillage des poteaux.

VI.4.Calcul et ferraillage des voiles :

VI.4.1. Introduction :

Les voiles ou murs en béton armé sont des éléments structuraux de contreventement, de constructions verticales surfaciques coulées à l'aide de coffrages à son emplacement définitif dans la construction. Afin de résister à la fois aux efforts horizontaux dus au vent ou à l'activité sismique et aux efforts verticaux, le voile doit être ferraillé. Le ferraillage consiste à calculer les armatures nécessaires en flexion composée, qui supporteront à la fois les

charges permanentes (G) et surcharge d'exploitation (Q), ainsi que l'impact des tremblements de terre.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités. Pour notre structure, la hauteur d'étage est de 3.06 m pour tous les niveaux, dans cette optique l'épaisseur du voile sera prise en appliquant la formule suivante :

$e = h_e/25 = 306/25 = 12.24$ cm ; On adopte comme épaisseur du voile $e = 20$ cm.

Les voiles sont caractérisés par leurs deux dimensions significatives par rapport à leur épaisseur, et tout poteau qui est allongé et dépasse quatre fois son épaisseur est classé comme un voile.

VI.4.2. Le système de contreventement :

Les systèmes de contreventement sont chargés d'amortir les forces horizontales des actions climatiques et géologiques au sein d'une construction. Le système de contreventement mixte, qui associe (voile/portique), est particulièrement recommandé pour les constructions situées en zones sismiques en raison de sa capacité à fournir une résistance satisfaisante.

Ce système structurel en question est en fait une combinaison de deux types distincts de structures, dont chacune suit des lois différentes régissant de l'interaction portiques-voiles. En conséquence, des forces sont générées qui ont la capacité de changer de direction à des niveaux plus élevés en raison de l'obstruction des voiles par les portiques dans leurs déplacements. Il est donc crucial de porter une attention particulière à ce type de structure.

a) Conception :

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité(torsion) ;
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher) ;
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

b) Calcul :

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portiques/voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

VI.4.3. Le principe de calcul :

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable selon les combinaisons suivantes :

- $G + Q \pm E$ (Vérification du béton) ;
- $0.8G \pm E$ (Calcul des aciers de flexion).

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode de contraintes et vérifier selon le règlement RPA99/v2003.

Les voiles en béton armé comportent trois (03) catégories d'armatures :

- Armatures verticales ;
- Armatures horizontales (parallèles aux faces des voiles) ;
- Armatures transversales.

a) La méthode calcul :

La méthode des contraintes (Formule classique de la RDM) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M * V}{I} \leq \sigma = \frac{0.85f_{c28}}{1.15} = 18.48 \text{ MPa}$$

Avec :

N : Effort normal appliqué sur le voile ;

M : Moment fléchissant appliqué sur le voile ;

A : Section du voile ;

v : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée ;

I : Moment d'inertie du voile.

On distingue trois (03) cas :

• **Premier cas :**

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$; La section du voile est entièrement comprimée « pas de zone tendue ». La zone courante est renforcée par le minimum exigé par le RPA99/v2003 : $A_{\min} = 0.15aL$.

• **Deuxième cas :**

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$; La section du voile est entièrement tendue « pas de zone comprimée ». On calcul le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$$A_v = \frac{F_e}{f_e} ; \text{ On compare } A_v \text{ à la section minimale exigée par le RPA99/v2003 :}$$

- Si : $A_v < A_{\min} = 0.15\% aL$, le ferrailage sera fait avec la section minimale ;
- Si $A_v > A_{\min}$, le ferrailage sera fait avec A_v .

• **Troisième cas :**

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée ; donc on calcul le volume des contraintes pour la zone tendue.

b) Armatures verticales :

Elles sont disposées en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le RPA99/v2003 exige un pourcentage minimal égal à 0.15% de la section du béton. Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

c) Armatures horizontales :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément du mur limité par des ouvertures, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales données comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15% ;
- En zone courante 0.10%.

d) Armatures transversales :

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieure ou égal à 12 mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètres de 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieure ou égal à 20 mm et de 8 mm dans le cas contraire.

e) Armatures de couture :

L'effort tranchant doit être repris par des aciers de coutures tout au long des joints de reprise de coulage, leur section est donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \\ T = 1.4V_u \end{cases}$$

Avec :

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

VI.4.4. Ferraillage des voiles :

$A = 1.31 \text{ m}^2 ;$

$I = 4.3155 \text{ m}^4 ;$

$v = 2.88 \text{ m} ;$

$L = 5.75 \text{ m}.$

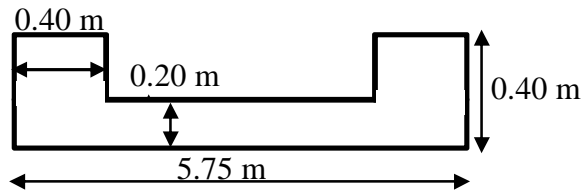


Figure VI.5 : Schéma voile et poteaux.

Combinaison :

$\begin{cases} 0.8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases}$

$N = 503.57 \text{ KN} ;$

$M = 12.24 \text{ KN.m} ;$

$V_u = 7.26 \text{ KN}.$

VI.4.4.1. Détermination des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot v}{I} = \frac{503.57}{1.31} + \frac{12.24 \cdot 2.88}{4.3155} = 392.57 \text{ KN} = 0.39 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \cdot v'}{I} = \frac{503.57}{1.31} - \frac{12.24 \cdot 2.88}{4.3155} = 376.24 \text{ KN} = 0.39 \text{ MPa} \end{cases}$$

On est dans le premier cas, $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$, la section est entièrement comprimée « pas de zone tendue ». La zone courante est armée par le minimum exigée par le RPA99/v2003 :

$A_{\min} = 0.15\% \times a \times L$

VI.4.4.2. Calcul des armatures verticales :

$A_{\min} = 0.15\% aL$ selon le RPA99/v2003

Le calcul sera fait pour une bande de 1 m ($L=1 \text{ m}$)

$A_{\min} = 0.0015 \times 20 \times 100 = 3.00 \text{ cm}^2/\text{ml}$

• **Le diamètre :**

$D \leq \frac{h}{10} \text{ (mm)}$

$D \leq \frac{200}{10} = 20 \text{ mm} \Rightarrow D \leq 20 \text{ mm}$

On adopte $D = 12 \text{ mm}$

• **L'espacement :**

- Selon le **B.A.E.L91/modifié99**, on a :

$St \leq \min \{2 \cdot a ; 33 \text{ cm}\}$

$St \leq \min \{40 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$

- Selon le **RPA99/v2003**, on a :

$St \leq \min \{1.5 \cdot a ; 30 \text{ cm}\}$

$St \leq \min \{30 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$

Donc : $St \leq \min \{St_{BAEL91} ; St_{RPA99}\}$

$St \leq 30 \text{ cm}$

On adopte un espacement de 20 cm

Le choix de la section des armatures verticales : $5T12 \text{ p.m} = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$

VI.4.4.3. Calcul des armatures horizontales :

On adopte le même ferraillage que celui des armatures verticales précédemment calculé soit $5T12 \text{ p.m} = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$

VI.4.4.4. Calcul des armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au m^2 ; donc on adopte 4 épingles $\varnothing 8/\text{m}^2$. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

VI.4.5. Vérifications :

VI.4.5.1. Vérification de la stabilité et la résistance du voile à l'E.L.U :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2L_c}{3} \right) \Rightarrow d \leq \min(1.8 \text{ m} ; 1.92 \text{ m}) = 1.8 \text{ m} ;$$

Donc on adopte une bande de longueur 1.8 m à l'extérieur du voile (la zone la plus sollicitée)

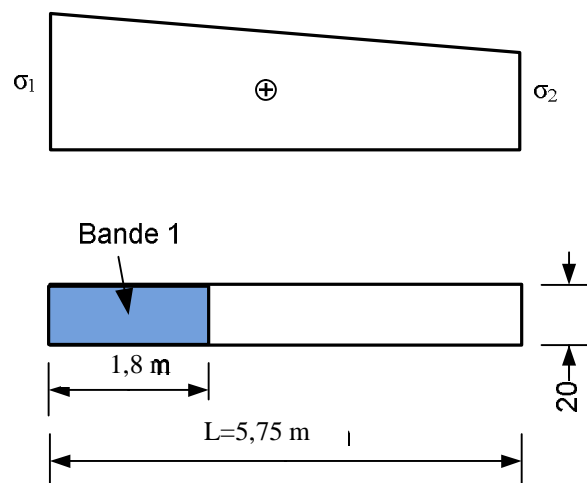


Figure VI.6 : Vue en plan d'un voile en béton armé (Zone choisie pour étude).

