Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri deTizi ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil

Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme de Master en génie civil.
Option : Construction Civile et Industrielle.

Thème

Etude d'un bâtiment (R+8 avec sous-sol et entre sol) à usage multiple et à ossature mixte avec l'application du logiciel ETABS



Dirigé par :
M^{eme} K. HADDAD

Etudié par :
HARIDI KHELIFA
CHAKER LOUNIS

Promotion 2019/2020

Remerciements

Nous tenons tout d'abord à remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux, qui nous a donné la force et la patience d'accomplir ce Modeste travail.

En second lieu, nous tenons à remercier Notre encadreur **M^{me} HADAD**, pour avoir accepté de diriger ce modeste travail et ses précieux conseils.

On tient aussi à remercier chaleureusement **M^{r} CHEBRINE**, « ingénieur en Génie civil » pour sa disponibilité et sont aide ; il a été là au moment où on avait le plus besoin.

Nos vous remerciements vont également aux membres du jury qui nous Feront l'honneur de juger notre travail.

Que toute personne ayant contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire retrouve ici l'expression de nos plus profonds Sentiments.

Dédicace

Je dédie ce travail :

Aux deux piliers de ma vie, mes chers parents pour leurs amours, leurs tendresses, leurs soutiens et leurs prières tout au long de ma vie et de mes études.

A mes chères sœurs : FATMA ; HOURIA

A mon unique frère : DJILALI

A tous mes amis (es) :

KENZA ;AMIMAR ;RACHID ;KATIA ;KAHINA;HAYAT ;AHMED;KARIM ;GHANIA

A mon binôme, KHELIFA et sa respectueuse famille.

A toute la famille CHAKER

A toute la promotion 2019/2020 CCI de l'université Mouloud Mammeri

LOUNIS

Dédicace

Je dédie ce travail :

Aux deux piliers de ma vie, mes chers parents pour leurs amours, leurs tendresses, leurs soutiens et leurs prières tout au long de ma vie et de mes études.

A mes chères petites sœurs

A mes cher petits frères

A mes chers cousins

A tous mes amis (es) :
KATIA ;AMIMAR ;KAHINA ;HAYAT ;TINHINANE ;RAMDANE ;AISSA ;

A tous les membres de l'association TAFRARA

A mon binôme, LOUNISet sa respectueuse famille.

A toute la famille HARIDI

A toute la promotion 2019/2020 CCI de l'université Mouloud Mammeri.

KHELIFA

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage..... **1**

Chapitre II: Pré dimensionnement des éléments..... **10**

Chapitres III : Calcul des éléments

III-1 Acrotère..... **24**

III-2 Plancher **34**

III-3 Escalier **60**

III-4 Poutre palière **86**

III-5Poutre de chainage **110**

III-6 Balcon..... **120**

III-7salle machine..... **127**

Chapitre IV :Vérifications des exigences du RPA.....**137**

Chapitre V: Ferraillage des éléments

VI-1 Ferraillage des poteaux..... **150**

VI-2 Ferraillage des poutres **165**

VI-3Ferraillage des voiles..... **176**

Chapitre VI: Etude de l'infrastructure **189**

Chapitre VII : Etude du mur plaque **219**

Conclusion

Bibliographie

Liste des figures

Chapitre I : Présentation et Description de l'ouvrage.

FIGURE I.1 : Diagramme contraintes – déformation du béton à L'ELU
FIGURE I.2 : Diagramme contraintes – déformation du béton à L'ELS
FIGURE I.3 : Diagramme des contraintes- déformations

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

FIGURE II.1 : Section des poutres
FIGURE II .2: Coupe d'un voile en élévation
FIGURE II .3 : Coupe de voile en plan
FIGURE II.4 : Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible
FIGUREII .5: Coupe transversale du plancher d'étage courant
FIGUREII .6 : Coupe transversale du mur double cloison
FIGURE II .7 : Coupe transversale du mur intérieur
FIGURE II .8 : surface d'influence du poteau le plus sollicité
FIGURE II .9 : charge d'exploitation cumulée

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

FIGURE III.1: Coupe verticale de l'acrotère
FIGURE III.2: Schéma statique de l'acrotère
FIGURE III.3 : Diagrammes des efforts internes.
FIGUREIII.4 : Section de l'acrotère soumise à la flexion composée
FIGURE III.5 : ferraillage de l'acrotère
FIGURE III.6 : Coupe verticale d'un plancher en corps creux.
FIGURE III.7: poutrelle.
FIGURE III.8 : treillis soudé (200x200)
FIGURE III.9 : la disposition des poutrelles
FIGURE III.10 : Statique de la poutrelle
FIGURE III.11 : la section en Té

FIGURE III.12 : schéma statique des poutrelles à ELU
FIGURE III.13: Diagramme des moment flechissant à ELU
FIGURE III.14 : Diagramme des efforts tranchants à ELU
FIGURE III.15: Diagramme des efforts tranchants à ELU
FIGURE III.16 : schéma statique des poutrelle à l ELS
FIGURE III.17 : diagramme des efforts tranchants à ELS
FIGURE III.18 : ferraillage des poutrelles
FIGURE III.19 : Constituant d'un escalier.
FIGURE III.20 : Schéma du 1er type d'escalier
FIGURE III.21 : Schéma statique de calcul du 1er type d'escalier à l'ELU.
FIGURE III.22 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.(1ertype)
FIGURE III.23 : Schéma statique de calcul du L'escalier à l'ELS.
FIGURE III.24 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS
FIGURE III.25 : ferraillage des escaliers du RDC
FIGURE III.26 : Schéma du 2ème type d'escalier.
FIGURE III.27 : Schéma statique de calcul du 2eme type d'escalier à l'ELU.
FIGURE III.28 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.
FIGURE III.29 : Schéma statique de calcul du L'escalier à l'ELS.
FIGURE III.30 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS
FIGURE III.31 : ferraillage des escaliers des étages courant
FIGURE III.32 : Schéma statique de la poutre palière.
FIGURE III.33 : Schéma statique de la poutre palière
FIGURE III.34 : Diagramme des moments et des efforts interne
FIGURE III.35 : Diagramme des moments et des efforts interne
FIGURE III.36 : ferraillage du poutre palière RDC
FIGURE III.37: Schéma statique de la poutre palière.
FIGURE III.38 : Schéma statique de la poutre palière
FIGURE III.39 : Diagramme des moments et des efforts interne
FIGURE III.40 : Diagramme des moments et des efforts interne
FIGURE III.41 : ferraillage des poutres palières des étages courants
FIGURE III.42 : Dimensions de la poutre chainage
FIGURE III.43 : Schéma statique de calcul à L'ELU.
FIGURE III.44 : Diagramme des efforts internes à L'ELU.

FIGURE III.45 : Diagramme des efforts internes à L'ELS.
FIGURE III.46 : ferraillage des poutres de chainage
FIGURE III.47 : Coupe verticale d'un balcon
FIGURE III.48 : Schéma statique du balcon
FIGURE III.49 : Disposition des armatures principales du balcon
FIGURE III.50 : Schéma statique de calcul de balcon a L'ELS
FIGURE III.51 : ferraillage des balcons
FIGURE III.52 : Schéma d'Ascenseur
FIGURE III.53 : Répartition de la charge localisée sur la dalle
FIGURE III.54 : Ferraillage de la dalle machin

Chapitre IV: Vérification des exigences du RPA

FIGURE IV.1 : Spectre RPA
FIGURE IV.2: Déplacement maximal dans le sens x-x
FIGURE IV.3 : Déplacement maximal dans le sens y-y

Chapitre V : Ferraillage des éléments

FIGURE V.1 : La zone nodale des poteaux.
FIGURE V.2: Schéma de calcul en flexion composée.
FIGURE V.3 : disposition des armatures tendues SSA
FIGURE V.4 : Disposition des armatures SDA
FIGURE V.5 : Disposition des voiles
FIGUREV.6: Disposition des armatures verticales dans les voiles

Chapitre VI : Etude l'infrastructure

FIGURE VI.1 : Dimensionnement d'une fondation
FIGURE VI.2. Distribution des sollicitations
FIGURE VI.3 : Coupe vertical d'un radier
FIGURE VI.4 : Diagramme des contraintes

FIGURE VI.5 : Périmètre utile des voiles et des poteaux
FIGURE VI.6 : Schéma statique du débord
FIGURE VI.7 : Répartition trapézoïdale
FIGURE VI.8 : Présentation du chargement simplifié
FIGURE VI.9 : Répartition triangulaire
FIGURE VI.10 : Schéma statique de la nervure ELU (sens transversal)
FIGURE VI.11 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.
FIGURE VI.12 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU
FIGURE VI.13 : Schéma statique de la nervure ELS (sens transversal).
FIGURE VI.14 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.
FIGURE VI.15 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS
FIGURE VI.16 : Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinal).
FIGURE VI.17 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU
FIGURE VI.18 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.
FIGURE VI.19 : Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinal).
FIGURE VI.20 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.
FIGURE VI.21 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS

Chapitre VII : Etude du mur plaque

FIGURE VII.1 : Coupe verticale du mur plaque
FIGURE VII.2 : diagrammes des contraintes

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation et Description de l'ouvrage

Tableau I.1 : caractéristique des aciers

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

Tableau II.1 : verification aux exigence du RPA
Tableau II.2 : charge permanentes du plancher terrasse inaccessible
Tableau II.3 : charge permanentes d'étage courant
Tableau II.4 : charge permanentes des murs extérieurs
Tableau II.5 : charge permanentes des murs intérieur
Tableau II.6 : surcharges d'exploitations
Tableau II.7 : Les valeurs du coefficient (3+n / 2n)
Tableau II.8 : Récapitulatif de la descente de charges
Tableau II.9 : Vérification des sections des poteaux selon le RPA 99.
Tableau II.9 : vérification de flambement des poteaux

Chapitre III : Calcul des éléments

Tableau III.1 : résumé les moments en travée a l'ELS
Tableau III.2 : résumé les moments aux appuis l'ELS
Tableau III.3 : résumé les efforts tranchants
Tableau III.4: Détermination du poids propre du la volée RDC
Tableau III.5: Détermination du poids propre du palier RDC
Tableau III.6 : Calcul des sollicitations
Tableau III.7: Tableau récapitulatif des efforts.
Tableau III.8: Tableau récapitulatif des efforts
Tableau III.9: Détermination du poids propre du la volée étage courant
Tableau III.10 : Détermination du poids propre du palier étage courant
Tableau III.11: Calcul des sollicitations
Tableau III.12 : Tableau récapitulatif des efforts.
Tableau III.13: Tableau récapitulatif des efforts

Tableau III.14 : Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde-corps
Tableau III.15: Résultats du calcul des armatures du panneau de dalle de la sale machine

Chapitre IV : Vérifications des exigences du RPA99

Tableau IV.1 : des périodes (calculées avec logiciel)
Tableau IV.2 : la période fondamental et le taux de participation massique.
Tableau IV.3 : le pourcentage de rotation selon z -z
Tableau IV.4: l'excentricité selon x-x
Tableau IV.5: l'excentricité selon y-y.
Tableau IV.6 : Justification du système de contreventement
Tableau IV.7 : Résumé de calcul de du paramètre ν
Tableau IV.8 : Résumé de calcul des déplacements inter-étages selon x-x
Tableau IV.9 : Résumé de calcul des déplacements inter-étages selon y-y
Tableau IV.10 : Résumé de calcul de l'effet P-Δ.
Tableau IV.11 : Valeurs des pénalités à retenir dans le sens X-X et le sens Y-Y
Tableau IV.12 : Récapitulatif des valeurs de A, D, R, T et Wt :

Chapitre V : ferraillage des éléments

Tableau V.1: caractéristiques mécanique des matériaux
Tableau V.2 : Récapitulatif des sections d'aciers recommandés par le RPA.
Tableau V.3 : Ferraillage des poteaux
Tableau V.4 : Ferraillage des poteaux
Tableau V.5 : Vérification de l'effort tranchant.
Tableau V.6 : vérification non fragilité
Tableau V.7 : vérification ELS
Tableau V.8 : Ferraillage des poteaux.
Tableau V.9: Section des armatures longitudinales
Tableau V.10 : ferraillage des poutres principales
Tableau V.11: ferraillage des poutres secondaires
Tableau VI.12 : Vérifications armatures longitudinales à l'ELU.
Tableau V.13: Vérifications armatures transversale à l'ELU.

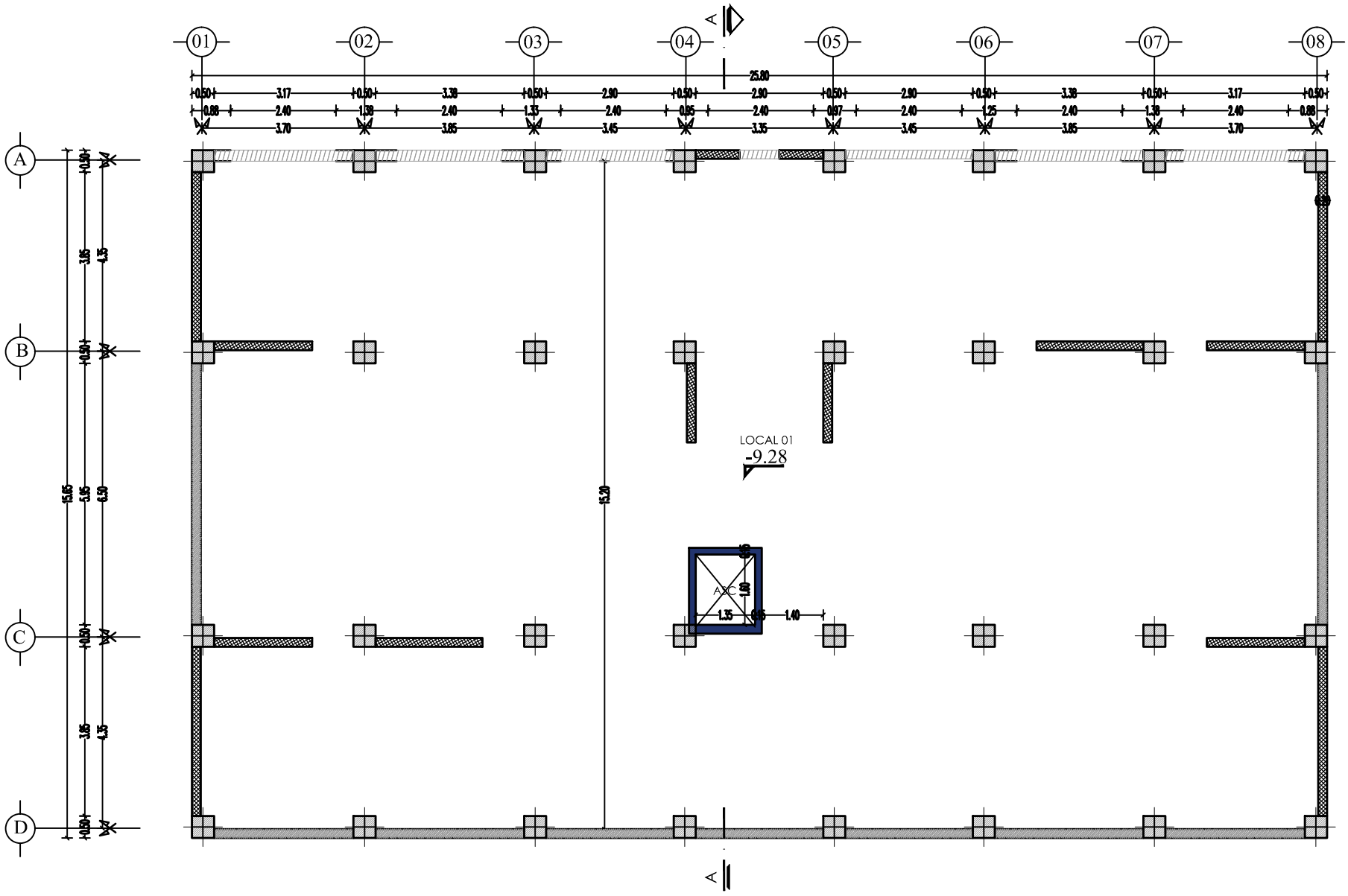
Tableau V.14 : Vérification au cisaillement
Tableau V.15 : Influence de l'effort tranchant sur le béton.
Tableau V.16: Condition de non fragilité du béton de la section minimale.
Tableau V.17: Moments à l'ELS.
Tableau V.18: Vérifications des contraintes à L'ELS
Tableau V.19: Tableaux des efforts normaux
Tableau V.20: Tableau des armatures verticales
Tableau V.21: Caractéristiques géométriques
Tableau V.22 : Ferraillage adopté.
Tableau VI.23 : ferraillage des voiles longitudinales (Vt1).
Tableau V.24 : ferraillage des voiles longitudinales (Vt2)
Tableau V.25 : ferraillage des voiles longitudinales (Vl1).
Tableau V.26 : ferraillage des voiles longitudinale (Vl2, vl3).

CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

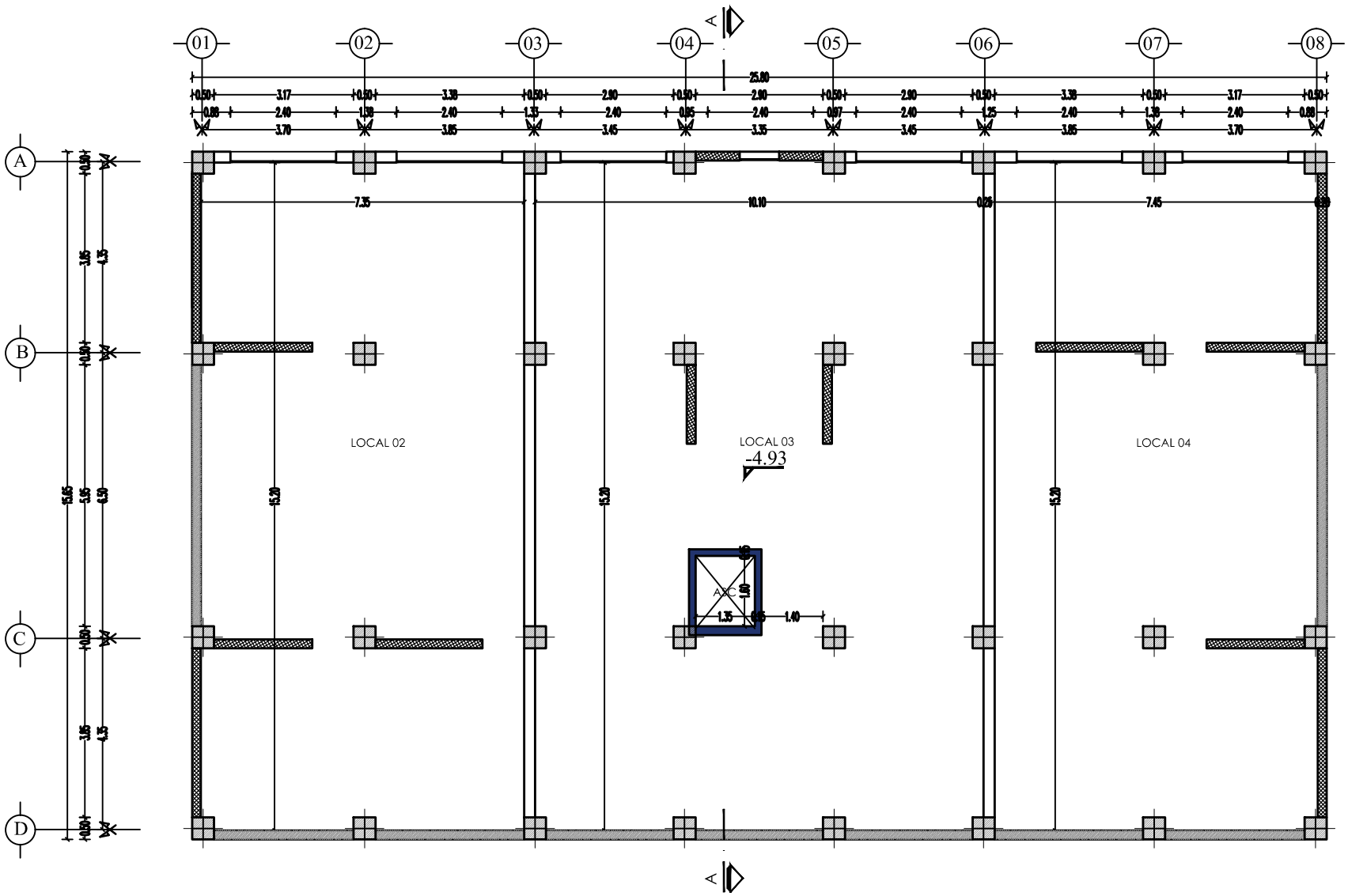
Tableau VI.1 : Surface des semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)
Tableau VI.2 : Surface des semelles filantes sous voiles sens transversal
Tableau VI.3 : Surface des semelles filantes sous poteaux
Tableau VI.4 : vérification condition de résistance
Tableau VI.5 : ferraillage de radier
Tableau VI.6 : Vérification de la condition de non fragilité
Tableau VI.7 : vérification des contraintes dans le béton
Tableau VI.8 : Efforts internes dans les nervures.
Tableau VI.9 : Le ferraillage adopté pour la nervure.
Tableau.VI.10. Vérification des contraintes à l'ELS

Chapitre VII : Etude du mur plaque

Tableau VII. 1 : Ferraillage du mur plaque.

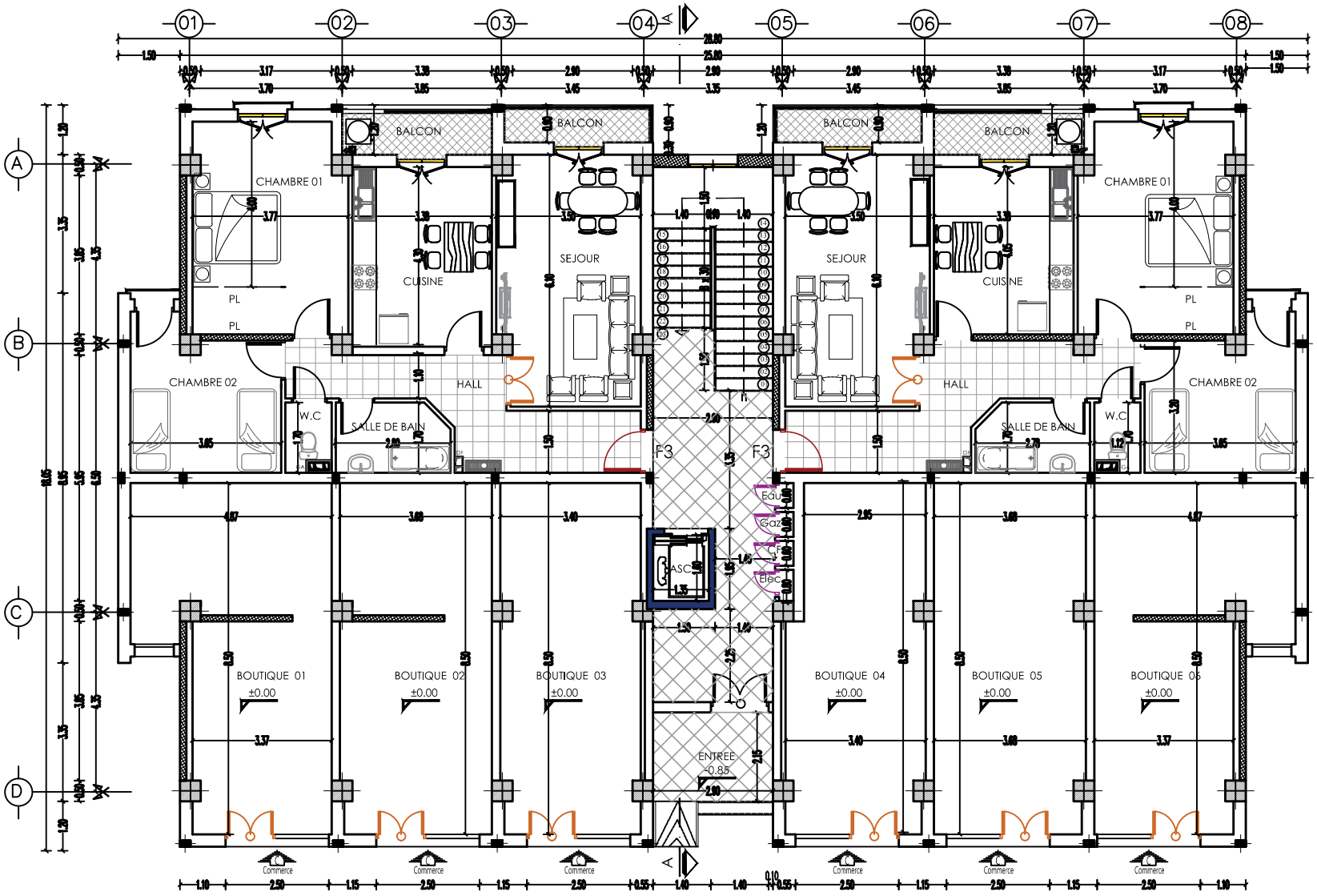


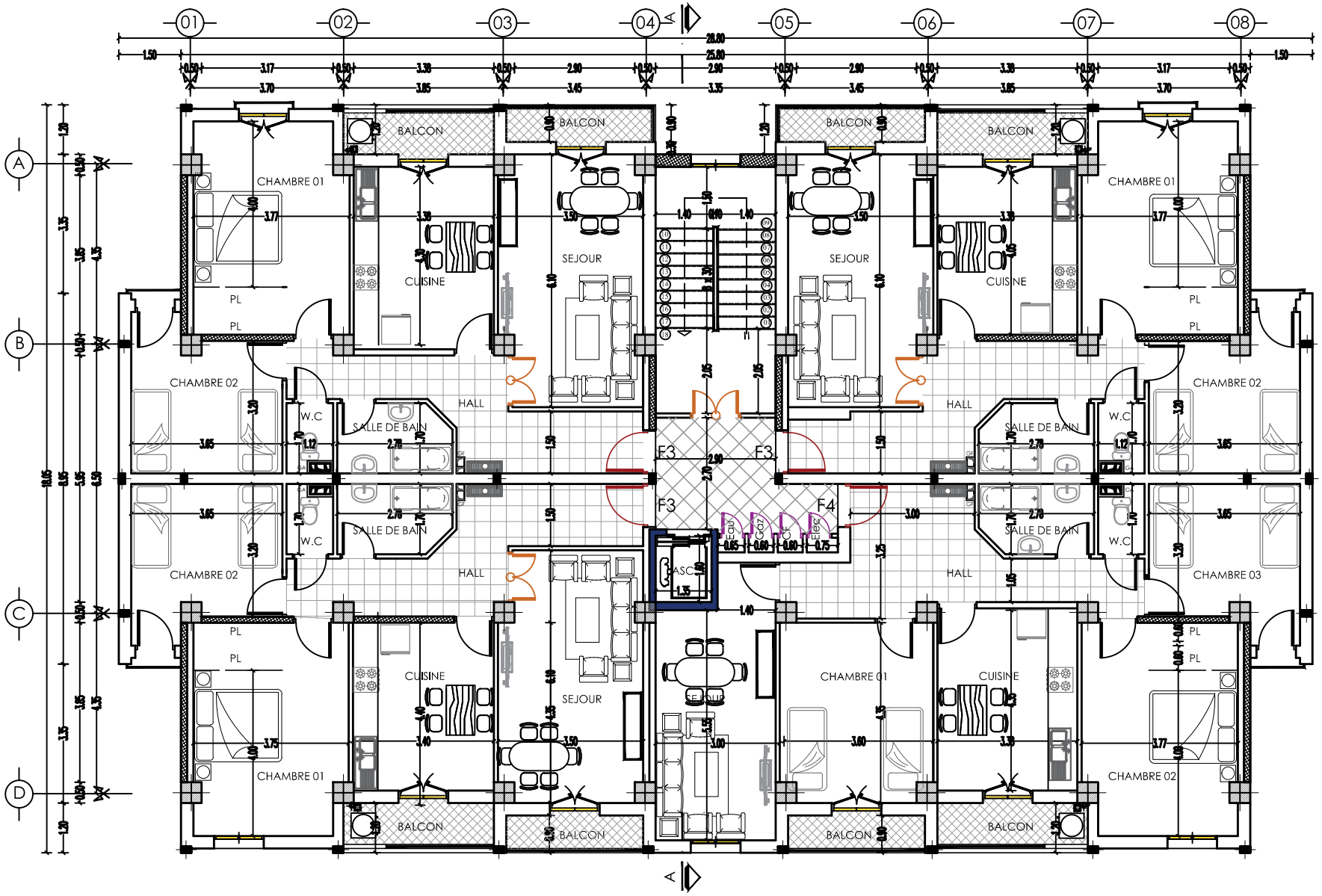
PLAN DE SOUS-SOL



PLAN DE L'ENTRE SOL

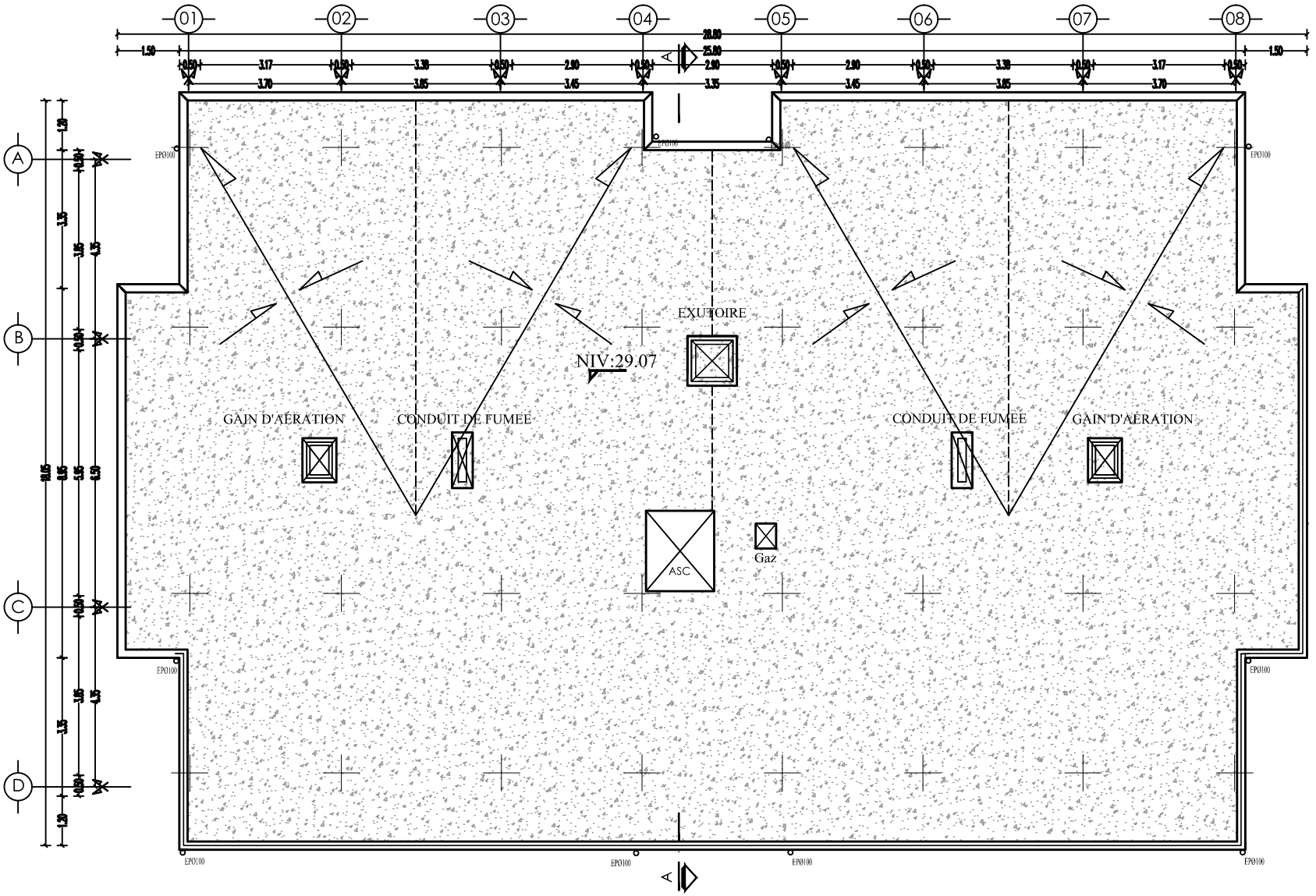
PLAN DU REZ DE CHAUSSEE



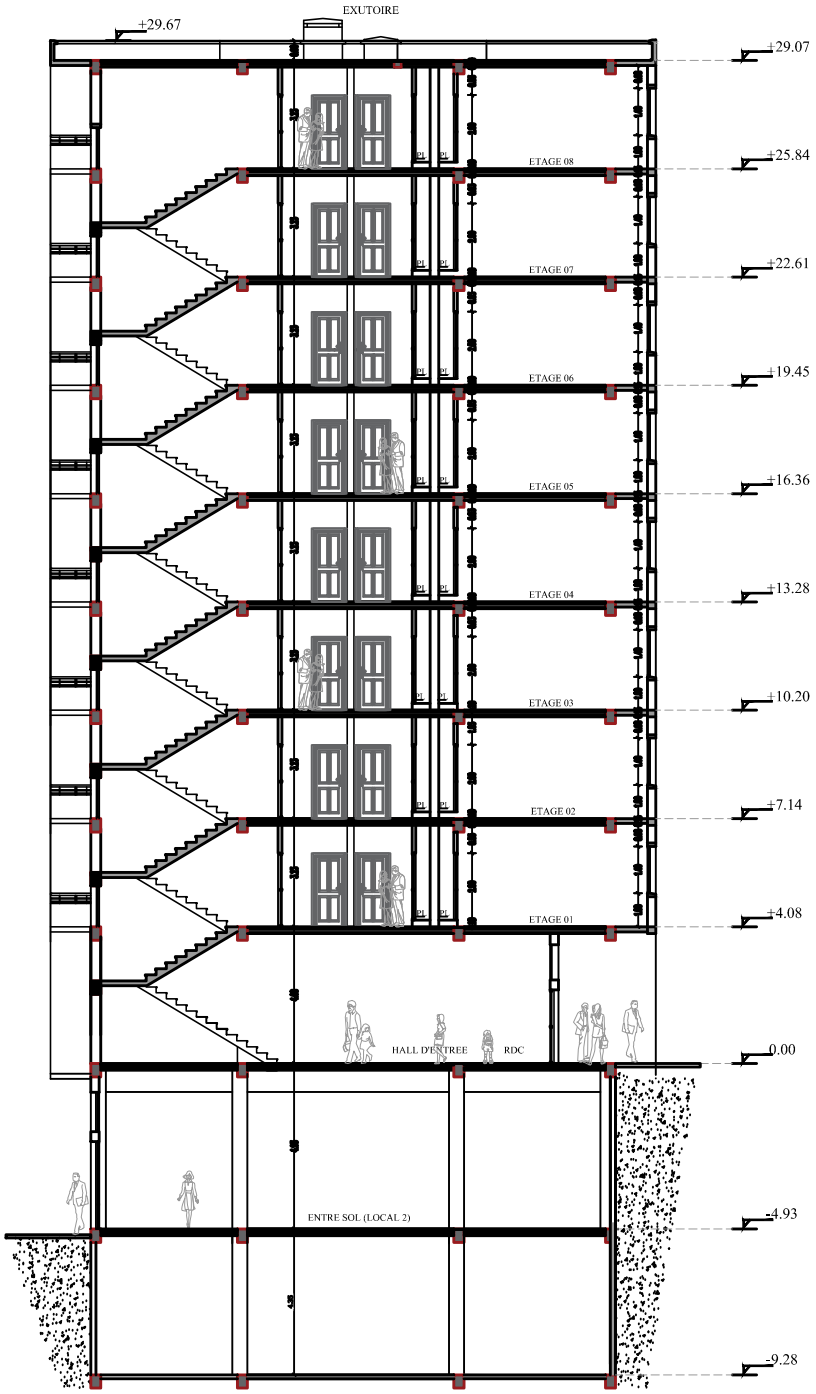


PLAN ETAGE COURANT

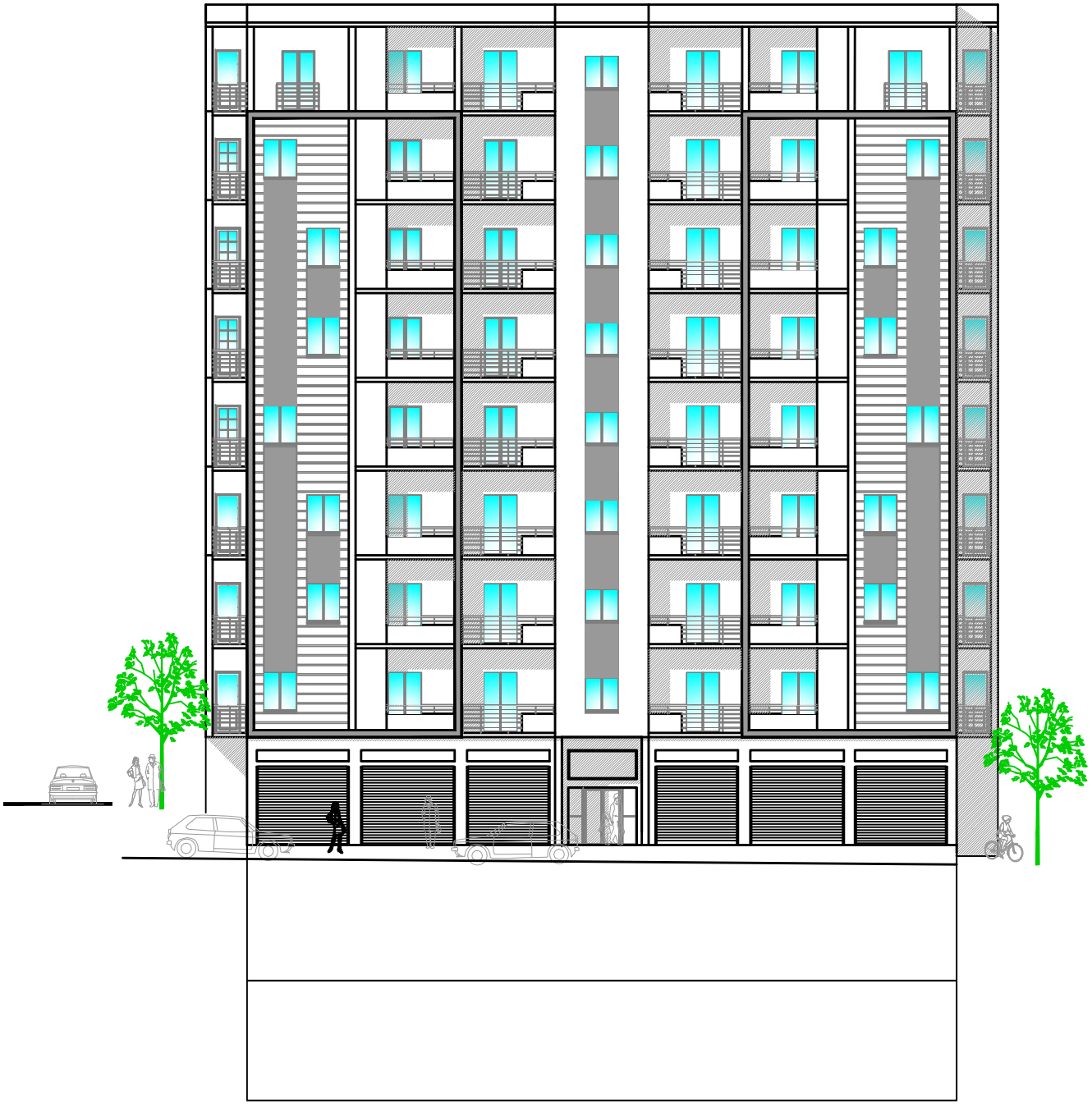
PLAN DE TOITURE



COUPE A-A


EXUTOIRE
+29.67
+29.07
ETAGE 08
+25.84
ETAGE 07
+22.61
ETAGE 06
+19.45
ETAGE 05
+16.36
ETAGE 04
+13.28
ETAGE 03
+10.20
ETAGE 02
+7.14
ETAGE 01
+4.08
HALL D'ENTREE
RDC
0.00
ENTRE SOL (LOCAL 2)
-4.93
-9.28

FACADE PRINCIPALE





FACADE POSTERIEURE

Introduction

Un ingénieur en génie civil s'occupe de la conception, de la réalisation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines. Il assure aussi la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécution généralement criardes. Pour cela nous ne devons pas appliquer uniquement les règlements, mais nous devons impérativement comprendre les facteurs déterminant sur le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique. Pour ce faire, les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calcul rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au Génie Civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps.

Dans cette présente étude, nous nous sommes intéressés à l'étude et à la conception d'un bâtiment en (R+8avec sous-sol et entre sol). Pour le calcul de la structure nous avons utilisé le logiciel de calcul (ETABS) adopté essentiellement aux calculs des ossatures. L'utilisation d'un tel logiciel permet une rapidité d'exécution.

I.1 Introduction

Dans le but de mettre en pratique et de synthétiser les connaissances acquises durant notre cursus, il nous est donné d'étudier et de calculer les éléments résistants d'un bâtiment (SS+ES+R+8)à usage d'habitation et commercial à ossature mixte.

L'ouvrage est d'une importance moyenne (groupe d'usage 2), implanté àla daïra d'OUAGUENOUNE wilaya de Tizi-Ouzou classé zone de moyenne sismicité (zone IIa) selon le RPA99 version 2003.

Le bâtiment est composé de :

- Sous-sol et un entre-sol usage commerciale.
- RDC à usage d'habitation et commerciale.
- 8 étages courants à usage d'habitation.

I.2 Caractéristique géométrique de l'ouvrage

- Les caractéristiques géométriques du bâtiment sont : hauteur de sous-sol :4.35m
- hauteur de l'entre-sol :4.93m
- hauteur de RDC : 4.08m
- hauteur des étages courants : 3.06m
- hauteur de l'acrotère : 0.60m
- hauteur de la salle machine H_{SM}= 2.5 m
- hauteur totale (sans acrotère et la salle machine) : 37.84m
- longueur totale : 28.80m
- largeur totale : 18.05m

I.3Donnée du site

- site meuble « S_3 »
- contrainte admissible du sol"σ_{sol}=5 bars "

I. 4 Eléments de l'ouvrage

a- Ossature

Le contreventement du bâtiment est à ossature mixte composé de **:**

- Poteaux et poutres formant un système en portique dans les deux sens transversalesest longitudinal destiné à reprendre les charges et les surcharges verticales ainsi qu'une partie des charges horizontales.
- De voiles en béton armés disposés dans les deux sens : longitudinal et transversal, constituant ainsi un système de contreventement assurant la rigidité et la stabilité de l'ouvrage.

b- Les planchers

Sont des plans horizontaux séparent deux étages d'un bâtiment et capables de supporter les charges d'utilisation ils assurent deux fonction principales :

- **Fonction de résistance mécanique** : Les planchers supposés infiniment rigides dans le plan horizontal, supportent et transmettent aux éléments porteurs de la structure les charges et les surcharges
- **Fonction d'isolation** : Les planchers isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Dans notre projet on distingue 2 types des planchers :

- **Plancher en corps creux :** ils sont réalisés en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées.
- **Plancher en dalle pleine :** ils sont prévus là où il n'est pas possible de réaliser desplanchers en corps creux. Dans les balcons !

c- Maçonnerie

Elle est composée de matériaux (brique, pierres, ...etc.) liés par un liant (plâtre, ciment, etc.).
Les maçonneries sont constituées de deux types de murs ; à simple et à double cloisons. Dans cette structure :

- **Les murs extérieurs et de séparation des appartements** sont constitués de doubles cloisons en brique creuse de 10cm d'épaisseurs séparées par une lame d'aire de 5 cm.
- **Les murs intérieurs :** sont constitués de cloisons simples en brique creuse de 10cm d'épaisseur.

d- Les Revêtements

Horizontal :

-Carrelage pour les planchers et les escaliers.

- Vertical :

-Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.

-Plâtre et enduits pour les cloisons et les plafonds.

-Mortier de ciment pour les murs de façades

e- Les escaliers

Ce sont des éléments de la construction qui permettent de monter ou de descendre d'un niveau à un autre.
Les escaliers sont constitués de paillasses et de paliers en béton armé coulés sur place avec deux volées par niveau.

f- Cage d'ascenseur

Le bâtiment comporte une seule cage d'ascenseur réalisée en béton armé coulé surplace elle est réalisée pour faciliter le déplacement d'un niveau a un notre.

g- Les balcons

Le bâtiment comporte des balcons en dalle pleine eten corps creux.

h- L'acrotère

Il est réalisé en béton armé sur toute la périphérie du plancher terrasse inaccessible.

i- Les Fondations

Les fondations ont pour rôle la transmission des charges et surcharges de la superstructure au sol. Le choix du mode de fondation à adopter dépend de l'importance de l'ouvrage à réaliser, dessurcharges d'exploitations, de la nature du sol et de la contrainte admissible du sol.

j- Terrasse inaccessible

La terrasse est une aire plane servant à supporter son poids propre et les surcharges d'exploitations. Dans notre cas elle est constituée d'un corps creux et d'une dalle de compression portée pardes poutrelles, en plus des éléments d'étanchéité et d'isolation thermique.

k- Mur plaque

Sont des murs en béton armé. Leurs rôles sont de soutenir les terres et de reprendre une partie des charges provenant de la superstructure.

I.5 Système de coffrage

On opte pour un coffrage classique en bois pour les portiques et un coffrage métallique pour les voiles. Ce type de coffrage présente plusieurs avantages :

- Rentabilité du chantier.
- Réalisation rapide des travaux
- Sécurité de la main d'œuvre

I.6Réglementation utilisée

Nos calculs seront conformes aux règlements en vigueurs, à savoir :

- les techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91 modifiées 99)
- le règlement Parasismiques Algérien (RPA 99, modifié en 2003).
- les charges et surcharges d'exploitation (DTR-BC-2.2).
- Construction en béton armé (CBA 93).

I.7 Caractéristique des matériaux utilisés

Pour la conception de l'ouvrage, deux matériaux essentiels sont à utiliser, à savoir le béton et l'acier

A- Béton

Le béton est un matériau hétérogène multiphasique poreux constitué d'un mélange de granulats et d'une pâte, elle-même constituée à partir de ciment, d'eau et éventuellement d'ajouts. Chaque constituant joue un rôle bien défini. Les granulats constituent le squelette en principe inerte du béton, lui confèrent sa compacité, participent à sa résistance mécanique et atténuent les variations volumiques (retrait) lors du durcissement. La pâte de ciment est le siège des réactions d'hydratation des constituants qui conduisent aux processus de prise et de durcissement et la transforment en matrice liante.

A.1 Résistance caractéristique du béton :

1-Résistance à la compression : Le béton est défini par sa contrainte déterminée à l'âge de 28jours, d'après des essais sur des éprouvettes normalisées. Elle est notéef_{c28}.

Dans notre cas on prend f_{c28} = 25 Mpa.

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âgej<28jours, sa résistance à lacompression est calculée comme suit **(Art A.2.1 .11 BAEL91modifiées99).**

$$fcj = \frac{j}{4{,}76 + 0{,}83\,j} \times fc28 \quad \text{Pour } fc_{28} \leq 40 \text{ MPa.}$$

$$fcj = \frac{j}{1{,}40 + 0{,}95\,j} \times fc28 \quad \text{Pour } fc_{28} > 40 \text{ MPa.}$$

2- Résistance à la traction: La résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jours, notée f_{tj} est définie par la relation suivante :

f_{tj}= 0,6 + 0.06 fc_j(Mpa)

à 28 j :f_{t28}= 0,6 + 0.06 fc_{28}

f_{t28} = 0,6 + 0.06×25

f_{t28} = 2,1 MPa.

Notre béton est caractérisé par :F_{t28} = 2,1 Mpa.

A.2 Contraintes limites du béton:

A.2.1Contraintes limites de compression:

- **Etat limite ultime (ELU)**

La contrainte limite du béton à l'ELUcorrespond à l'état limite de compression du béton. Elle est donnée par la formule suivante **(Art. A.4.3.41, BAEL 91):**

$$\mathbf{f_{bc} = \frac{0{,}85 \cdot f_{c28}}{\theta \gamma_b}} \quad \textbf{en MPA}$$

γ_b : Coefficient de sécurité ;

γ_b = 1,15 si la situation est accidentelle.

γ_b = 1,5 si la situation est courante.

θ : Coefficient relatif à la durée d'application de la charge, tel que :

θ = 1lorsque la durée probable de la combinaison d'action considérée > 24 heures

θ = 0,9lorsque cette durée comprise entre 1 heure et 24 heures.

θ = 0,85 lorsque cette durée est < 1 heure.

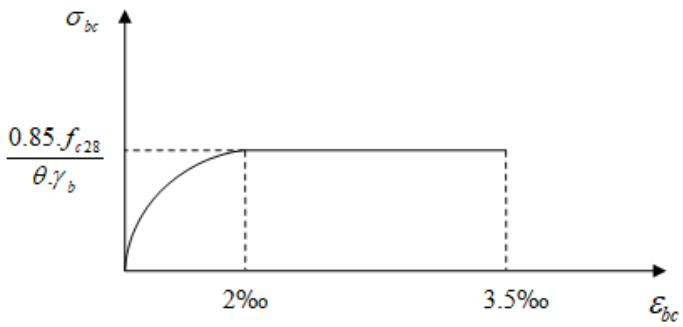


Figure. I.1: Diagramme contraintes – déformations du béton à l'ELU

- **État limite de service (ELS)**

C'est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des constructions ne sont plus satisfaites.

On distingue :

- État limite de résistance à la compression du béton (contrainte de compression limitée).
- État limite déformation (pas de flèche excessive).
- État limite d'ouverture des fissures (durabilité et sécurité des ouvrages).

La contrainte de compression du béton est limitée par **(Art. A.4.5.2, BAEL 91)** :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0{,}6.f_{cj} \text{ D'où } \bar{\sigma}_{bc} = 0{,}6.f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

La déformation dans le béton est considérée comme élastique et linéaire. La relation contrainte-déformation est illustrée dans la figure suivante :

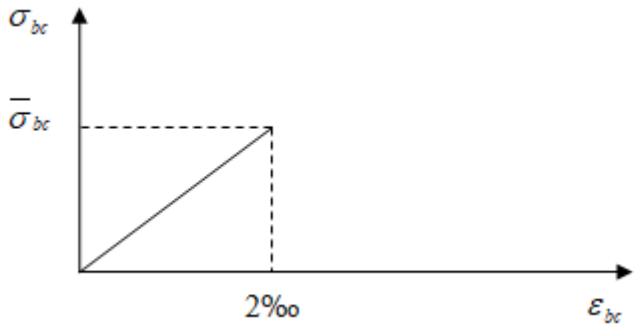


Figure I.2 : Diagramme contraintes- déformationsdu béton (ELS)

A.2.2 Contrainte limite ultime de cisaillement :(Art A.5.1.1 BAEL 91 modifiées 99)

La contrainte tangentielle du béton pour une section rectangulaire est définie par :

$$\tau_U = \frac{Vu}{b.d}$$

Avec :

V_u**:**effort tranchant à L'ELU dans la section ; b**:** largeur de la section cisaillée ;

d = 0.9h **:** Positiondesaciers tendus.

Cette contrainte ne doit pas dépasserles valeurs suivantes **:**

τ_u = min [$\frac{0.2xfcj}{\gamma b}$; 5MPa] pour la fissuration peu nuisible

τ_u = min [$\frac{0.15xfcj}{\gamma b}$; 4MPa] pour la fissuration préjudiciable

A.3 Moduled'élasticité

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

- **Module de déformation longitudinale instantanée : (art A-2.1.21 BAEL 91)**

  Lorsque la contrainte appliquée est inférieur à 24 heures il résulte un module égale àE_{ij}= $11000\times\sqrt[3]{f_{cj}}$.

  Pour F_{c28} = 25 $\Rightarrow$ E_{ij}= 32164,195 MPA

- **Module de déformation différée** : (**Art A.2.1 .22 BAEL 91 modifiées 99**)

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

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

Pour $fc_{28} = 25MPa$ $\Rightarrow E_v = 10819MPa$

- **Module d'élasticité transversale :**

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

E : Module de Young (module d'élasticité).

ν : Coefficient de poisson.

- **Coefficient de poisson(art A-213 BAEL 91 modifie99).:**

C'est le rapport des déformations relatives transversales et longitudinales.

$\left(\nu = \frac{\Delta d / d}{\Delta l / l}\right)$, Il sera pris égal à :

$\nu = 0.2$ à l'état limite de service (ELS).

$\nu = 0$ à l'état limite ultime (ELU).

B- Acier

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression.

Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 02 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

B.1 Caractéristiques des aciers utilisés :

Tableau. I.1: Caractéristiques des aciers

Type d'acier	**Nomination**	**Symbole**	**Limite D'élasticité Fe en MPa**	**Coefficient de fissuration**	**Coefficient de scellement ψ**
Acier en barre	Haute adhérence FeE400	H A	400	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé (T S) TL 520(Φ<6)	T S	520	1,3	1

B.2 Module d'élasticité :(art A 2.2.1 BAEL91)

Le module élasticité longitudinal (Es) de l'acier est pris égal à : Es = 200000 MPa.