Calcul de la contrainte σ_3 :

E.L.U : $\sigma_1 = 312.1 \text{ KN/m}^2 ; \sigma_2 = 293.65 \text{ KN/m}^2$

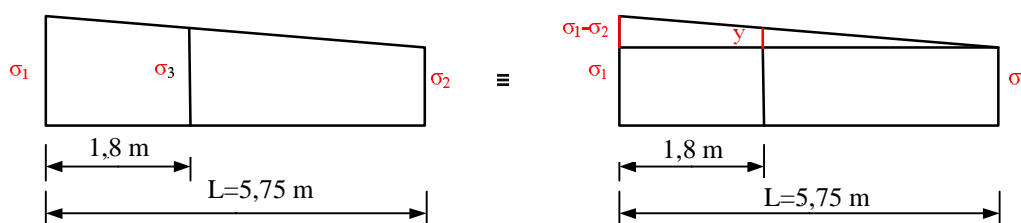


Figure VI.7 : Calcul de la contrainte σ_3 .

En utilisant le principe des triangles semblables, on a :

$$\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{L} = \frac{y}{L-b}\right) \Rightarrow (y = \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)(L-b)}{L})$$

$$\Rightarrow (y = \frac{(312.1 - 293.65) \cdot (5.75 - 1.8)}{5.75}) = 12.67 \text{ KN.m}$$

$$y = 12.67 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_3 = y + \sigma_2 = 12.67 + 293.65 = 306.32 \text{ KN.m}$$

L'effort normal ultime appliqué dans la bande choisie :

$$N_u = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} * b * a = \frac{312.1 + 306.32}{2} * 1.8 * 0.20 = 111.32 \text{ KN}$$

$$N_u = 111.32 \text{ KN}$$

Calcul de l'effort normal ultime ultime :

Selon le BAEL 91, on a :

L'élançement λ :

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

Avec :

L_f : La longueur de flambement

$$L_f = 0,85L_0 = 0,85 \times 3,6 = 3.06 \text{ m ; (Voile de rive)}$$

i : Le rayon de giration :

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

B : aire de la section de béton

$$B = a \times b = 0,2 \times 1,8 = 0.36 \text{ m}^2$$

I : moment d'inertie de la section

$$I = \frac{b \cdot a^3}{12} = \frac{1,8 \times (0,2)^3}{12} = 0.0144 \text{ m}^4 \text{ (L'inertie par rapport à l'axe xx figure ci-dessous)}$$

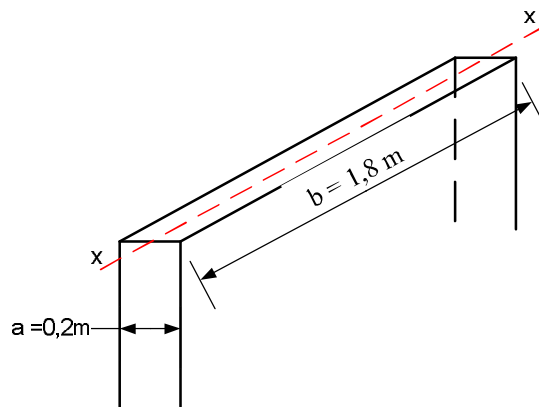


Figure VI.8 : Vérification du flambement par rapport à l'axe xx

Donc :

$$i = \sqrt{\frac{0,0144}{0,36}} = 0,2 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{3,06}{0,2} = 15,3$$

$$\text{Pour } \lambda \leq 50 : \alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{15,3}{35}\right)^2} = 0,82$$

Pour une section rectangulaire (a x b), une aire réduite vaut :

$$B_r = b \cdot (a - 2 \text{ cm}) = 1,8 \times (0,2 - 0,02) = 0,32 \text{ m}^2$$

L'effort normal ultime N_{ulim} est donné comme suit :

$$N_{ulim} = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right] = 0,82 \left[\frac{0,32 \times 25}{0,9 \times 1,5} \times 5,655 \times \frac{400}{1,15} \right] = 954,5 \text{ KN}$$

$$N_u = 111,32 \text{ KN} < N_{ulim} = 954,5 \text{ KN}$$

Pas de risque de flambement !

VI.4.5.2. Vérification des contraintes dans le béton à l'E.L.S :

$$\begin{cases} \sigma_1 = 228,2 \text{ KN} \\ \sigma_2 = 214,7 \text{ KN} \end{cases}$$

La vérification doit satisfaire la condition suivante :

$$\max(\sigma_1 ; \sigma_2) \leq 0,6f_{c28}$$

$$\max(0,228 \text{ MPa} ; 0,215 \text{ MPa}) \leq 15 \text{ MPa}$$

0,228 MPa < 15 MPa.....Condition satisfaite.

VI.4.5.3. Vérification de la contrainte de cisaillement sous l'effet des charges sismiques :

$$V_{max} = 12,5 \text{ KN}$$

$$\tau_b = \frac{1,4V}{b \cdot d} = \frac{1,4 \cdot 12,5 \cdot 10^3}{180 \cdot 180} = 0,54 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,54 \text{ MPa} ; \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque de cisaillement !

VI.4.6. Disposition des armatures :

VI.4.6.1. Armatures verticales :

- Les arrêts, jonctions et enrobage des armatures verticales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur ;
- La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 33 cm, selon le BAEL91/modifié99 et ne doit pas dépasser 1,5 fois l'épaisseur du mur ni 30 cm, selon le RPA99/v2003 ;
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres ne doit pas être réduit de

moitié sur $\frac{1}{10}$ de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

On a : $St = 30 \text{ cm} \Rightarrow St/2 = 15 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$Condition vérifiée.

$L = 575 \text{ cm} \Rightarrow L = 575/10 = 57.5 \text{ cm}$

VI.4.6.2. Armatures horizontales :

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 cm ;
- Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur ;
- Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur :

$$S_t = \min \{ 1,5e ; 30 \text{ cm} \} ;$$

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

VI.4.6.3. Armatures transversales :

- 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.

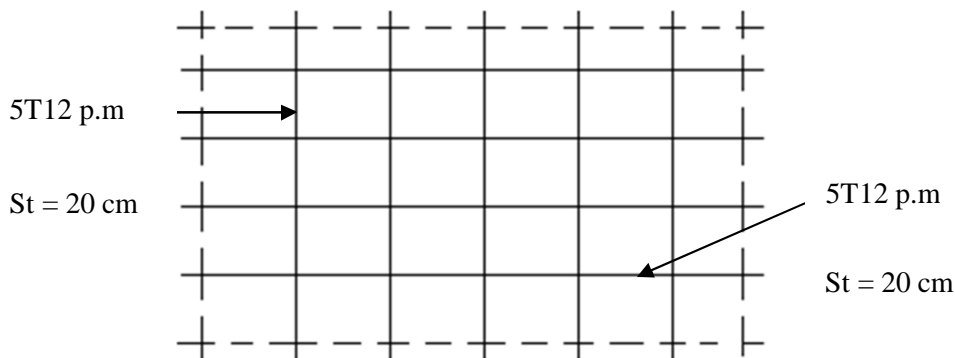


Figure VI.9 : La disposition du ferrailage du voile.