B.3 Coefficient de poisson des aciers :

Le coefficient de poisson υ pour les aciers est pris égal à 0,3.

B.4 Les contraintes dans les aciers :

B.4.1à ELU :

La contrainte limite de déformation de l'acier est donnée par **:(art A 4.3.2 BAEL91)**

$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ Avec γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1{,}15$ pour le cas courant.

$\gamma_s = 1$ pour le cas accidentel.

Nuance de l'acier	Situation courante	Situation accidentelle
Fe = 400 MPa	σ_{st}=348 MPa	σ_{st}=400 MPa
Fe = 520 MPa	σ_{st}=452 MPa	σ_{st}=500 MPa

B.4.2 à l'ELS

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et ce en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service d'après les règles BAEL91. On distingue trois cas de fissurations :

a) Fissuration peu nuisible : (BAEL91 /Art 4-5-32)

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

b) Fissuration préjudiciable : (BAEL91/Art 4-5-33)

Cas des éléments exposés aux intempéries. Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s = \min\left\{\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right\}$

Avec : η : coefficient de fissuration égal à :

$\eta = 1{,}6$…….. pour les HA si $\Phi \geq 6mm$

$\eta = 1{,}3$…… pour les HA si $\Phi < 6mm$

c) Fissuration très préjudiciable : (BAEL91 / Art 4-5.3.4) :

Cas d'un milieu agressif ou doit être assurée une étanchéité. Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$\overline{\sigma}_s = \min\left\{\frac{1}{2} f_e ; 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right\}$

B.5 Diagramme contrainte-déformation : (Art A.2.2.2/BAEL 91)

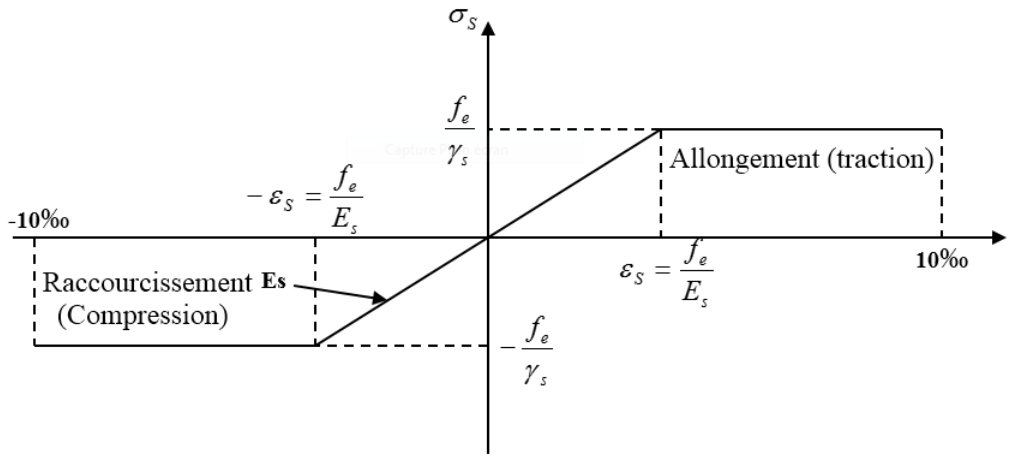


Figure I.3 : Diagramme des contraintes- déformations

C. Protection des armatures

Pour éviter les problèmes de corrosion des aciers, il est nécessaire de les enrobés par une épaisseur de béton suffisante qui dépend des conditions d'exploitation de l'ouvrage. On adapte les valeurs suivantes : (Art A 7.1 BAEL 91 modifiées 99)

- **c ≥ 5 cm :** Pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux atmosphères très agressives (industrie chimique).
- **c ≥ 3 cm** : Pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations.
- **c ≥ 1cm :** Pour les parois situées dans des locaux couverts et qui ne sont pas exposées aux condensations.

I.8Conclusion

Dans ce chapitre on a présenté la structure à étudier, et défini les différents éléments qui la compose ainsi que le choix des matériaux utilisés, sa dans le but d'approfondir cette étude pour faire un pré-dimensionnement précis dans le chapitre que nous entamerons prochainement, afin d'assurer une bonne résistance des matériaux qui constituent notre construction.

II.1 Introduction

Le prédimensionnement des éléments a pour but de définir les dimensions des différents éléments résistants. Il sera fait selon les règles du (BAEL 91 et le RPA 99 modifié 2003), afin d'assurer la stabilité et la résistance de l'ouvrage. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérification.

II.2 Pré dimensionnement du plancher

Dans notre projet, on distingue un seul type de plancher. Ce dernier est composé de corps creux (hourdis) avec une dalle de compression ferraillée avec un treillis a soudé. Les corps creux reposent sur des poutrelles préfabriquées déposées suivant la petite portée.

Afin de limiter la flèche, la hauteur minimale du plancher doit satisfaire la condition suivante :

(article B.6.8,4 2.4/BAEL 91) :

$$h_t \geq \frac{L\max}{22,5}$$

Avec :

-L_{max} : la plus grande portée entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles.

-h_t : Epaisseur de la dalle (hauteur totale du plancher).

Remarque :

En premier temps. Nous prendrons une section minimale de (25x25) cm^2 exigée par le RPA qui correspond à celle d'un poteau en zone IIa.

Dans notre cas : L =385-25=360 cm

Nous aurons donc :

$$ht \geq \frac{360}{22.5} = 16$$

Nous adopterons un plancher de 20 cm d'épaisseur (16+4) qui sera valable pour tous les etages courants :

- 16 cm pour la hauteur du corps creux
- 4 cm pour la hauteur de la dalle de compression

II.3Pré dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments en béton armé coulées sur place, ils ont pour rôle l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

Selon le **(règlement B.A.E.L 91 modifié 99**) les poutres seront pré dimensionnées par la condition de la flèche.

Le dimensionnement de la section rectangulaire doit satisfaire les conditions suivantes**(Art A.4.14 BAEL 91)**

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

$$0.4ht \leq b \leq 0.7ht$$

Tout en respectant les conditions du **RPA99/2003 (article 7.5.1)** relatives au coffrage des poutres à savoir :

- h ≥ 30cm.
- b≥ 20 cm.
- Le rapport h / b≤ 4

Nous distinguons les poutres principales qui sont disposées perpendiculairement aux poutrelles constituant ainsi leurs appuis et les poutres secondaires qui leurs sont parallèle en assurant ainsi le chainage.

II.3.1 Poutres principales (PP)

La hauteur et la largeur des poutres principales sont données par :

$$L/15 \leq ht \leq L/10$$

$$0.4\ ht \leq b \leq 0.7\ ht$$

Avec :

L : est la portée libre de la plus grande travée dans le sens considéré (L=650 cm).

$$L = 650 - 25 = 625cm.$$

$41.66 \leq h_t \leq 62.5 \Longrightarrow$ Nous prendrons : ht =50

$20 \leq b \leq 35 \Longrightarrow$Nous prendrons b = 35cm.

II.3.2 Poutres secondaires(PS)

$L/15 \leq h_t \leq L/10$

$$0.4\ h_t \leq b \leq 0.7\ h_t$$

$$L = 385 - 25 = 360cm$$

$24 \leq h_t \leq 36 \Longrightarrow$Nous prendrons : h_t = 40cm.

$14 \leq b \leq 24.5 \Longrightarrow$ Nous prendrons pour plus de sécurité b =30cm.

Conclusion:

Les poutres principale :(35x50) cm²

Les poutres secondaires : (30x40) cm²

Tableau II.1 : vérification aux exigences du RPA

Conditions	Poutres principales	Poutres secondaires	vérifications
h ≥ 30 cm	50 cm	40 cm	vérifiée
b ≥ 20 cm	35 cm	30 cm	vérifiée
h /b ≤ 4	1.25	1.16	vérifiée

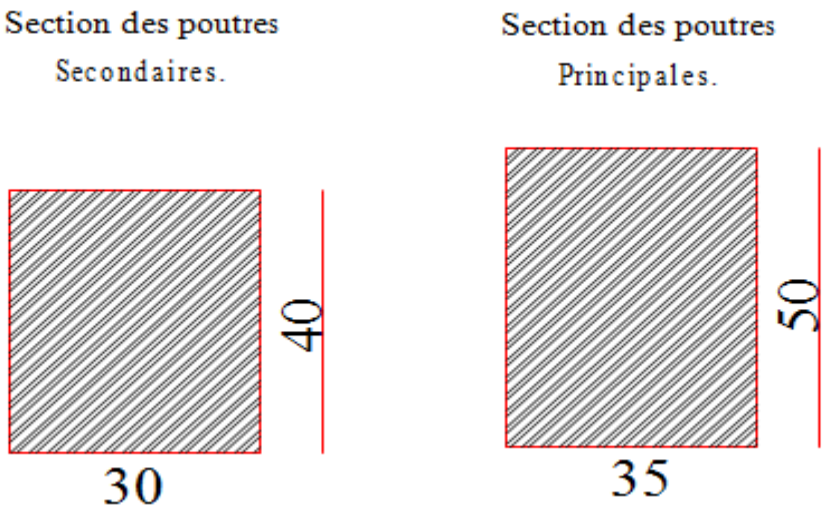


Figure.II.1Sectiondespoutres

II.4 Pré Dimensionnement des voiles

Les voiles sont des éléments de contreventement rigides en béton armé. Ils sont principalement destinés à assurer la stabilité des structures sous l'effet des charges horizontales dues au vent et au séisme d'une part, et d'autre part à reprendre une partie des charges verticales**.**

D'après l'article (**7.7.1 /RPA 99 / modifié 2003**), un élément est considéré comme voile si sa longueur est au moins quatre fois supérieur à sa largeur (lmin ≥ 4a).

Avec : Lmin : longueur min des voiles

a : épaisseur des voiles

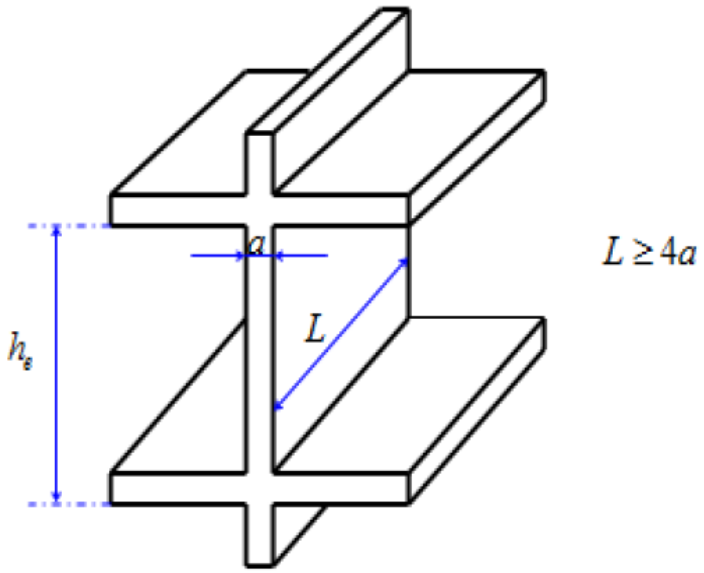


Figure II.2: Coupe d'un voile en élévation

D'après le même article, l'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage he et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué à la figure suivante :

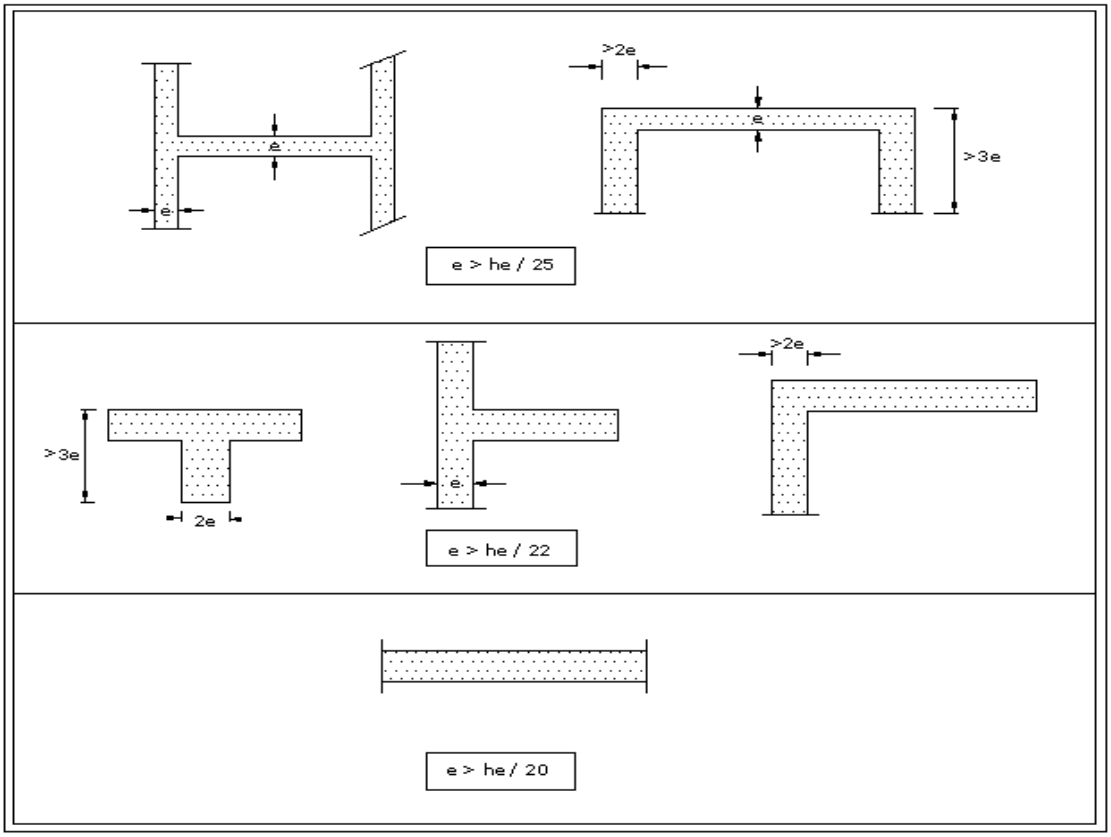


Figure II.3 : Coupe de voile en plan

- **Au niveau du sous-sol :**

h_e = 435-50= 385 cm
a ≥ 385/25 = 15.4cm → a= 20 cm
L ≥ 4 a= 4×20 = 80 cm

L=80 cm

- **Au niveau de l'entre-sol :**

h_e = 493-50=443 cm
a ≥ 443/25 =17.72cm → a= 20 cm
L ≥ 4 a= 4×20 = 80 cm

L=80 cm

- **Rez-de-chaussée :**

h_e =408 -50 = 358 cm
a ≥ 358/25 = 14.32 cm → a= 15 cm
L ≥ 4 a = 4×15 = 60 cm.

L=60 cm

- **Étages courants:**

h_e =306-50 = 256 cm
a ≥ 256/25 = 10.24 cm → a= 15 cm
L ≥ 4 a = 4×15= 60 cm.

L=60 cm

II.5. Calcul de la section des poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à l'état limite de service (ELS) en compression simpleen effectuant la descente de charge pour le poteau le plus sollicitéet en supposant que seul le béton reprend l'effort normal Ns, tel que : Ns= G + Q.
Le RPA nous impose qu'en zone (IIa) la section suivante (b, h) ≥ 25 cm. On prévoit une section de (25×25) cm2.
La section du poteau le plus sollicité est donné par la formule suivante :

$$S \geq \frac{N_S}{\overline{\sigma_b}}$$

Avec:
N_s : effort normal de compression repris par le poteau ;
G : charges permanentes ;
Q : surcharges d'exploitations en tenant compte de la régression des surcharges ;

S : section transversale du poteau ;

$\overline{\sigma}_b$: contrainte limite de service du béton en compression ;

$\overline{\sigma}_b$ = 0,6 fc_{28} = 0,6 x 25 = 15 MPa

Remarque : En premier lieu, nous considérons pour nos calculs la section des poteaux selon le minimum exigé par le RPA **(RPA 99 version 2003/ Art 7.4.1)** qui est de (25×25) cm^2.

II.5.1 Détermination des charges et surcharges

Pour désigner les valeurs des charges permanentes et charges d'exploitations, on se réfère au document technique réglementaire **(DTR B .C.2.2).**

II.5.1.1 Charges permanentes « G » :

a)Plancher terrasse (Inaccessible)

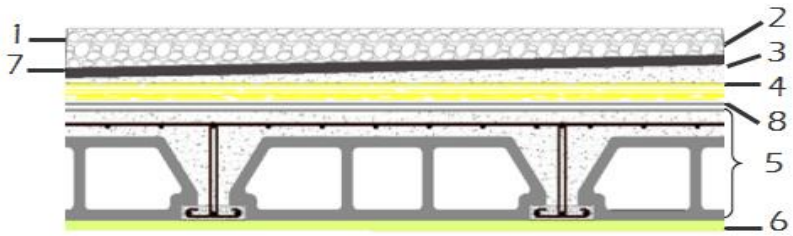


Figure II.4: Coupe transversale du plancher terrasse inaccessible.