Chapitre VII :

Etude de l'infrastructure

VII.1. Introduction :

L'aspect crucial de toute construction est sa fondation, car elle est chargée de supporter le poids de la superstructure et de transmettre les charges au sol. Par conséquent, une fondation bien conçue et construite est essentielle pour une performance optimale de l'ensemble de la structure.

Les éléments de la fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Pour déterminer les dimensions donc, il est essentiel de connaître le poids total de l'ouvrage entièrement achevée, ainsi que la force portante du sol.

VII.2. Stabilité des fondations :

Les massifs de fondations doivent être en équilibre sous l'action :

- Des sollicitations dues à la superstructure qui sont : des forces verticales, des forces horizontales et des moments de flexion ou de torsion ;
- Des sollicitations dues au sol qui sont : des forces verticales (adhérence, remblais...)

Les massifs de fondations doivent être stables ; c'est-à-dire qu'ils ne doivent donner lieu à des tassements que si ceux-ci permettent la tenue de l'ouvrage ; des tassements uniformes sont admissibles dans certaines limites ; mais des tassements différentiels sont rarement compatibles avec la tenue de l'ouvrage. Il est donc nécessaire d'adapter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage: l'étude géologique et géotechnique a pour but de préciser le type, le nombre et la dimension des fondations nécessaires pour fonder un ouvrage donné sur un sol donné ;

- Pour qu'il n'y ait pas chevauchement entre deux fondations, il faut au minimum une distance de 50 cm ;
- Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura 10 cm d'épaisseur.

Le calcul des fondations se fait comme suit :

- 1) Dimensionnement à l'E.L.S ;
- 2) Ferrailage à l'E.L.U ;
- 3) Vérification de la stabilité au renversement.

VII.3. Choix du type de fondations :

Pour accueillir une fondation avec une capacité portante du sol égale à 2 bars, Une planification préalable est cruciale, en particulier pour les fondations superficielles de type :

- Semelles isolées ;
- Semelles filantes ;
- Radier général.

VII.3.1. Choix du type de fondations :

Le choix du type de fondation dépend du :

- Type d'ouvrage à construire ;
- La nature et l'homogénéité du bon sol ;
- La capacité portance de terrain de fondation ;
- La charge totale transmise au sol ;
- La raison économique ;
- La facilité de réalisation.

Le type de fondation adopté pour notre structure comporte des **Semelles isolées** et **semelles filantes**.

VII.3.2. Définition de la semelle isolée :

Une semelle isolée fait référence à une partie ponctuelle d'un élément de la structure comme un pilier dont la base doit reposer au sol sur un socle de fondations. Placée sous un poteau, elle reprend des charges concentrées. En plus de la raison économique, elle a pour avantage d'être peu profonde et idéale pour les constructions légères

VII.3.3. Définition de la semelle filante :

Une semelle filante est une semelle continue qui supporte plusieurs poteaux ou bien un mur porteur. La semelle filante présente un avantage distinct par rapport aux autres semelles en raison de sa capacité à bien fonctionner dans les sols moins homogènes.

En effet la surface de contact est plus grande, ce qui réduit le risque d'un tassement différentiel ou, en d'autres termes, d'un tassement dans des zones spécifiques pouvant entraîner une instabilité globale.

■ Combinaisons d'action à considérer :

Dans le cas général, les combinaisons d'action à considérer pour déterminer les efforts transmis par les points d'appui sont celles définies pour les poteaux et les poutres.

■ Sollicitations :

Les calculs des fondations sont effectués à l'E.L.S pour le dimensionnement de la surface au sol ; le dimensionnement vis-à-vis de leur comportement mécanique s'effectue à l'E.L.U.

VII.4. Calcul de l'infrastructure :

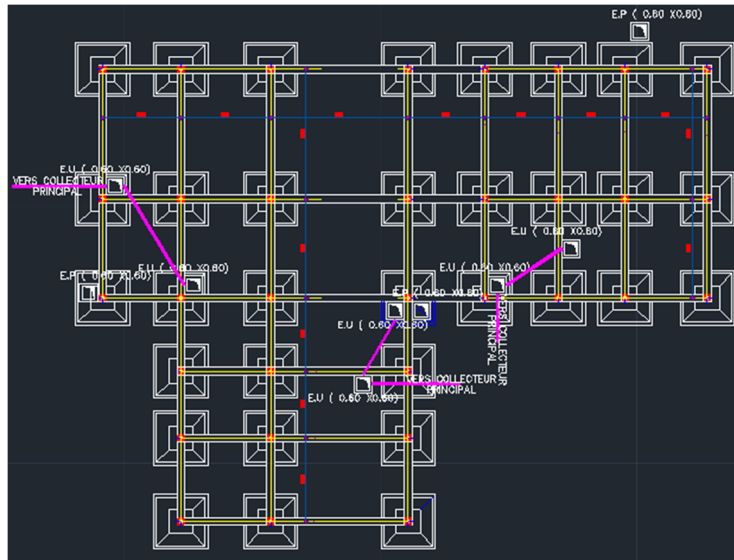


Figure VII.1 : Plan de fondation (Disposition des semelles isolées).

Ci-dessous, se trouvent les sollicitations maximales de calcul :

Semelles	Combinaisons	N (KN)	M(KN.m)
Semelles d'Angle	E.L.S	587.79	11.7
	E.L.U	804.86	16.14
	0.8G±E G+Q±E	588.84	12.04
Semelles de Rive	E.L.S	673.06	16.21
	E.L.U	922.13	22.32
	0.8G±E G+Q±E	673.72	16.27
Semelles Intermédiaires	E.L.S	869.6	11.03
	E.L.U	1193.57	15.21
	0.8G±E G+Q±E	871.53	11.33

Tableau VII.1 : Efforts normaux et moments fléchissant.

La capacité portante du sol dans notre projet est définie par : $\bar{\sigma}_{sol} = 2$ bars

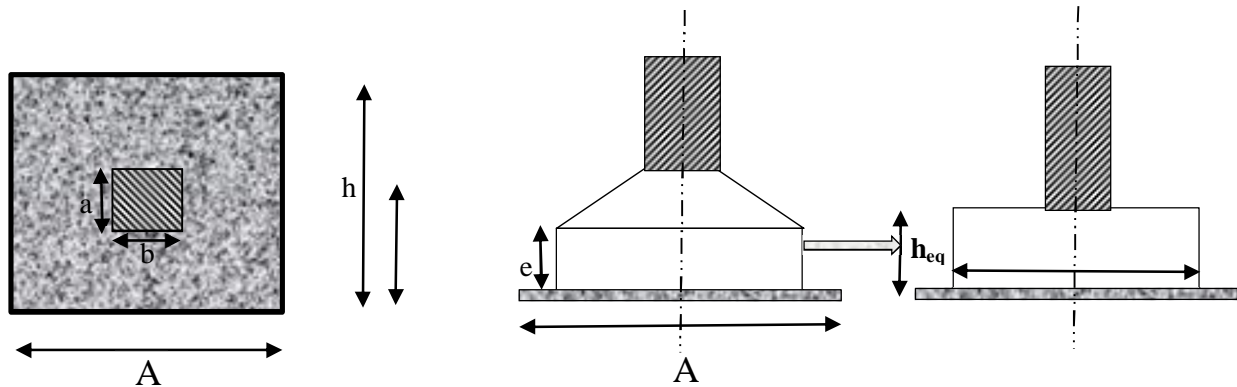


Figure VII.2 : Schéma semelle et poteau.