Tableau II.2 : Charge permanentes du plancher terrasse inaccessible**.**

Désignation	**Epaisseur (m)**	**ρ (kN/m^3)**	**G (kN/m^2)**
1. Protection en gravillon	0,05	17	0,85
2. Etanchéité multicouche	0,02	06	0,12
3. Forme de pente 1%	0,07	22	1,54
4. Feuille polyane	-	-	0,01
5. Isolation thermique	0,04	04	0,16
6. Dalle en corps creux	0,20	14	2,80
7. Enduit plâtre	0,02	10	0,2
	$G_{terrasse} = \sum G_i$		**5,68**

b) Plancher d'étage courant

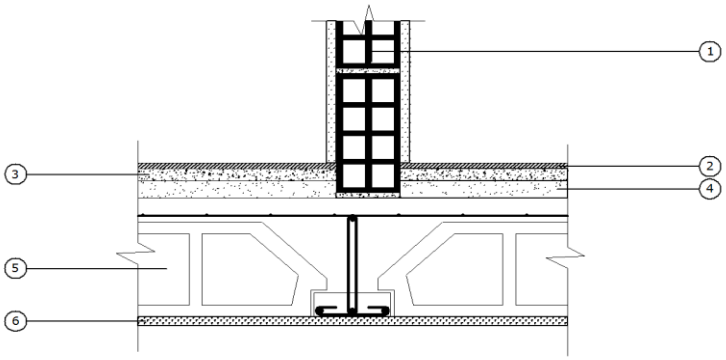


Figure II.5 : Coupe transversale du plancher d'étage courant.

Tableau II.3 : Charges permanentes d'étage courant.

Désignation	Epaisseur (m)	ρ (kN/m^3)	G (kN/m^2)
1. Cloison de séparation	0.10	09	0,90
2. Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
3. Mortier de pose	0,02	20	0,40
4. Couche de sable	0,03	18	0,54
5. Plancher en corps creux)	0.20	14	2,8
6. Enduit en plâtre	0.02	10	0,2
	$G_{étage} = \sum G_i$		**5,24**

C) Maçonnerie :

- **Mur extérieur :**

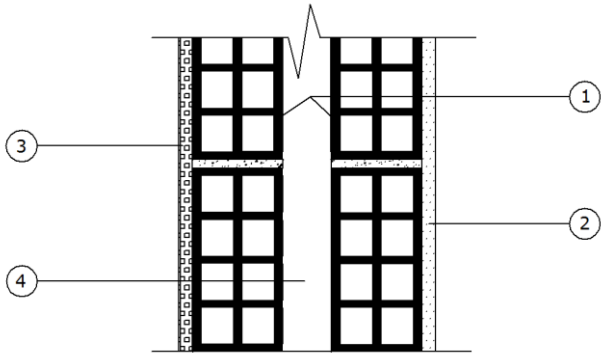


Figure II.6: Coupe transversale du mur double cloison

Tableau II.4 : Charges permanentes des murs extérieurs

Désignation	Epaisseur (m)	ρ (kN/m³)	G (kN/m²)
1. Briques creuses	(0,1)X2	9	1,8
2. Enduit au mortier de ciment	0,02	20	0,40
3. Enduit intérieur en plâtre	0,02	10	0,20
4. Lame d'air	0,05	-	-
	$G_{mur\ ext}=\sum G_i$		2,4

- **Mur intérieur**

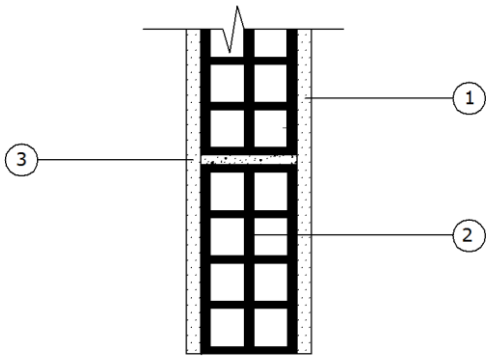


Figure II.7 : Coupe transversale du mur intérieur

Tableau II.5 : Charges permanentes des murs intérieurs

Désignation	Epaisseur (m)	ρ (kN/m³)	G (kN/m²)
1. Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
2. Brique creuse	0.10	9	0.9
3. Enduit en pâtre	0.02	10	0.2
	$G_{mur\ int}=\sum G_i$		1,3

II.5.1.2Surcharges d'exploitation « Q »

Les surcharges d'exploitation sont données par le **DTR B.C. 2.2** dans le tableau suivant :

Tableau II.6 : Surcharges d'exploitation

Elément	Surcharge (Q) (KN/m^2)
Acrotère	1,00
Plancher terrasse inaccessible	1,00
Plancher étage courant à usage d'habitation	1,50
Plancher RDC à usage d'habitation et commerciale	3,50
Plancher SS et ES à usage commerciale	3,50
Balcon	3,50
Escalier	2,50

II.5.2. Localisation du poteau le plus sollicité

Le pré dimensionnement se fera pour le poteau le plus sollicité qui est repéré par (B2). La surface qui lui revient vaut :

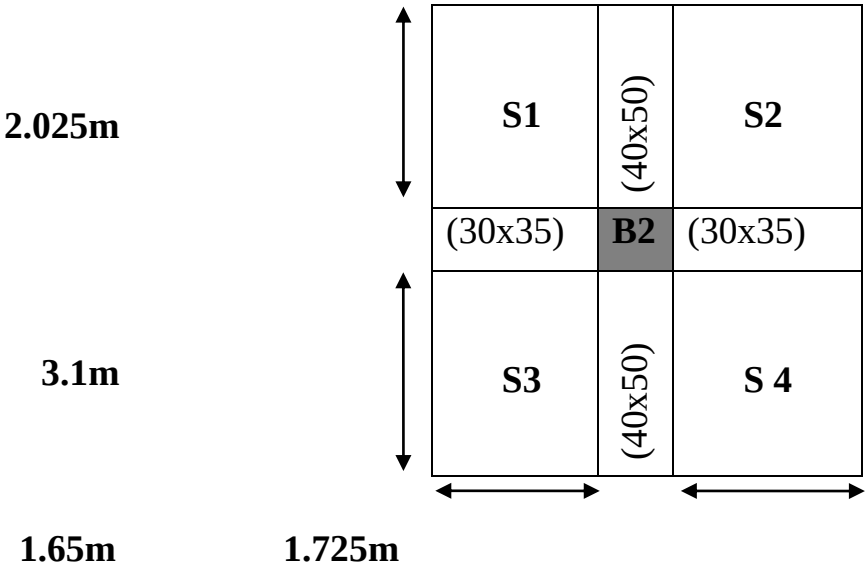


Figure.II.8:Surface d'influence du poteau le plus sollicité (C2)

S_T=S1+S2+S3+S4

S1 = 1,65x2,025= 3.35 m^2

S2 = 1,725x2,025= 3.50 m^2

S3 =1,65x3,1= 5.11 m^2

S4 = 1,725x3,1 = 5.35 m^2

S_T = S1+S2+S3+S4 = 17,31 m^2

II.5.3. Calcul des poids propres des éléments

- **Plancher terrasse**

$P_{Terrasse}$ = $G_{Terrasse}$× S = 5.68×17..31 = 98.321 kN

- **Plancher étage courant**

P étage = 5.24× 17..31 = 90.704 kN

- **Les poutres**

P_{poutre}= (bx h x ρ) x L

Avec :

L : longueur de la poutre

ρ : poids volumique du béton (25kN / m³)

-Poutres principales (40x50) :P_{PP}=(0.4×0.5× 25 × 5.1) = 25.71 kN

-Poutres secondaires (30x35) :P_{PS} = (0.3×0.35x25 × 3.35) = 8.794 kN

D'où le poids total :**Pp_{outres} = 34.504 KN**

- **Poids des poteaux**

Ppot=(S x ρ x he)

Avec :

S : section des poteaux en zone Πa ≥ 25cm (RPA99/ 2003)

ρ : poids volumique du béton (25kn / m³)

-Poteau du Sous-sol :

$P_{pot\ sous\text{-}sol}$= 0.25 × 0.25×25 ×4.35 =6.797 kN

-poteau d' entre-sol :

$P_{potentre\text{-}sol}$= 0.25 × 0.25×25 × 4.93= 7.7 kN

-Poteau du RDC :

P_{RDC}=0.25 × 0.25×25 × 4.08 = 6.375kN

-Poteau d' étages courants :

$P_{étage}$ =0.25×0.25×25×3.06 = 4.781 kN

Surcharge d'exploitation

- Plancher du sous-sol et entre-sol :$Q_{sous\text{-}sol}$= $Q_{entre\text{-}sol}$= 3.5×17.31 = 60.585 kN
- Plancher RDC et étages courants : Q_{RDC}=Q_1= ..... Q_8= 1.50 ×17.31 = 25.965 kN.
- Plancher terrasse : $Q_{Terrasse}$ = Q_0= 1.00 ×17.31 = 17.31 kN

II.5.4Dégression verticale des surcharges d'exploitation

D'après le règlement **DTR B.C. 2.2**, la de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme

indépendantes. Le nombre minimum de niveaux « n » pour tenir compte de cette loi est de cinq.
En raison du nombre d'étage qui compose la tour étudiée n ≥ 5, on doit tenir compte de la loi de dégression pour des surcharges d'exploitation différentes.

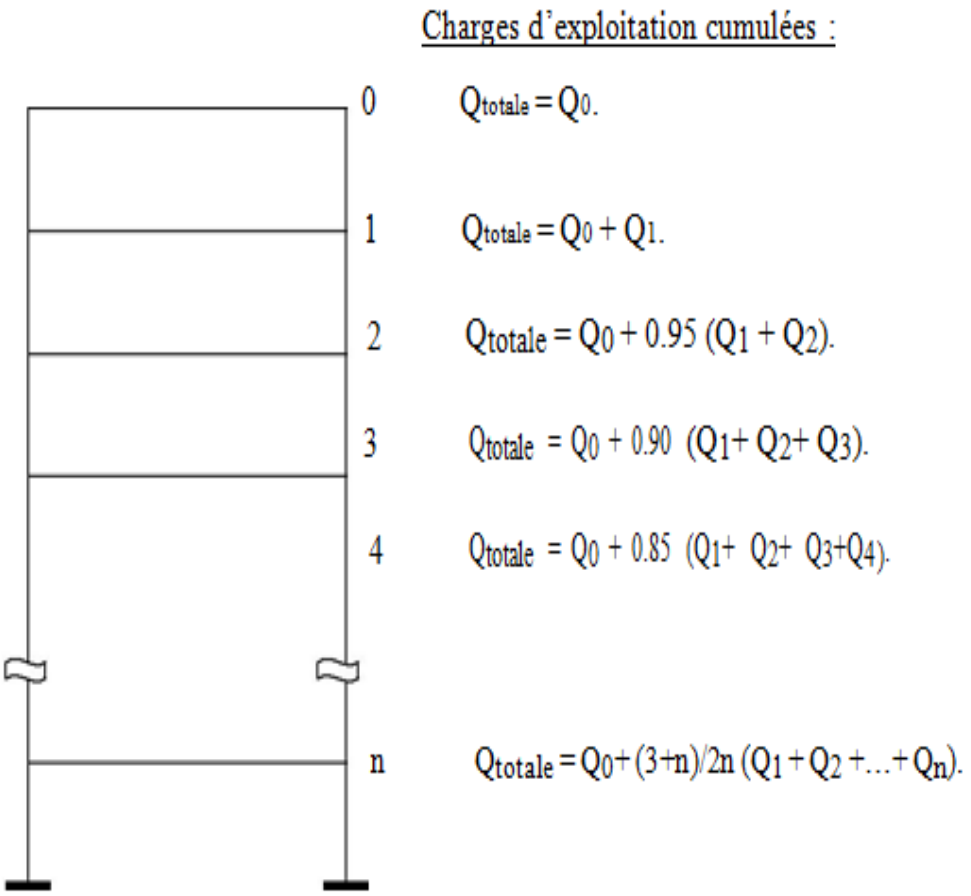


Figure.II.9: Charges d'exploitation cumulées

$$Q_T = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \times Qi\ (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \ldots\ldots + Q_n)$$

Avec :
Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.
Qi : surcharge d'exploitation de l'étage i
n: numéro de l'étage du haut vers le bas
Q_n : surcharge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges.

Tableau II.7 : Les valeurs du coefficient (3+n / 2n)

n	**0**	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**	**10**
Niveau	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC	entre-sol	sous-sol
coefficient	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714	0.688	0.667	0.650

D'après la loi de dégression des surcharges cumulées on obtient :

- ✓ Niv11 = Q_0=17.31 KN

- ✓ Niv10 =Q_0+Q_1 = 17.31+25.965=43.275 KN
- ✓ Niv9 =Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)=17.31+0.95(25.965x2)= 66.6435 KN
- ✓ Niv8 =Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)=17.31 +0.90(25.965x3)=87.416 *KN*
- ✓ Niv7 = Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)=17.31 +0.85(25.965x4)=*105.591 KN*
- ✓ Niv6 =Q_0+0.80 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5) =17.31+0.80(25.965 x5) = *121.17 KN*
- ✓ Niv5 =Q_0+0.75 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6) =17.31+0.75(25.965x6) =134.152 KN
- ✓ Niv4 =Q_0+0.714 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+$Q_{6+}Q_7$) =17.31+0.714(25.965x7) =147.083 KN
- ✓ Niv 3= Q_0+0.688 (Q_1+Q_2+……. +Q_8) =17.31+0.688 (25.965x8) = 160.22 KN
- ✓ Niv 2 = Q_0+0.688 (Q_1+Q_2+……. +Q_9) =17.31+0.677 (25.965x8+60.585) = 198.95KN
- ✓ Niv 1 =$Q0_+$ 0.677 (Q_1+Q_2..+$Q_{10)}$ =17.31+0.65(25.965x8 + 60.585x2) = 231.08KN

Tableau II.8 : Récapitulatif de la descente de charges

	Charges permanentes					**Charges D'exploitation**	**Effort normale**	**Section du poteau en cm²**	
Niv	Poids planchers (kN)	Poids poteaux (kN)	Poids poutres (kN)	G_{tot} (kN)	$G_{cumulée}$ (kN)	Q Cumulée (kN)	N_s= G_c+Q_c (kN)	$S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$	Section adoptée (cm²)
11	98.321	0.00	34.504	132.82	132.82	17.310	150.130	100.080	35x35
10	90.704	4.781	34.504	129.90	262.72	43.275	305.990	203.990	35x35
9	90.704	4.781	34.504	129.90	392.62	66.643	459.263	306.170	35x35
8	90.704	4.781	34.504	129.90	522.52	87.410	609.930	406.620	40x40
7	90.704	4.781	34.504	129.90	652.42	105.591	758.000	505.300	40x40
6	90.704	4.781	34.504	129.90	782.32	121.170	903.490	602.320	45x45
5	90.704	4.781	34.504	129.90	912.22	134.152	1046.372	697.580	45x45
4	90.704	4.781	34.504	129.90	1042.12	147.083	1189.200	792.800	50x50
3	90.704	6.375	34.504	131.58	1173.70	160.220	1333.920	889.280	50x50
2	90.704	7.700	34.504	132.90	1306.60	198.950	1505.550	1003.700	55x55
1	90.704	6.797	34.504	132.00	1438.60	231.080	1669.680	1113.120	55x55

II.5.5 Vérification des sections selon le RPA99 (Art7.4.1)

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

Tableau II.9 : Vérification des sections des poteaux selon le RPA 99

Conditions exigées par le RPA	Poteaux	Valeur calculée	Vérification
min (b,h) ≥ 25 min (b,h) ≥ $\frac{h_e}{20}$ $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$	E-S S-S (55x55)	min (b,h) = (25x25)	Condition vérifiée
		$\frac{h_e}{20} = \frac{385}{20} = 19.25$ $\frac{h_e}{20} = \frac{443}{20} = 22.15$	Condition vérifiée
		$\frac{b}{h} = 1\ 4$	Condition vérifiée
	RDC ,1, (50x50)	min (b,h) = (25x25)	Condition vérifiée
		$\frac{h_e}{20} = \frac{358}{20} = 17.9$ $\frac{h_e}{20} = \frac{256}{20} = 12.8$	Condition vérifiée
		$\frac{b}{h} = 1 \leq$on	Condition vérifiée
	Etages 2,3, (45x45)	min (b,h) = (25x25)	Condition vérifiée
		$\frac{h_e}{20} = \frac{256}{20} = 12.8$	Condition vérifiée
		$\frac{b}{h} = 1\ 4$	Condition vérifiée
	Etages 4,5 (40x40)	min (b,h) = (25x25)	Condition vérifiée
		$\frac{h_e}{20} = \frac{256}{20} = 12.8 = 14.3$	Condition vérifiée
		$\frac{b}{h} = 1$	Condition vérifiée
	Etages 6,7,8 (35x35)	min (b,h) = (25x25)	Condition vérifiée
		$\frac{h_e}{20} = \frac{256}{20} = 12.8$	Condition vérifiée
		$\frac{b}{h} = 1$	Condition vérifiée

II.5.6 Vérification au flambement

Le flambement est une déformation latérale, importante et brusque d'un élément élancé sous l'effet d'une compression. Ce phénomène fait partie des instabilités de forme.

Pour qu'il n'y est pas de risque de flambement des poteaux, la condition suivante doit être satisfaite :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$$

Avec :

. λ : Élancement du poteau.

. l_f : Longueur de flambement ($l_f = 0{,}7 l_o$, donnée par l'article **B.8.3,3 du BAEL 91**).

. l_o: Longueur libre du poteau.

. i : Rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{S}}$).

. I : Moment d'inertie du poteau ($I = \frac{b.h^3}{12}$; pour une section carrée : $I = \frac{b^4}{12}$).

. S : Section transversale du poteau (S= b.h ; pour une section carrée : $S=b^2$).

D'où :

$$\lambda = \frac{0{,}7 l_o}{\sqrt{\frac{b^4}{12}}} \Rightarrow \lambda = \sqrt{12}\,.0,\,7.\,\frac{l_o}{b} = 2.425.\,\frac{l_o}{b}$$

Tableau II.10 : vérifications de flambement des poteaux

ETAGE	Poteaux (cm)	L_0 (m)	L_f=0.7 L_0(m)	λ	Observation
6 7 8	35x35	3.06	2.142	21.20	Condition vérifiée
4 5	40x40	3.06	2.142	18.55	Condition vérifiée
2 3	45x45	3.06	2.142	16.49	Condition vérifiée
1	50X50	3.06	2.142	16.489	Condition vérifiée
RDC	45x40	4,08	2.856	21.986	Condition vérifiée
Entre- sol	55x55	4.93	3.451	23.90	Condition vérifiée
Sous-sol	55x55	4.35	3.045	21.096	Condition vérifiée

La condition de l'élancement $\lambda \leq 50$ est vérifié, donc il n y' a pas de risque de flambement des poteaux.

II.6 Conclusion

Dans ce chapitre on a procédé au pré dimensionnementdes éléments porteurs (poteaux, poutres, voiles, plancher) et à la déterminationdes charges sollicitant ces derniers dans le but de récolter les informations essentielles pour le calcul de ces éléments dans les chapitres qui suivent.

III.1 Introduction

Ce chapitre concerne le calcul des éléments non structuraux tels que l'acrotère, les escaliers et le calcul des éléments structuraux tels que les planchers.
L'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferraillage et les différentes vérifications

III.2. l'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé destiné à assurer la sécurité au niveau de la terrasse. Il est assimilé à une console encastré dans le plancher et est soumis à son poids propre « G »et à une force latérale due à la main courante appliquée horizontalement « Q =1KN/ml » provoquant ainsi, un moment de renversement dans la section d'encastrement. Le calcul des armatures se fait a L'ELU et la vérification à L'ELS pour une bande d'un mètre soumise à la flexion composée due au poids propre de l'acrotère « G » et d'une poussée latérale « Q » due à la main courante provoquant un moment de renversement « Mr ».
L'acrotère est exposé aux intempéries donc **les fissurations sont préjudiciables.**

Avec $\begin{cases} \gamma_b = 1.5 \\ \gamma_s = 1.15 \\ \theta = 1 \end{cases}$

- **Dimensions de l'acrotère**

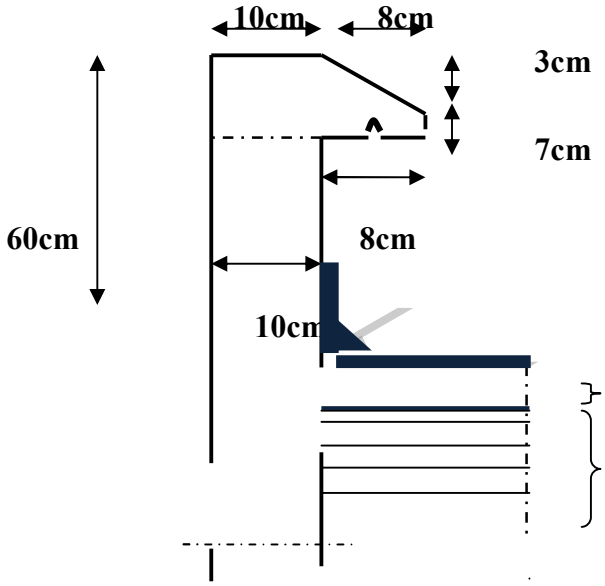


Figure III.1 Coupe verticale de l'acrotère

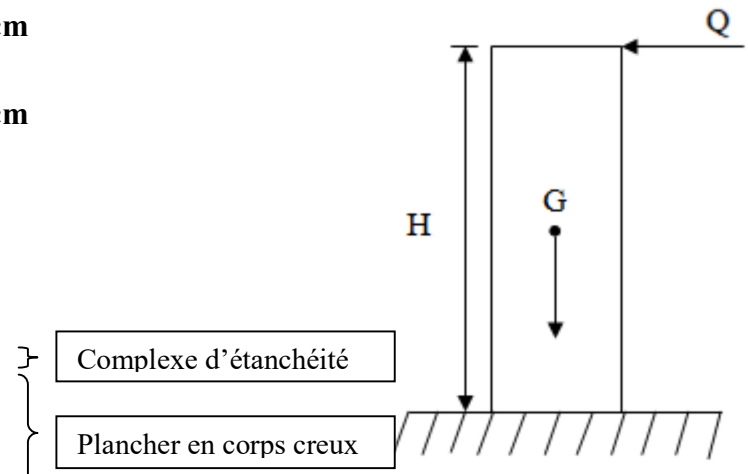


Figure III.2 Schéma statique de l'acrotère

III.2.1. Détermination des sollicitations pour une bande unitaire

- **Poids propre de l'acrotère**

$$G_{acr} = \rho_{beton} \times S_{acr}$$

$$G_{acr} = 25x[(0.6x0.1) + (0.08x0.07) + (0.1x0.03/2)]$$

$$\mathbf{G_{acr} = 1.67\ [KN/ml]}$$

Avec :

ρ: Masse volumique du béton

S : Section transversale

- **Surcharge d'exploitation**

$$Q_{acr} = 1KN$$

- **Moment de renversement M dû à l'effort horizontal**

$$M_Q = Q \times H = 1 \times 0.6 = 0.6\ KN.m$$

$$\mathbf{M_Q = 0.6\ KN.m}$$

III.2.2. Combinaisons de charges

a) A l'état limite ultime ELU

La combinaison de charges est donnée par **(ART A.3.3-2-1 du BAEL 91)** :

1,35 G + 1,5 Q

- Effort normal de compression dû au poids propre (G) :

$$N_U = 1{,}35 \times G$$

$$N_U = 1{,}35 \times 1.67 = 2{,}25\ KN/ml$$

- Effort horizontal (effort tranchant) dû à la main courante:

$$V_u = 1{,}50 \times Q$$

$$V_u = 1{,}50 \times 1 = 1{,}50\ KN/ml$$

- Moment de renversement M dû à l'effort horizontal:

$$M_u = 1{,}50 \times M_Q$$

$$M_u = 1{,}50 \times 0{,}60 = 0{,}90\ KN.ml$$

b) A l'état limite de service ELS

La combinaison de charges est donnée par (**l'article A.3.3-3 du BAEL 91)** : **G + Q**

- Effort normal de compression dû au poids propre (G) :

$$N_s = G$$

$$N_s = 1.67\ KN/ml$$

- Effort horizontal (effort tranchant) dû à la main courante:

$$V_s = Q$$

$$V_s = 1KN/ml$$

- Moment de renversement M dû à l'effort horizontal:

$$M_s = M_Q$$

$M_s = 0{,}60\ KN.m$

C) Diagrammes des efforts internes

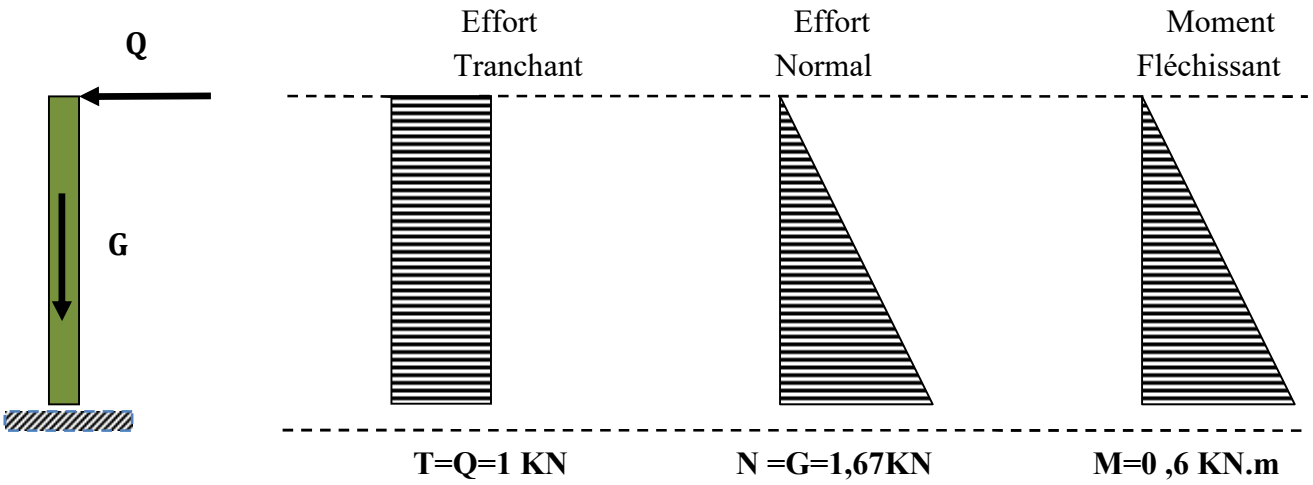


Figure III.3 : Diagrammes des efforts internes.

III.2.3. Le Ferraillage

Le travail consiste en premier lieu à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée à l'ELU sous un effort normal N_u et un moment de flexion M_u.En seconde partie, une vérification de la section à l'ELS.

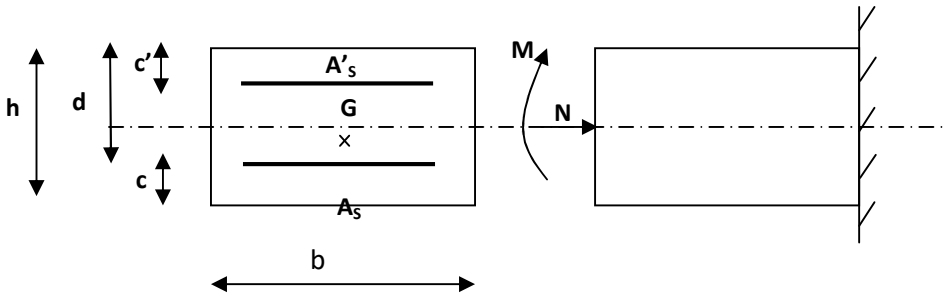


Figure III.4 : Section rectangulaire de l'acrotère soumise à la flexion composée.

h= 10 cm
b = 100 cm
c = c' = 3 cm
d = h – c = 10 – 3 = 7 cm

A. Calcul à L'ELU

- **Position de centre de pression**

Calcul de l'excentricité :

$$\mathbf{eu = \frac{Mu}{Nu}}$$

Avec :

N_u : effort de compression.

C_p : centre de pression.

e_u : excentricité.

C': l'enrobage qui vaut 3[cm].

N_u : effort de compression

$$\left.\begin{array}{l} e_u = \dfrac{0.9}{2.25} = 0.4m = 40cm \\ \dfrac{h}{2} - C = \dfrac{10}{2} - 3 = 2cm \end{array}\right\} \Rightarrow e_u = 40cm \rangle \frac{h}{2} - C = 2cm$$

Le centre de pression de l'effort normal (Point d'application) se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. L'effort normal (*N*) est un effort de compression, donc la section est **partiellement comprimée (SPC).**

⇒ Elle est calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif « M_f », puis on déduit la section d'armatures réelles «A_S» en flexion composée.

- **Calcul de la section d'armatures en flexion simple**

➢ **Moment fictif**

$$\mathbf{M_f = N_u \times g}$$

Avec :

g : Distance entre le centre de pression et le centre de gravité des armatures

$$\mathbf{g = e_u + \frac{h}{2} - c}$$

$$g = 40 + \frac{10}{2} - 3 = 42cm$$

D'où

$$M_f = 2.25X0.41 = 0.945KN.m.$$

M_f=945000N.mm

➢ **Moment réduit**

$$\mathbf{\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}}}$$

Avec :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.20\text{MPa}$$

$$\mu = \frac{945000}{(1000).(70)^2.14.20} = 0.0135$$

$\mu = 0.0136 < \mu_l = 0.392$ ⟶ La section est simplement armée (SSA)

➢ **Calcul des armatures fictives en flexion simple (A_{stf})**

$$\mathbf{A_{stf} = \frac{M_f}{\beta . \sigma_{st} . d}}$$

Avec:

σ_{st}: La contrainte limite d'élasticité de l'acier.

$$\boldsymbol{\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$\boldsymbol{\beta = 1 - 0.4\alpha}$ et $\boldsymbol{\alpha = 1.25\left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right)}$

$\alpha = 1.25\left(1 - \sqrt{1 - 2x0.0135}\right) = 0.0169$

$\beta = 1 - 0.4x0.0169 = 0.9932$

$\boldsymbol{\alpha = 0.0171}$ **d'où** $\boldsymbol{\beta = 0.9932}$

$$\boldsymbol{\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa}$$

$$\mathbf{A_{stf}} = \frac{945000}{0.9932x348x70} = 39.06\text{mm}^2$$ ⟶ $\mathbf{A_{stf}=0.3906cm^2}$

B. Calcul des armatures réelles en flexion composée (A_{st})

$$\mathbf{A_{st} = A_{stf} - A'_{st}} \quad \rightarrow \quad \mathbf{A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}}$$

$$\text{Ast} = 0.3906 - \frac{2250}{348X10^2} = 0.325\text{cm}^2$$

$\mathbf{A_{st} = 0.325cm^2 A_{sc} = 0cm^2}$

III.2.4. Vérification à l'ELU

1. Condition de non fragilité du béton (BAEL91/ Art A.4.2.1)

Un élément est considéré comme non fragile lorsque la section des armatures tendues qui travaille à la limite élastique est capable d'équilibrer le moment de première fissuration de la section droite.

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d \times \frac{e_s - 0.45d}{e_s - 0.185d}$$

Avec $\begin{cases} f_{t2} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1MPa \\ e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.67} = 0.359m = 35.9cm \end{cases}$

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{2.1 \times 10^2}{400 \times 10^2} \times 100 \times 7 \times \frac{35.9 - 0.45 \times 7}{35.9 - 0.185 \times 7} = 0.799 cm^2$$

$\left.\begin{array}{l} \mathbf{A_{st} = 0.320\ cm^2} \\ \mathbf{A_{min} = 0.799\ cm^2} \end{array}\right\} \Rightarrow \mathbf{A_{min} \geq A_{st} \Rightarrow A_s = max\ (A_{st}\ ;\ A_{min}) \Rightarrow A_s = 0.799 cm^2}$

⟹ la condition de non fragilité n'étant pas vérifiée, on adopte la section minimale.

$A_s = A_{min} = 0.792\ cm^2$ → la section d'acier est **4HA8=2,01cm²** Avec un espacement:

$$S_t = \frac{100}{4} = 25cm^2$$

- **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502\ cm^2$$

Donc :**A_r= 4HA8=2.01cm²**Avec un espacement:

$$S_t = \frac{60 - 7.5}{3} = 17\ cm^2$$

2. Vérification aux cisaillements :(BAEL 91/Art A.5.1)

La fissuration est préjudiciable, donc :

$$\boldsymbol{\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = min\left\{0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\right\} MPa}$$

Avec :

$$\boldsymbol{\tau_u = \frac{V_u}{bd}}$$

τ_u : Contrainte de cisaillement

D'où :

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0.0214 MPa$$

$$\bar{\tau}_u = min\left\{0.15 \frac{25}{1.5}; 4\right\} MPa$$

$\bar{\tau}_u = min\{2.5; 4\} MPa \Longrightarrow \boldsymbol{\bar{\tau}_u = 2.5 MPa}$

$\boldsymbol{\tau_u = 0.0214MPa \ll \bar{\tau}_u = 2.5MPa}$

La condition est vérifiée donc pas de risque de cisaillement (les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

3. Vérification de l'adhérence et d'entrainement des barres : (BAEL91/Art A.6.1.3)

Il faut vérifier :

$\boldsymbol{\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}}$ $\qquad f_{t28} = 2.1MPa$

Avec :

$\boldsymbol{\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15}$ MPa

ψ_s : Coefficient de scellement droit ; $\begin{cases} \psi_s = 1.5 \rightarrow HA \\ \psi_s = 1 \rightarrow RL \end{cases}$

$$\boldsymbol{\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum Ui}}$$

$\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 4 \times 3{,}14 \times 8 = 100.48\text{mm}$; n : nombre de barres

D'où :

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 70 \times 125.6} = 0.236\text{MPA}$$

$\tau_{se} = 0.236\text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15\text{MPa}$

Donc il n'ya pas de risque d'entraînement des barres. Le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

4. Ancrages des barres (Art A.6.1.22/BAEL91)

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa longueur de scellement droit « Ls ».

$$\boldsymbol{L_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{su}}}$$

Avec :

$\boldsymbol{\tau_{su} = 0.6\Psi^2 f_{t28}}$

$\tau_{su} = 0.6(1.5)^2 \times 2.1 = 2.835\text{MPa}$

Alors :

$$L_s = \frac{8 \times 400}{4 \times 2.835} = 282.2\text{mm}$$

$L_s = 28.22cm$

Soit : $\mathbf{L_s = 30cm}$

III.2.5. Vérifications à L'ELS

1. Etats limite de compression de béton (Art A.4.5.2/BAEL91)

a. Vérification des contraintes dans l'acier

$$\boldsymbol{\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right\}}$$

Les aciers : $\begin{cases} HA: \Phi \geq 8mm \\ feE400 \Rightarrow \eta = 1.6 \end{cases}$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3}400; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\{266.667; 201.636\}$$

$$\boldsymbol{\bar{\sigma}_{st} = 201.636MPa}$$

$$\boldsymbol{\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta d A_s}}$$

Calcul β :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

$$\rho = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 7} = 0.287 \rightarrow \beta = 0.9155 \quad \rightarrow K = 44.17$$

$$\boldsymbol{\sigma_{st}} = \frac{0.6 \times 10^3 \times 10^3}{0.9155 \times 70 \times 2.01 \times 10^2} = 46.579MPa$$

$$\boldsymbol{\sigma_{st} = 46.579MPa}$$

$\boldsymbol{\bar{\sigma}_{st} = 201.636MPa > \sigma_{st} = 46.579MPa}$ ⟹ Condition vérifiée.

b. Vérification des contraintes dans le béton

$$\boldsymbol{\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}} \begin{cases} \boldsymbol{\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15MPa} \\ \boldsymbol{\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K}} \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{46.579}{44.17} = 1.054MPa$$

$\boldsymbol{\sigma_{bc} = 0.971MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa}$ ⟹ Condition vérifiée

2. Vérification de l'acrotère au séisme :*(RPA99/Art 6.2.3)*

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

$$\boldsymbol{F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p}$$

Avec :

A : Coefficient de l'accélération de la zone obtenu dans le tableau **(4-1)** du **RPA** en fonction de la zone et du groupe d'usage.