VII.4.1. Semelles isolées d'angle :

a) Dimensionnement :

$$\begin{cases} N_{\text{ser}} = 587.79 \text{ KN} \\ M_{\text{ser}} = 11.7 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Largeur :

On doit avoir une homogénéité entre les dimensions de la semelle et celle du poteau.

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{40}{40} \Rightarrow A = B \text{ (Poteaux RDC } 40 \times 40 \text{ cm}^2)$$

Les dimensions de A_A et A_B sont tels que :

$$A \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}}} = \sqrt{\frac{587.79 \times 10^3}{20}} = 171.43 \text{ cm}$$

On adopte $A = 190 \text{ cm}$

• Hauteur utile :

$$d \geq \frac{A-a}{4} = \frac{190-40}{4} = 37.5 \text{ cm} \Rightarrow d = 40 \text{ cm}$$

Alors : $h = d + C$; Avec $C \geq 3 \text{ cm}$; On prend $C = 5 \text{ cm}$

$$h = 40 + 5 = 45 \text{ cm}$$

• Patin :

$$\begin{cases} e \geq 6\phi + 6 \text{ cm} \\ \phi_{\text{min}} = 12 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} e = 13.2 \text{ cm} \\ e_{\text{min}} = 15 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow e_{\text{min}} = 15 \text{ cm}$$

• Hauteur équivalente :

$$h_{\text{eq}} = \frac{h+e}{2} = \frac{45+15}{2} = 30 \text{ cm}$$

• **Poids de la semelle et du remblai :**

Données :

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

$$\gamma_{sol} = 17 \text{ KN/m}^3$$

$$D = 1.60 \text{ m}$$

$$P_S = \gamma_b \times A^2 \times h_{eq} = 27.05 \text{ KN}$$

$$P_R = (D - h_{eq})(A^2 - a^2)\gamma_{sol} = 76.25 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } Q_{ser} = N_{ser} + P_S + P_R = 691.09 \text{ KN}$$

• **Type de répartition :**

$$\left\{ \begin{array}{l} e_0 = \frac{M_s}{N_s} = 1.7 \text{ cm} \\ \frac{A}{6} = 31.66 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow e_0 < \frac{A}{6} \dots\dots\dots \text{Répartition trapézoïdale.}$$

b) Vérification des contraintes :

La vérification doit satisfaire la condition suivante :

$$\sigma_{3/4} = \frac{Q_{ser}}{A \cdot A} \left(1 + \frac{e_0}{A}\right) \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\sigma_{3/4} = 19.66 \text{ N/cm}^2 < \bar{\sigma}_{sol} = 20 \text{ N/cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition satisfaite.}$$

c) Ferrailage :

• **Calcul des armatures :**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u = 804.86 \text{ KN} \\ M_u = 16.14 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

La méthode des bielles peut être appliquée si les deux conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_0 \leq \frac{A}{6} \Rightarrow 1.7 \text{ cm} < \frac{190}{6} = 31.67 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition satisfaite.} \\ e_0 \leq \frac{A}{24} \Rightarrow 1.7 \text{ cm} < \frac{190}{24} = 7.9 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition satisfaite.} \end{array} \right.$$

La méthode est utilisée dans les deux sens (semelles carrées) :

$$e_{0u} = \frac{M_u}{N_u} = 2 \text{ cm}$$

$$A_A = A_B = \frac{N_u \left(1 + 3 \frac{e_{0u}}{A}\right) (A - a)}{8 \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{804.86 \cdot 10^3 \left(1 + 3 \frac{2}{190}\right) (190 - 40)}{8 \cdot 40 \cdot 348} = 11.86 \text{ cm}^2$$

On adopte 9T14 soit $13.85 \text{ cm}^2 / St = 22.5 \text{ cm}$

VII.4.2. Semelles isolées de rive :

a) Dimensionnement :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{ser} = 673.06 \text{ KN} \\ M_{ser} = 16.21 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

- **Largeur :**

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{40}{40} \Rightarrow A = B$$

Les dimensions de A_A et A_B sont tels que :

$$A \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}} = 183.45 \text{ cm}$$

On adopte $A = 205 \text{ cm}$

- **Hauteur utile :**

$$d \geq \frac{A-a}{4} = 41.25 \text{ cm} \Rightarrow d = 42 \text{ cm}$$

Alors : $h = d + C$; Avec $C \geq 3 \text{ cm}$; On prend $C = 3 \text{ cm}$

Donc : $h = 45 \text{ cm}$

- **Patin :**

$$\begin{cases} e \geq 6\phi + 6 \text{ cm} \\ \phi_{\min} = 12 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} e = 13.2 \text{ cm} \\ e_{\min} = 15 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow e_{\min} = 15 \text{ cm}$$

- **Hauteur équivalente :**

$$h_{eq} = \frac{h+e}{2} = 30 \text{ cm}$$

- **Poids de la semelle et du remblai :**

Données :

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

$$\gamma_{sol} = 17 \text{ KN/m}^3$$

$$D = 1.60 \text{ m}$$

$$P_S = \gamma_b \times A^2 \times h_{eq} = 32.15 \text{ KN}$$

$$P_R = (D - h_{eq})(A^2 - a^2)\gamma_{sol} = 88.93 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } Q_{ser} = N_{ser} + P_S + P_R = 794.14 \text{ KN}$$

- **Type de répartition :**

$$\begin{cases} e_0 = \frac{M_s}{N_s} = 2.04 \text{ cm} \\ \frac{A}{6} = 34.17 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow e_0 < \frac{A}{6} \dots\dots\dots \text{Répartition trapézoïdale.}$$

- b) **Vérification des contraintes :**

La vérification doit satisfaire la condition suivante :

$$\sigma_{3/4} = \frac{Q_{ser}}{A \cdot A} \left(1 + \frac{e_0}{A}\right) \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\sigma_{3/4} = 19.46 \text{ N/cm}^2 < \bar{\sigma}_{sol} = 20 \text{ N/cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition satisfaite.}$$

c) Ferrailage :

- **Calcul des armatures :**

$$\begin{cases} N_u = 922.13 \text{ KN} \\ M_u = 22.32 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La méthode des bielles peut être appliquée si les deux conditions suivantes sont satisfaites :

$$\begin{cases} e_0 \leq \frac{A}{6} \Rightarrow 2.04 \text{ cm} < \frac{205}{6} = 34.17 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition satisfaite.} \\ e_0 \leq \frac{A}{24} \Rightarrow 2.04 \text{ cm} < \frac{190}{24} = 7.9 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition satisfaitee.} \end{cases}$$

La méthode est utilisée dans les deux sens (semelles carrées) :

$$e_{0u} = \frac{M_u}{N_u} = 2.4 \text{ cm}$$

$$A_A = A_B = \frac{N_u(1+3\frac{e_{0u}}{A})(A-a)}{8*d*\sigma_s} = 13.47 \text{ cm}^2$$

On adopte 10T14 soit $15.39 \text{ cm}^2 / St = 21 \text{ cm}$

VII.4.3. Semelles isolées intermédiaires :**a) Dimensionnement :**

$$\begin{cases} N_{ser} = 869.6 \text{ KN} \\ M_{ser} = 11.03 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Largeur :**

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} = \frac{40}{40} \Rightarrow A = B$$

Les dimensions de A_A et A_B sont tels que :

$$A \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}} = 208.5 \text{ cm}$$