A=0,15→ { Tizi ouzou Zone **IIa**
Groupe d'usage **02**

C_p : Facteur de forces horizontales pour les éléments secondaires variant entre 0,3 et 0,8

(Tableau 6- 1.RPA modifier 2003)

Pour notre cas **C_p=0,8 (**élément en console).

W_p= Poids de l'élément considéré **W_p = G = 1.67 KN/ml**

D'où :

$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,67 = 0,80\ KN/ml$

Vérifions que F_p< Q

F_p = 0,81KN/ml < Q = 1KN/ml ⟹ condition vérifier

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique F_P, d'où le ferraillage adopté précédemment est convenable.

On adopte le ferraillage suivant :

Deux nappes d'armatures

- **Armatures principales** : 4HA8/ml = 2,01cm^2/ml avec un espacement S_t = 25cm.
- **Armatures de répartition** : 4HA8/ml = 2.01cm^2/ml avec un espacement S_t = 17 cm.

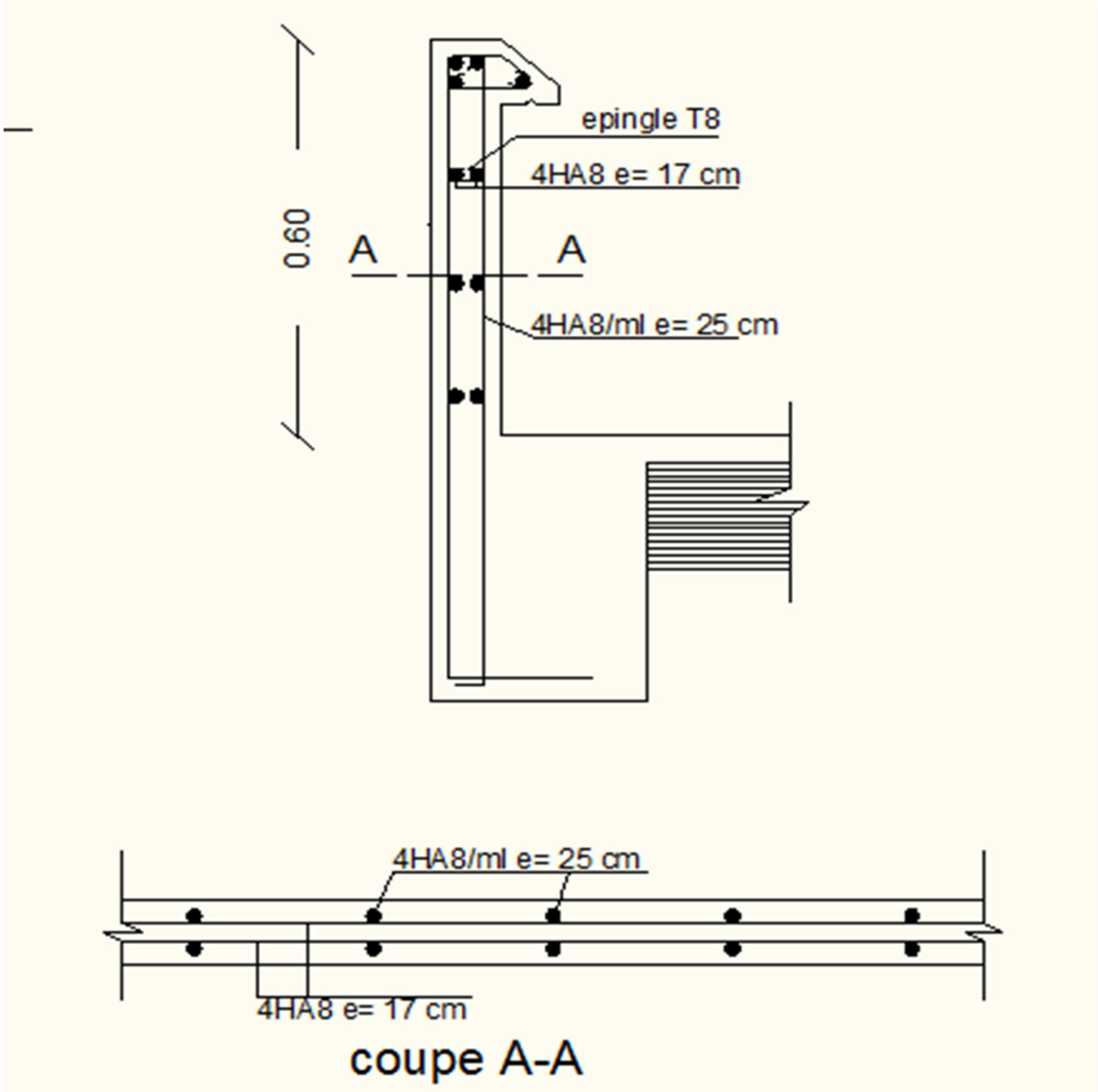


Figure III.5 : ferraillage de l'acrotère

III.3. Les planchers :

III.3 .1. Les planchers à corps creux

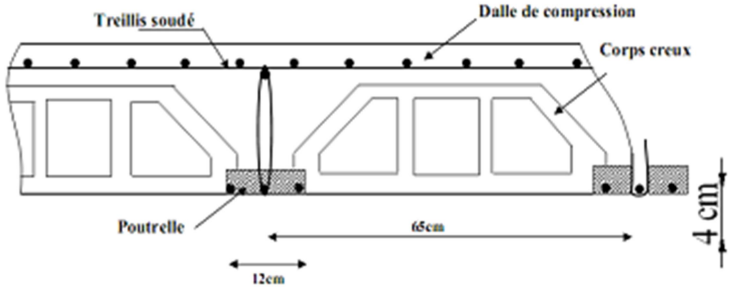
Le calcul se fera pour le plancher de l'étage courant, constitué en corps creux d'épaisseur (16+4) et d'une dalle de compression 4cm reposant sur des poutrelles préfabriquées sur chantier et disposées suivant le sens de la petite portée.

- Nervures appelées poutrelles de section en Te
- Corps creux, sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique sa dimension est de 16 cm
- Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armature ayant pour but :

-Limiter les risques de fissuration par retrait

- Résister aux effets des charges appliqués sur les surfaces réduites,

- Résister aux effets de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées notamment celles correspondant aux charges,



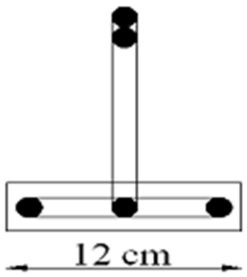


Figure III.6: Coupe verticale d'un plancher en corps creux. **Figure III.17: poutrelle.**

III.3.2. Dalle de compression

La dalle de compression a une épaisseur de 4 cm et sera armée d'un treillis soudé (TLE 520, Φ≤ 6 mm) ; dont les mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au **BAEL 91 (art B.6.8.423).**

Les dimensions des mailles du treillis soudé ne doivent pas dépasser :

- 33 cm pour les barres parallèles aux poutrelles.
- 20 cm pour les barres perpendiculaires aux poutrelles.
- Le ferraillage est donné par les formules suivantes :

Armatures perpendiculaires aux poutrelles (A ⊥) :

$(A_{\perp} \geq \frac{4L}{fe})$

1. **Calcul des armatures**
   a. **Armatures perpendiculaires aux poutrelles (Nervures)**

$(A_{\perp} \geq \frac{4L}{fe})$ si 50 cm ≤L≤80 cm

($A \perp \geq \frac{200}{fe}$) si L≤50 cm

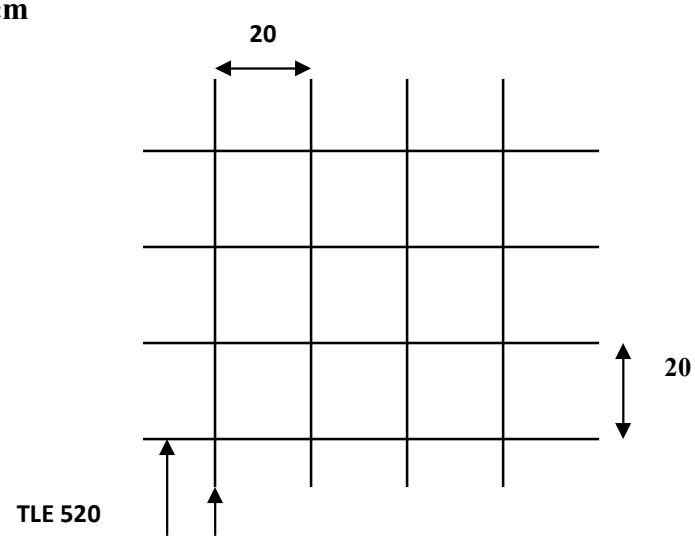


Figure III.8 : treillis soudé (20x20) cm^2

Dans notre cas L=65[cm]

($A \perp \geq \frac{4L}{fe}$)

Avec :

L : Entre axe des poutrelles en (cm)

$A \perp$: cm^2 par mètre linéaire

Fe : Limite d'élasticité de l'acier

$A \perp \geq \frac{4x65}{520} = 0,5 cm2/ml$

On adoptera 5 T5 ml= 0,98 cm^2/ml avec un espacement de 20 cm

b. Armatures parallèles aux poutrelles (Nervures)

$A// \geq \frac{A \perp}{2} = \frac{0,98}{2} = 0,49 cm^2/ml$

On adoptera 5 T5 ml= 0,98 cm^2/ml avec un espacement de 20 cm

On adoptera pour un treillis soudé TLE 520 (5X200X5X200)

III.3.3. Calcul de la poutrelle :

Elles sont de section en Té, distance entre axe est de 65cm ; le remplissage en corps creux est utilisé comme coffrage perdu.

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément reparties, et le calcul ce fait en deux étapes avant le coulage de la dalle de compression et après coulage de la dalle de compression.

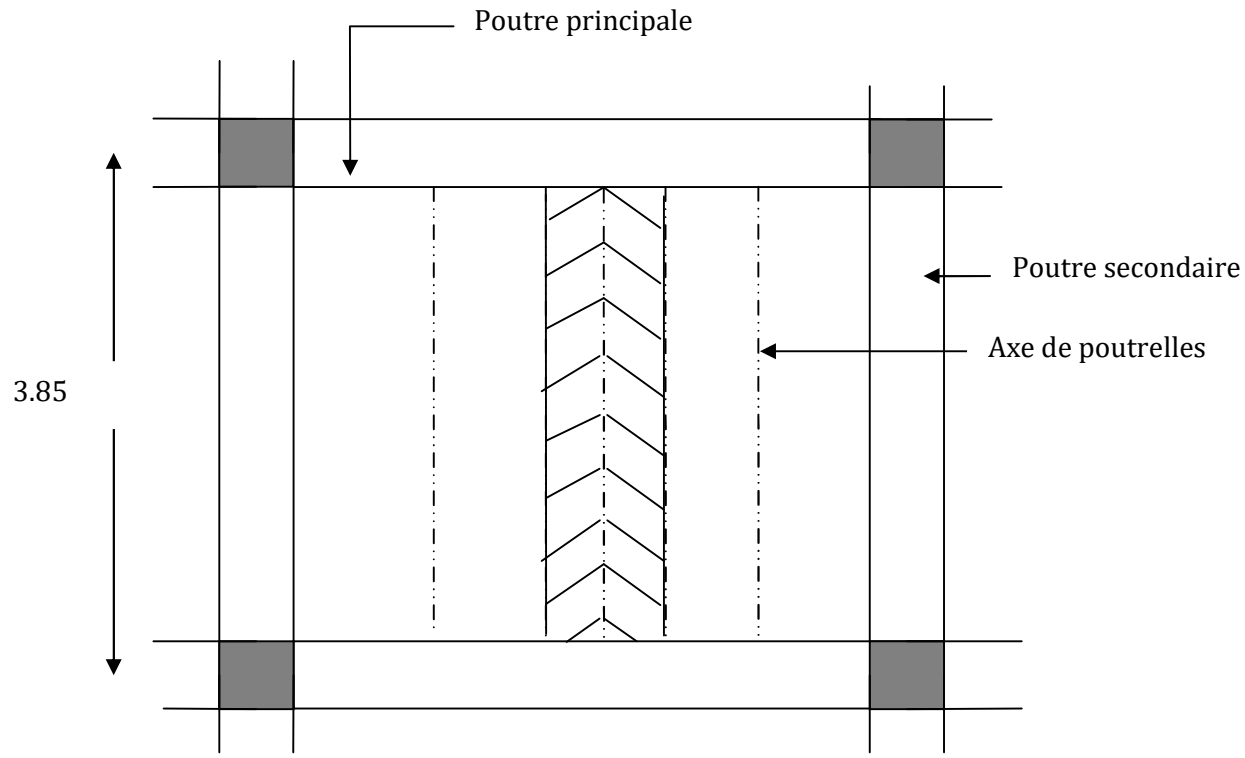


Figure III.9 : la disposition des poutrelles

a. Etape 1 : avant coulage de la dalle de compression

Les poutrelles est considérée comme une poutre de section rectangulaire (12X4) cm^2 reposant sur deux appuis, elle est sollicitée par une charge uniformément répartie représentant son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l'ouvrier :

- **Charges permanentes**

-Poids propre de la poutrelle : G1=0 ,12X0,04X25=0,12KN /ml
-Poids propre du corps creux : G2= 0,65 X 0,95=0,62KN /ml
G=G1+G2=0,12+0,62=0 ,74 KN/ml

- **Charges d'exploitation (surcharge)**

-poids due à l'ouvrier : Q=1KN /ml

- **La combinaison des charges ELU**

q_u=1,35G+1,5Q
q_u=1,35(0,74) +1,5(1)=2,5 KN /ml **q_u=2,5 KN /ml**

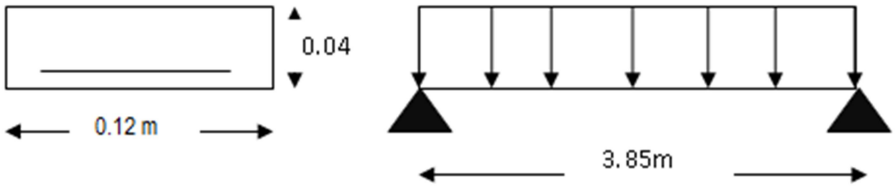


Figure III.10 : statique de la poutrelle

Calcule se fera pour la travée la plus défavorable avec L=3.85m

- **Calcul des moments en travée**

$$M_\mu = \frac{qul^2}{8} = \frac{2{,}5x3{,}85^2}{8} = 4{,}63KNm$$

- **Calcul des efforts tranchants**

$$T_u \frac{qul}{2} = \frac{2{,}5x3{,}85}{2} = 4{,}813KN$$

- **calcul des armatures:**

soit : c=2cm , b=12cm , h=4cm, $d = h - c = 4 - 2 = 2cm$

$\mu_\mu = \frac{\mathbf{M_\mu}}{bd^2 f_{bu}}$, avec $f_{bu} = \frac{0{,}85f_{c28}}{\theta\gamma_b}$

$f_{bu} = \frac{0{,}85x25}{1x1{,}5} = 14{,}2Mpa$ Avec $\theta = 1$, $\gamma_{b=1,5}$

Alors $\mu_\mu = \frac{\mathbf{4{,}63x10^3}}{12x2^2x14{,}2} = 6{,}79 > \mu_1 = 0{,}392$ → **Section Doublement Armée**

Sachant que les armatures des poutrelles est de 4cm il est impossible de disposer des armatures de compression, et de traction, ce qui nous obliges de prévoir des étais intermédiaires afin d'aider les poutrelles à supporter les charges et surcharges aux quelles elles sont soumises avant le coulage

Etape 2 : calcul après le coulage de la dalle de compression

Après le coulage, la poutrelle travaille comme une poutre en Té reposant sur des appuis intermédiaire, partiellement encastrées à ses deux extrémités, Elle supporte son poids propre ainsi que les charges et les surcharges revenant au plancher

Dimensionnement de la poutrelle (B,A,E,L/Art ,4,1,3)

- **La largeur de la dalle de compression**

La dalle de compression est coulée sur place, elle est armée d'un treillis soudé. La poutrelle est calculée comme une poutre en T, dont la largeur efficace de la table de compression est fixée par la plus restrictive des conditions suivantes :

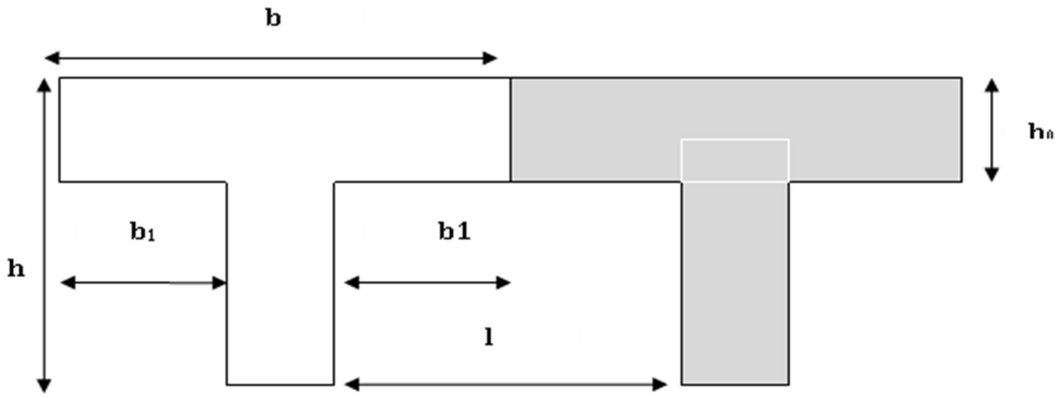


Figure III.11 : la section en T

Sachant que:

h: hauteur totale du plancher. (h = 16+4).

h_0: Épaisseur de la dalle de compression (h_0 = 4 cm).

b_0 : Largeur de la nervure (b_0= 12 cm).

$$b_1 \leq \min\left\{\frac{L}{10}; \frac{L_0}{2}; 8h_0\right\}$$

L_0: Distance entre axe des poutrelles (65cm)

$L_0 = 65 - 12 = 53cm$

L : Longueur libre entre nus d'appuis l_0 = 3.85 m (la travée la plus sollicitée).

b: largeur de la dalle de compression à prendre en considération dans les calculs.