On adopte $A = 230 \text{ cm}$

- **Hauteur utile :**

$$d \geq \frac{A-a}{4} = 47.5 \text{ cm} \Rightarrow d = 50 \text{ cm}$$

Alors : $h = d + C$; Avec $C \geq 3 \text{ cm}$; On prend $C = 5 \text{ cm}$

Donc : $h = 55 \text{ cm}$

- **Patin :**

$$\begin{cases} e \geq 6\phi + 6 \text{ cm} \\ \phi_{min} = 12 \text{ mm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} e = 13.2 \text{ cm} \\ e_{min} = 15 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow e_{min} = 15 \text{ cm}$$

- **Hauteur équivalente :**

$$h_{eq} = \frac{h+e}{2} = 35 \text{ cm}$$

- **Poids de la semelle et du remblai :**

Données :

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

$$\gamma_{sol} = 17 \text{ KN/m}^3$$

$$D = 1.60 \text{ m}$$

$$P_S = \gamma_b \times A^2 \times h_{eq} = 46.3 \text{ KN}$$

$$P_R = (D - h_{eq})(A^2 - a^2)\gamma_{sol} = 109.01 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } Q_{ser} = N_{ser} + P_S + P_R = 1024.91 \text{ KN}$$

- **Type de répartition :**

$$\left\{ \begin{array}{l} e_0 = \frac{M_s}{N_s} = 1.1 \text{ cm} \\ \frac{A}{6} = 38.33 \end{array} \right. \Rightarrow e_0 < \frac{A}{6} \dots\dots\dots \text{Répartition trapézoïdale.}$$

b) Vérification des contraintes :

La vérification doit satisfaire la condition suivante :

$$\sigma_{3/4} = \frac{Q_{ser}}{A \cdot A} \left(1 + \frac{e_0}{A}\right) \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\sigma_{3/4} = 19.64 \text{ N/cm}^2 < \bar{\sigma}_{sol} = 20 \text{ N/cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition satisfaite.}$$

c) Ferrailage :

- **Calcul des armatures :**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u = 1193.57 \text{ KN} \\ M_u = 15.21 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

La méthode de la bielle peut être appliquée si les deux conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_0 \leq \frac{A}{6} \Rightarrow 2.04 \text{ cm} < \frac{230}{6} = 38.33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition satisfaite.} \\ e_0 \leq \frac{A}{24} \Rightarrow 2.04 \text{ cm} < \frac{190}{24} = 7.92 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition satisfaite.} \end{array} \right.$$

La méthode est utilisée dans les deux sens (semelles carrées) :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = 1.3 \text{ cm}$$

$$A_A = A_B = \frac{N_u \left(1 + 3 \frac{e_0 u}{A}\right) (A - a)}{8 \cdot d \cdot \sigma_s} = 16.56 \text{ cm}^2$$

On adopte 11T14 soit $16.93 \text{ cm}^2 / St = 22 \text{ cm}$

VII.4.4. Semelles filantes :

a) Dimensionnement :

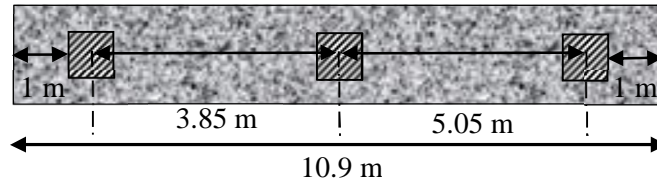


Figure VII.3 : Semelle filante sous poteaux et voile.

Un seul calcul sera fait pour le voile le plus défavorable, et ses dimensions seront généralisées pour reste des voiles.

Combinaisons	N ₁ (KN)	M ₁ (KN.m)	N ₂ (KN)	M ₂ (KN.m)	N ₃ (KN)	M ₃ (KN.m)
E.L.U	173.08	6.23	240.74	5.75	202.27	5.14
E.L.S	127.52	4.53	176.9	4.18	148.66	3.74
0.8G±E G+Q±E	155.58	4.66	179.84	4.28	176.42	3.91

Tableau VII.2 : Efforts normaux et moments fléchissant.

$$N_{ser} = N_1 + N_2 + N_3 = 453.08 \text{ KN}$$

$$L = 8.9 \text{ m}$$

$$L_{max} = 8.9 + 2 = 10.9 \text{ m}$$

• **Largeur :**

$$A \geq \frac{N_{ser}}{L_{max} * \sigma_s} = \frac{453.08 * 10^3}{1090 * 20} = 20.80 \text{ cm}$$

On adopte A = 80 cm

• **Condition de raideur :**

$$h = \sqrt[4]{\left(\frac{2L_{max}}{\pi}\right)^4 * \frac{3K}{E_b}}$$

Avec :

$$K = 0.5 \text{ KN/cm}^2;$$

$$E_b = 11000^3 \sqrt{f_{c28}} = 32164.19 \text{ MPa}$$

$$h = \sqrt[4]{\left(\frac{2 * 1090}{3.14}\right)^4 * \frac{3 * 0.5}{32164.19 * 10}} = 32.30 \text{ cm}$$

On prend $h = 40$ cm

- **Longueur élastique :**

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4E_b \cdot I}{K \cdot A}}; \text{ Avec } I : \text{ Moment d'inertie}$$

$$I = BL^3/12 = 7.015 \times 10^9 \text{ cm}^4$$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot 3216.19 \cdot 10^9}{0.5 \cdot 80}} = 2295 \text{ cm}$$

$$\frac{\pi}{2} l_e = 3600 \text{ cm}$$

$$L_{\max} = 1090 \text{ cm} < \frac{\pi}{2} l_e = 3600 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Semelle rigide.}$$

- b) **Calcul des poids :**

- **Poids de la semelle :**

$$P_S = \gamma_b \times A \times h \times L_{\max} = 87.2 \text{ KN}$$

$$P_R = (D - h)(A \cdot L - 3 \cdot b \cdot a - e_{\text{voile}} \cdot \sum L_v) \gamma_{\text{sol}}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} D = 1.60 \text{ m}; \\ \gamma_{\text{sol}} = 17 \text{ KN/m}^3; \\ e_{\text{voile}} = 20 \text{ cm}; \\ h = 40 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

$$P_R = 131.78 \text{ KN}$$

$$P_{\text{voile}} = \gamma_b \times e_{\text{voile}} (D - h) \cdot \sum L_v = 53.4 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{ser}} = P_S + P_R + P_{\text{voile}} = 725.46 \text{ KN}$$

- c) **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{Q_{\text{ser}}}{A \cdot L_{\max}} \left(1 + 3 \frac{e_{0\text{ser}}}{L_{\max}} \right)$$

$$e_{0\text{ser}} = \frac{M_t}{N_t} = 0.035 \text{ m}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{725.46}{0.8 \cdot 10.9} \left(1 + 3 \frac{0.035}{10.9} \right) = 84 \text{ KN/m}^2$$

- d) **Ferraillage :**

- **Calcul des armatures :**

Pour une bande de 1 m de largeur :

$$q = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ m} = 84 \text{ KN/ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A = 80 \text{ cm} ; \\ e_{\min} = 15 \text{ cm} ; \\ h = 40 \text{ cm} ; \end{array} \right.$$

$$M_T = \frac{qx^2}{2} ; (x = A/2 = 40 \text{ cm})$$

$$M_T = \frac{84 \cdot 0.4^2}{2} = 16.8 \text{ KN.m}$$

Suivant la largeur :

$$\mu = \frac{M_T}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{16.8 \cdot 10^3}{40 \cdot 36^2 \cdot 14.17} = 0.023 < 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta = 0.988$$

$$A_s = \frac{M_T}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{16.8 \cdot 10^3}{0.988 \cdot 36 \cdot 348} = 1.81 \text{ cm}^2$$

On adopte 6T12 soit 6.79 cm²

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

Suivant la longueur :

On adopte T12 avec un espacement St = 15 cm

e) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 2.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adpt}} = 6.79 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.6 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition satisfaite.}$$

VII.4.5. Vérification de la stabilité au renversement (RPA99/v2003) :

Quel que soit le type de fondations (superficielles ou profondes), on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement :

La vérification se fait sous la combinaison : **0, 8G ± E**

1) Semelles isolées :

La vérification doit satisfaire la condition suivante :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{A}{4}$$

Type de semelle	Effort normal (KN)	Moment (KN.m)	e (m)	A/4 (m)
Semelles d'angle	261,24	7,98	0.03	0.48
Semelles de rive	470,11	11,62	0.025	0.51
Semelles intermédiaires	603,11	11,65	0.02	0.58

Tableau VII.3 : Sollicitations de calcul.

Condition satisfaite pour toutes les semelles isolées : $e < A/4$

2) Semelles filantes :

La vérification doit satisfaire la condition suivante :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{A}{4}$$

$$N = \sum N_i = 453.08 \text{ KN}$$

$$M = \sum M_i + N_i \cdot x_i = 12.85 \text{ KN.m}$$

x_i : Distance entre le centre de gravité de la semelle et le point d'application de chaque effort normal.

$$e = \frac{M}{N} = \frac{12.85}{453.08} = 0.028 \text{ m} < \frac{10.9}{4} = 2.725 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition satisfaite.}$$

VII.5. Calcul des longrines :

Afin d'empêcher les points d'appui d'un bloc de se déplacer les uns par rapport aux autres dans le plan horizontal, ils doivent être reliés par un réseau bidirectionnel de longrines ou un dispositif similaire qui fonctionne pour résister à ce mouvement.

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont données comme suit :

- ▶ (25x30) cm² : Sites de catégories S₂ et S₃ ;
- ▶ (30x30) cm² : Sites de catégories S₄.

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la force de traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

Avec :

N : La valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés ;

α : Coefficient de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

<i>Zone</i> <i>Site</i>	<i>I</i>	<i>II</i>	<i>III</i>
<i>S₁</i>	-	-	-
<i>S₂</i>	-	15	12
<i>S₃</i>	15	12	10
<i>S₄</i>	12	10	8

Tableau VII.4 : Coefficient de zone sismique.

Le ferrailage minimum doit être de 0.6% de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur à min (20 cm ; 15 ϕ).

Pour assurer la stabilité, il est exigé d'utiliser des longrines ou un dispositif similaire de solidarisation dans tous les cas sauf pour les semelles ancrées dans un sol rocheux sain (coulées en pleine fouille) dit de catégorie S_1 ou sur un site relevant de la catégorie S_2 en zone I.

Dans le cas des structures légères (type hangar), les longrines peuvent être remplacées par dallage travaillant en tirant ou en béton dans le sens transversal.

Dans le cas de structures lourdes (bâtiments élevés) constituées de plusieurs blocs, séparés par des joints, il est recommandé de supprimer les joints au niveau des fondations si le système et la qualité du sol de fondation demeurent identiques sous les différents blocs.

Cette disposition permettra d'avoir un ensemble monolithe constitué soit par un réseau de longrines reliant les semelles des points d'appui, soit par un radier continu ; ou soit en cas de sous-sols par un caisson rigide composé du radier, des voiles périphériques et intermédiaires, et des planchers du sous-sol.

Tous ces systèmes peuvent être portés par des pieux pour assurer le transfert des charges sur une couche résistante, située en profondeur.

VII.5.1. Ferrailage des longrines :

Dimensions : (25x30) cm² ; $\alpha = 12$ (S_3 , zone I)

Le ferrailage minimal est de : $A_{\min} = 0.6\% \times b \times h = 0.006 \times 25 \times 30 = 4.5 \text{ cm}^2$

$N = 1193.57 \text{ KN}$

$F = \frac{1193.57}{12} = 99.46 \text{ KN} > 20 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition satisfaite.}$

VII.5.2. Calcul des armatures :

- **Armatures longitudinales :**

$$A_s = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{79.57 \cdot 10}{348} = 2.29 \text{ cm}^2$$

On adopte 6T12 soit $6.79 \text{ cm}^2 > A_{\min RPA}$

- **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_1 ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(12 \text{ cm} ; 0.86 \text{ cm} ; 2.5 \text{ cm}) = 0.86 \text{ cm}$$

On adopte des cadres $4\phi 6$ soit 1.13 cm^2

- **Espacement :**

$$St = \min(20 \text{ cm} ; 15\phi_1) = \min(20 \text{ cm} ; 18 \text{ cm}) = 18 \text{ cm}$$

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

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e = 0.23 \times 25 \times 27 \times 2.1/400 = 0.81 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6.79 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.81 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

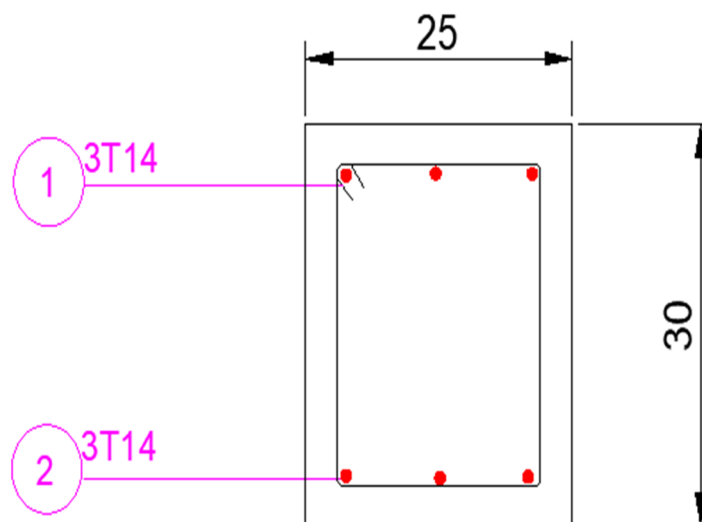



Figure VII.4 : Ferrailage des longrines.



Conclusion générale

Grâce à ce projet, j'ai pu acquérir une compréhension globale des techniques de calcul, des logiciels et des réglementations indispensables à la conception et au calcul des ouvrages de construction dans le domaine du bâtiment.

L'étape initiale de ce travail a été de pré dimensionner et d'effectuer des calculs des éléments de la structure pour établir un modèle type de l'édifice et effectuer une analyse structurale.

Dans une deuxième partie, la présentation des résultats du projet suite à l'utilisation du logiciel « Etabs 9.7.4 », a permis d'obtenir les sollicitations internes pour le ferrailage des éléments porteurs de la structure.

L'étude menée sur la conception parasismique met en évidence l'importance d'une communication et d'une collaboration étroite entre les ingénieurs civils et les architectes dès le début du projet. Ceci est crucial pour s'assurer que toutes les conceptions sont adéquates et pour atteindre la sécurité sismique sans encourir de coûts supplémentaires substantiels.

Lors de la construction d'un bâtiment dans une zone sismique, la première étape consiste à considérer la fonction spécifique du bâtiment avant de concevoir les composants architecturaux. Une fois cela établi, les éléments de contreventement appropriés peuvent être mis en place.

Ce travail présenté est le couronnement de cinq années d'études, représentant de façon récapitulative les connaissances acquises au cours de mon cursus universitaire.

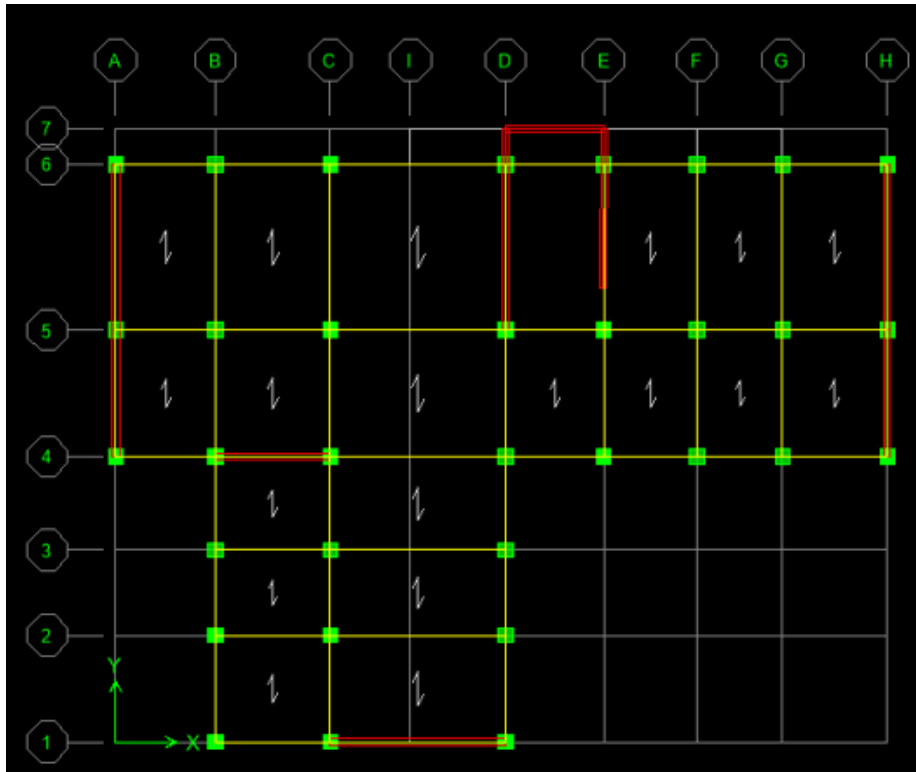
Enfin, j'espère que mes objectifs ont été atteints avec succès et que ces nouvelles connaissances serviront de base à de futurs projets dans les jours à venir.



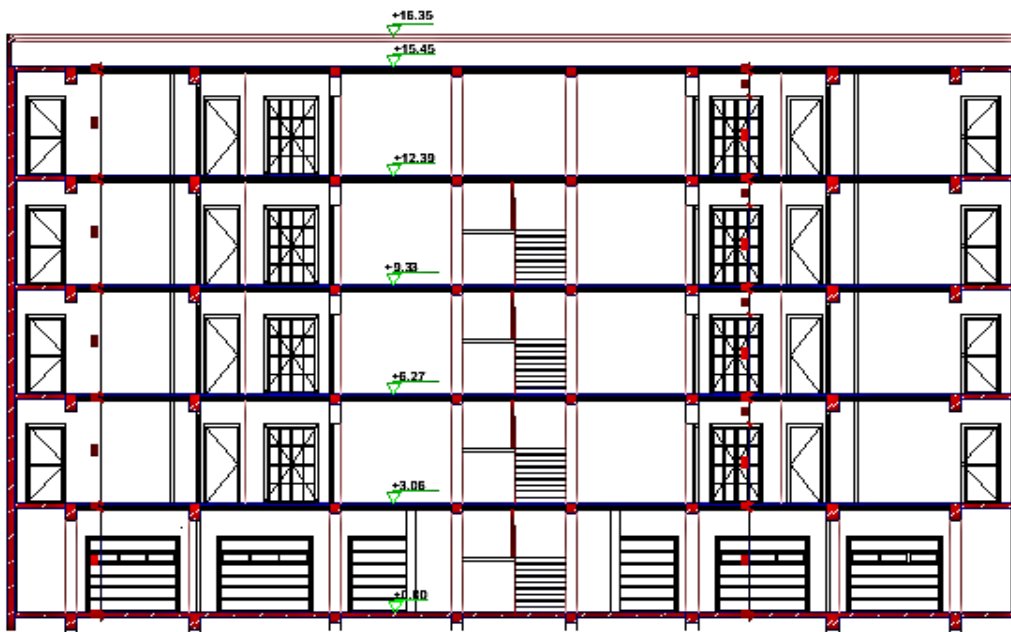
Annexes

ANNEXE : A

- Disposition des voiles :



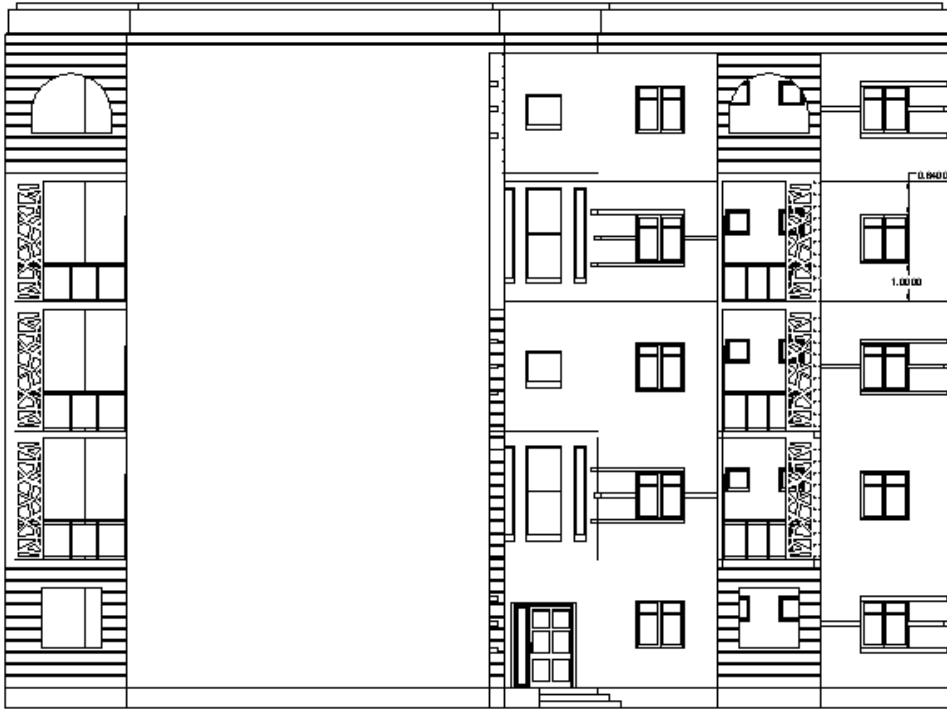
- Façade de la structure :



COUPE AA

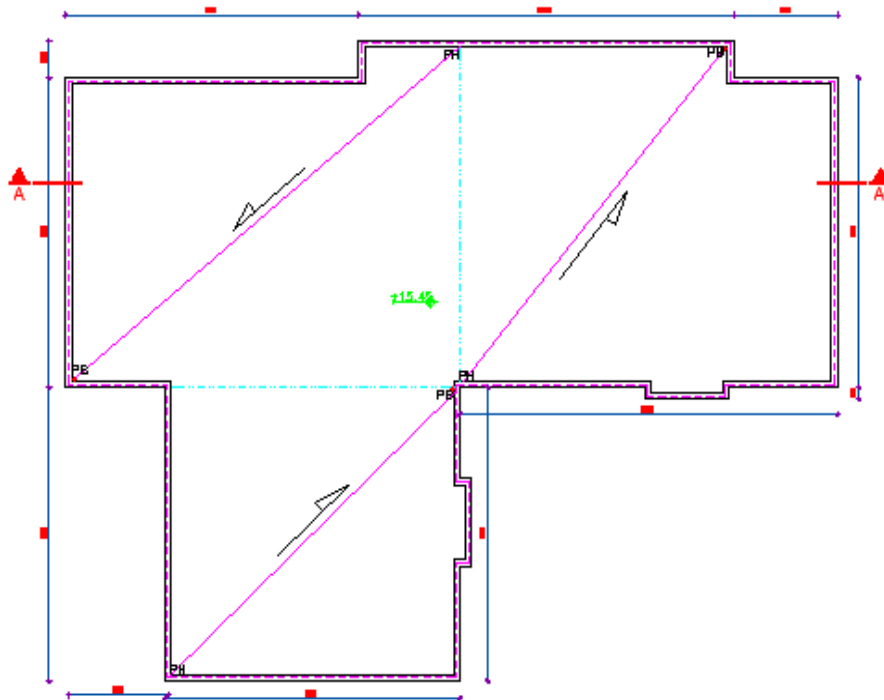
ANNEXE : B

- Façade principale de la structure :



FAÇADE PRINCIPALE

- Plan de toiture :



PLAN DE TOITURE

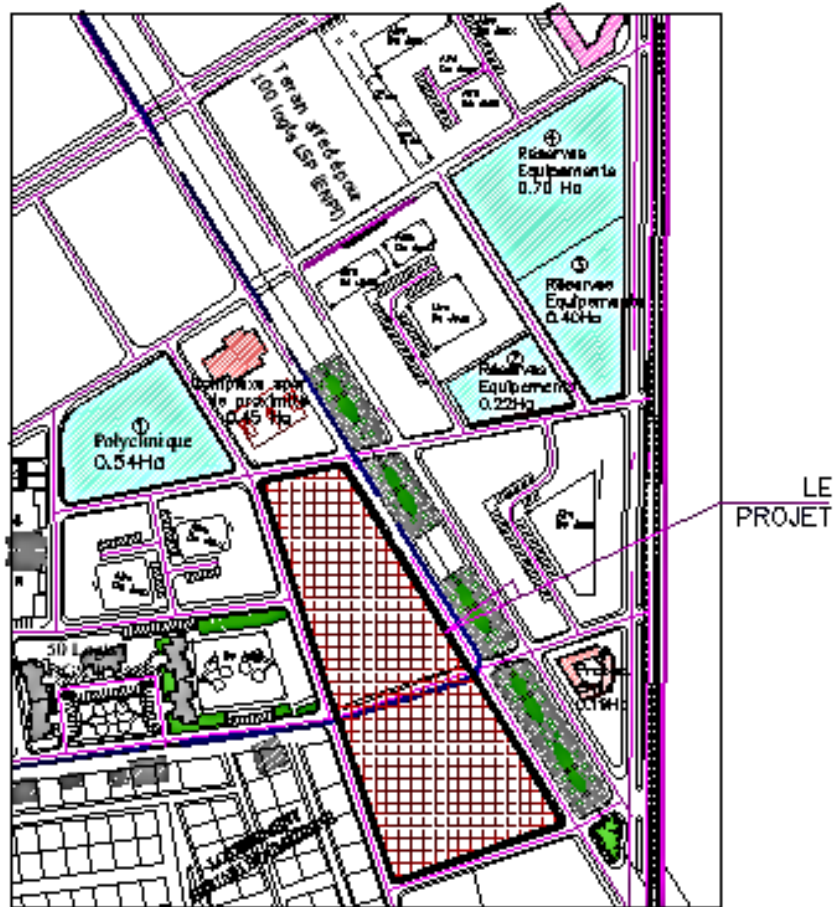
ANNEXE : C

- Plan de masse :



PLAN DE MASSE

- Plan de situation :



PLAN DE SITUATION

Résumé

L'objectif de cette étude est de mener une analyse complète d'un bâtiment en béton armé situé à TIARET. La structure comprend, un rez-de-chaussée et quatre étages supplémentaires et est située dans une zone classée comme zone à faible sismicité (Zone I) selon le **RPA99/version2003**.

Cette étude est composée de quatre sections et utilise les dernières directives pour la vérification et le calcul du béton armé (**B.A.E.L91/modifié99 et RPA99/version2003**).

La première étape consiste à esquisser la description globale du projet et à présenter les caractéristiques des matériaux. S'ensuit un pre-dimensionnement de la structure aboutissant à une descente de charges selon le document technique réglementaire (**DTR BC2.2**).

L'objectif de la deuxième partie de l'étude est d'analyser les composants secondaires, y compris, mais sans s'y limiter, les escaliers, l'acrotère, le balcon, puis adopter le ferrailage nécessaire.

Dans la troisième phase de l'analyse, le logiciel **ETABS/version9.7.4** a été utilisé pour effectuer un examen dynamique de la structure. L'objectif était d'identifier les différents types de contraintes induites par les différentes charges, y compris les charges permanentes, les charges d'exploitation et les charges sismiques.

La dernière section de l'analyse se concentrera sur le calcul des éléments résistants des composants structuraux, y compris les poteaux, les poutres, les voiles et de l'infrastructure.

Mots clés: Bâtiment, Béton armé, RPA99/version 2003, B.A.E.L.91/modifié99, DTR BC2.2.

Abstract

The objective of this study is to conduct a complete analysis of a reinforced concrete building located in TIARET. The structure consists of, a ground floor and four additional floors and is located in an area classified as a low seismicity zone (Zone I) according to RPA99/version2003.

This study consists of four sections and uses the latest guidelines for the verification and calculation of reinforced concrete (B.A.E.L91/amended 99 and RPA99/version 2003).

The first step is to outline the overall project description and the material characteristics. This results in a pre-sizing of the structure leading to a reduction of loads according to the regulatory technical document (DTR BC2.2).

The objective of the second part of the study is to analyze the secondary components, including but not limited to stairs, acrotera, balcony, and then adopt the necessary reinforcement.

In the third phase of the analysis, ETABS/9.7.4 software was used to perform a dynamic review of the structure. The aim was to identify the different types of stress induced by the different loads, including permanent loads, operating loads and seismic loads.

The final section of the analysis will focus on the calculation of the structural component strength elements, including columns, beams, sails and infrastructure.

Keywords: Building, Reinforced concrete, RPA99/version 2003, B.A.E.L.91/modified 99,DTR BC2.2.

ملخص

الهدف من هذه الدراسة هو إجراء تحليل كامل لمبنى خرساني مسلح يقع في تيارت. يتكون الهيكل من طابق أرضي وأربعة طوابق إضافية ويقع في منطقة مصنفة على أنها منطقة زلازل منخفضة (المنطقة الأولى) وفق RPA99/version2003. ١

وتتألف هذه الدراسة من أربعة فروع وتستخدم أحدث المبادئ التوجيهية للتحقق من الخرسانة المسلحة وحسابها (B.A.E.L91/amended 99 و RPA99/version 2003).

وتتمثل الخطوة الأولى في تحديد وصف المشروع العام والخصائص المادية. وينتج عن ذلك تحجيم مسبق للهيكل يؤدي إلى تقليل الأحمال الأحوظها للوثيقة الفنية التنظيمية (DTR BC2.2)

الهدف من الجزء الثاني من الدراسة هو تحليل المكونات الثانوية، بما في ذلك على سبيل المثال لا الحصر السلالم والأكروتيرا والشرفة، ثم اعتماد التعزيز اللازم.

وفي المرحلة الثالثة من التحليل استُخدمت برمجيات ETABS/9.7.4 لإجراء استعراض دينامي للهيكل. كان الهدف هو تحديد الأنواع المختلفة من الإجهاد الناجم عن الأحمال المختلفة، بما في ذلك الأحمال الدائمة وأحمال التشغيل والأحمال الزلزالية.

وسيركز الفرع الأخير من التحليل على حساب عناصر قوة العنصر الهيكلي، بما في ذلك الأعمدة والحزم والشراع والهيكل الأساسية.

الكلمات الرئيسية: البناء، الخرسانة المسلحة، RPA99/version 2003، B.A.E.L.91/modified 99، DTR BC2.2.