D'où :

$b_1 \leq \min\{26{,}5\,; 38.5; 32\}$

b1 = 26.5 cm

$b = 2b_1 + b_0 = 2(26{,}5) + 12 = 65cm$

b. Charges permanentes et les charges d'exploitation

- **Charges permanentes :**

La terrasse : G=5,68x0,65=3,692 KN/ml

L'étage courant : G=5,24x0,65=3,406KN/ml

RDC Entre sol sous sol : G=5,24x0,65=3,406KN/ml

- **Surcharges d'exploitation :**

La terrasse : Q=1,00 x 0, 65=0,65 KN/ml

L'étage courant : Q=1,5 x 0, 65=0,975KN/ml

RDC Entre sol : Q=3,5 x 0, 65=2,275KN/ml

c. Combinaison des charges

- **Plancher de RDC et l'Entre-sol**

A L'ELU :$q_u = 1{,}35\,G + 1{,}5Q = 1{,}35(3{,}406) + 1{,}5(2{,}275) = 8{,}01 KN/ml$

A L'ELS:$q_s = G + Q = 3{,}406 + 2{,}275 = 5{,}681\ KN/ml$

- **Plancher Etage courant**

A L'ELU :$q_u = 1{,}35\,G + 1{,}5Q = 1{,}35(3{,}406) + 1{,}5(0{,}975) = 6{,}06 KN/ml$

A L'ELS:$q_s = G + Q = 3{,}406 + 0{,}975 = 4{,}381\ KN/ml$

- **Plancher terrasse**

A L'ELU :$q_u = 1{,}35\,G + 1{,}5Q = 1{,}35(3{,}692) + 1{,}5(0{,}65) = 5{,}959\ KN/ml$

A L'ELS:$q_s = G + Q = 3{,}692 + 0{,}65 = 4{,}342\ KN/ml$

Remarque:

Vu la différence des surcharges entre le Entre-sol et l'étage courant on effectuera le calcul pour le cas le plus défavorable (Entre-Sol)

III.3.4. Etude du plancher Entre-sol

La détermination des moments et des efforts tranchants se fera à l'aide de l'une des trois méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire
- Méthode des trois moments
- Méthode de Caquot

1. Choix de la méthode

- **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire**

La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modérée. La surcharge d'exploitation au plus égale à 2 fois la charge permanente ou 5 KN/ m2

G=5,24 KN/m^2

Q=3,5 KN/m^2

$Q \leq \{2G, 5KN/m^2\}$

2G=2x5,24=10,48 KN/ml

$Q \leq \{10{,}48\ ;\ 5KN/m^2\}$ → **la condition est vérifiée.**

2°/ Les moment d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées

$I = \frac{bh^3}{12}$ → **la condition est vérifiée.**

3°/ Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

$$\mathbf{0,8} \leq \frac{\boldsymbol{L_i}}{\boldsymbol{L+i}} \leq \mathbf{1,25}$$

$$\frac{3{,}70}{3{,}85} = 0{,}96$$

$\frac{3,85}{3,45} = 1,12$

$\frac{3,45}{3,35} = 1,02$

$\frac{3,35}{3,45} = 0,9$

$\frac{3,45}{3,85} = 0,89$

$\frac{3,85}{3,70} = 1,04$ → **la condition est vérifiée**

4°/ la fissuration est considérée comme non préjudiciable**.** → **la condition est vérifiée.**

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable.

2. Principe de la méthode : (BAEL91 modifie 99)

elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et des moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 dans la travée dite de comparaison, c'est à dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

α : Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation pondéré

$\boldsymbol{\alpha = \frac{Q}{Q+G}}$ Avec $\mathbf{0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3}}$

Avec :

-M_0: la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante de même portée **L** que la travée considérée est soumise aux mêmes charges ($M_0 = \frac{qL^2}{8}$)

- M_e : valeur absolue du moment sur l'appui de droite la travée considérée.

-M_w: valeur absolue du moment sur l'appui de gauche la travée considérée.

-**Mt** : Moment maximal en travée prise en compte dans le calcul de la travée considérée.

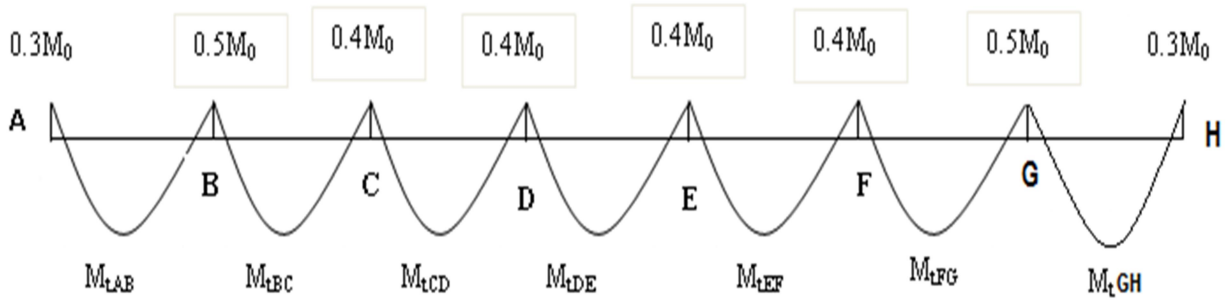
Les valeurs de **M_e**,**M_w** et **Mt,** doivent vérifier les coefficients suivants tel que :

- ✓ $M_t \geq \max[1,05\,M_0, (1+0,3\alpha)M_0] - \frac{M_w+M_e}{2}$
- ✓ $M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0$ → *Dans une travée intermédiaire*
- ✓ $M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0$ → *Dans une travée de rive*

La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

- 0,6 **M_0** pour une poutre à deux travées ;
- 0,5 **M_0** pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées ;
- 0,4 **M_0** pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Nous avons a calculer une poutrelle à sept travées



3. Calcul des coefficients

G=3,406 KN/ml
Q=2,275KN/ml

✓ **Calcul le rapport de charge**

$$\alpha = \frac{2,275}{3,406 + 2,275} = 0,4 \qquad 0 \leq 0,310 \leq 0,666$$

$$1 + 0,3\alpha = 1,12$$

$$\frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,56$$

$$\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = 0,66$$

Les valeurs de $\mathbf{M_e}$,$\mathbf{M_w}$ et **Mt** doivent vérifier les conditions suivantes :

- Travée intermédiaire : $M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0$
- Travée rive : $M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0$

4. Calcul des moments isostatiques

- **Calcul à l'ELU**

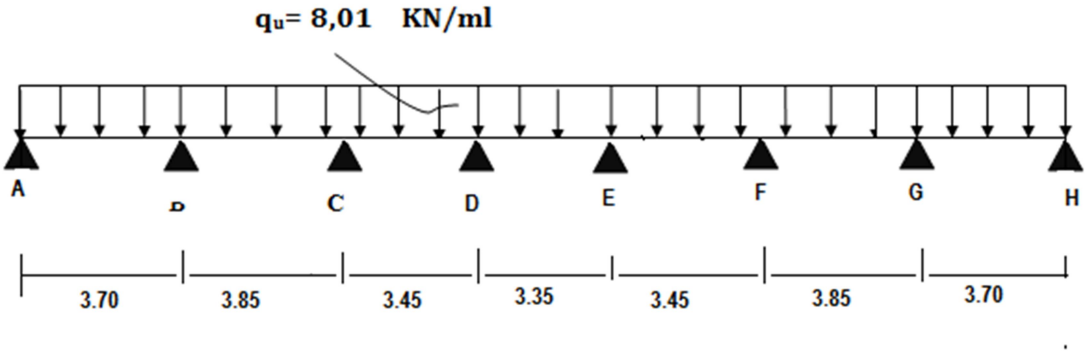


Figure III.12 : schéma statique des poutrelles à ELU

$$\boldsymbol{M_0 = \frac{q_u l_{AB}^2}{8}}$$

$$M_{AB} = M_{GH} = \frac{8{,}01x3{,}70^2}{8} = 13{,}707KN.m$$

$$M_{BC} = M_{FG} = \frac{8{,}01x3{,}85^2}{8} = 14{,}84KN.m$$

$$M_{CD} = M_{EF} = \frac{8{,}01x3{,}45^2}{8} = 11{,}917KN.m$$

$$M_{DE} = \frac{8{,}01x3{,}35^2}{8} = 11{,}236KN.m$$

5. Calcul des moments aux appuis

$M_A = 0{,}3M_{AB} = 0{,}3x13{,}707 = 4{,}112\ KN.m$
$M_B = 0{,}5M_{BC} = 0{,}5x14{,}84 = 7{,}42\ KN.m$
$M_C = 0{,}4M_{BC} = 0{,}4x14{,}84 = 5{,}936\ KN.m$
$M_D = 0{,}4M_{CD} = 0{,}4x11{,}917 = 4{,}767\ Kn.m$
$M_E = 0{,}4M_{EF} = 0{,}4x11{,}917 = 4{,}767\ KN.m$
$M_F = 0{,}4M_{FG} = 0{,}4x14{,}84 = 5{,}936\ KN.m$
$M_G = 0{,}5M_{FG} = 0{,}5x14{,}84 = 7{,}42\ KN.m$
$M_H = 0{,}3M_{GH} = 0{,}3x13{,}707 = 4{,}112\ KN.m$

6. Calcul des moments fléchissant en travée

- **. Etude de la travée (AB)et(GH) (Travée de rive)**

$$M_t^{AB} = M_t^{GH} \geq max[1{,}05M_{AB}\ ;\ (1+0{,}3\alpha)M_{AB}] - \frac{M_A + M_B}{2}$$

$$M_t^{AB} = M_t^{GH} \geq \frac{1{,}2 + 0{,}3\alpha}{2} M_{AB}$$

$1 + 0{,}3\alpha = 1{,}12 > 1{,}05 \quad \rightarrow$ OK

Donc :

$$M_t^{AB} = M_t^{GH} = (1+0{,}3\alpha)M_{AB} - \frac{M_A + M_B}{2} = 1{,}12(13{,}707) - \frac{4{,}112 + 7{,}42}{2} = 9{,}585KN.m$$

$$M_t^{AB} = M_t^{GH} \geq \frac{1{,}2 + 0{,}3\alpha}{2} M_{AB} = 0{,}66x13{,}707 = 9{,}04\ KN.m$$

On prend :

$$M_t^{AB} = M_t^{GH} = 9{,}585KN.m$$

- **Etude de la travée (BC) et (FG) (Travée intermédiaire)**

$$M_t^{BC} = M_t^{FG} \geq max[1{,}05M_{BC}\ ;\ (1+0{,}3\alpha)M_{BC}] - \frac{M_B + M_C}{2}$$

$$M_t^{BC} = M_t^{FG} \geq \frac{1+0{,}3\alpha}{2} M_{BC}$$

$1 + 0{,}3\alpha = 1{,}12 > 1{,}05 \quad \rightarrow$ OK

Donc :

$$M_t^{BC} = M_t^{FG} = (1+0{,}3\alpha)M_{BC} - \frac{M_B + M_C}{2} = 1{,}12(14{,}84) - \frac{7{,}42 + 5{,}936}{2} = 9{,}943\ KN.m$$

$$M_t^{BC} = M_t^{FG} \geq \frac{1+0{,}3\alpha}{2} M_{BC} = 0{,}56x14{,}84 = 8{,}31\ KN.m$$

On prend :

$M_t^{BC} = M_t^{FG} = 9{,}943\ KN.m$

- **Etude de la travée (CD) et (EF) (Travée intermédiaire)**

$$M_t^{CD} = M_t^{EF} \geq max[1{,}05M_{CD}\ ;\ (1+0{,}3\alpha)M_{CD}] - \frac{M_C + M_D}{2}$$

$$M_t^{CD} = M_t^{EF} \geq \frac{1+0{,}3\alpha}{2} M_{CD}$$

$1 + 0{,}3\alpha = 1{,}12 > 1{,}05 \quad \rightarrow$ OK

Donc :

$$M_t^{CD} = M_t^{EF} = (1+0{,}3\alpha)M_{CD} - \frac{M_C + M_D}{2} = 1{,}12(11{,}917) - \frac{5{,}936 + 4{,}767}{2} = 7{,}996KN.m$$

$$M_t^{CD} = M_t^{EF} \geq \frac{1+0{,}3\alpha}{2} M_{CD} = 0{,}56x11{,}917 = 6{,}674KN.m$$

On prend :

$M_t^{CD} = M_t^{EF} = 7{,}996KN.m$

- **Etude de la travée (DE) (Travée intermédiaire)**

$$M_t^{DE} \geq max[1{,}05M_{DE}\ ;\ (1+0{,}3\alpha)M_{DE}] - \frac{M_D + M_E}{2}$$

$$M_t^{DE} \geq \frac{1+0{,}3\alpha}{2} M_{DE}$$

$1 + 0{,}3\alpha = 1{,}12 > 1{,}05 \quad \rightarrow$ OK

Donc :

$$M_t^{DE} = (1+0{,}3\alpha)M_{DE} - \frac{M_D + M_E}{2} = 1{,}12(11{,}236) - \frac{4{,}767 + 4{,}767}{2} = 7{,}817KN.m$$

$$M_t^{DE} \geq \frac{1+0{,}3\alpha}{2} M_{DE} = 0{,}56x11{,}236 = 6{,}292\ KN.m$$

On prend :

$M_t^{DE} = 7{,}817KN.m$

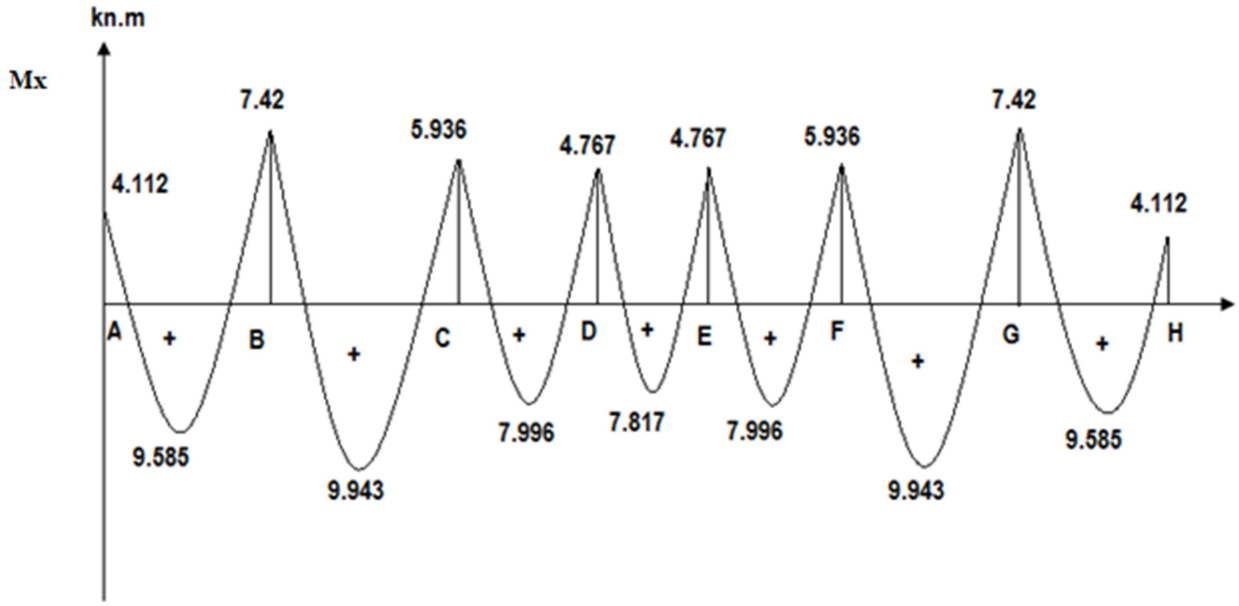


Figure III.13 : Diagramme des moments flechissants à ELU

7. Calcul des efforts tranchants

- **la travée (AB)**

$$V_A = \frac{q_u l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = \frac{8{,}01x3{,}7}{2} + \frac{-7{,}42 - (-4{,}112)}{3{,}7} = 13{,}924\text{KN}$$

$$V_B = -\frac{q_u l_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{l_{AB}} = -\frac{8{,}01x3{,}7}{2} + \frac{-7{,}42 - (-4{,}112)}{3{,}7} = -15{,}712KN$$

- **la travée (BC)**

$$V_B = \frac{q_u l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = \frac{8{,}01x3{,}85}{2} + \frac{-5{,}936 - (-7{,}42)}{3{,}85} = 15{,}805\text{KN}$$

$$V_C = -\frac{q_u l_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{l_{BC}} = -\frac{8{,}01x3{,}85}{2} + \frac{-5{,}936 - (-7{,}42)}{3{,}85} = -15{,}033KN$$

- **la travée (CD)**

$$V_C = \frac{q_u l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}} = \frac{8{,}01x3{,}45}{2} + \frac{-4{,}767 - (-5{,}936)}{3{,}45} = 14{,}156\text{KN}$$

$$V_D = -\frac{q_u l_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{l_{CD}} = -\frac{8{,}01x3{,}45}{2} + \frac{-4{,}767 - (-5{,}936)}{3{,}45} = -13{,}478KN$$

- **la travée (DE)**

$$V_D = \frac{q_u l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}} = \frac{8{,}01x3{,}35}{2} + \frac{-4{,}767 - (-4{,}767)}{3{,}35} = 13{,}416\text{KN}$$

$$V_E = -\frac{q_u l_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{l_{DE}} = -\frac{8{,}01x3{,}35}{2} + \frac{-4{,}767 - (-4{,}767)}{3{,}35} = -13{,}416KN$$

- **la travée (EF)**

$$V_E = \frac{q_u l_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{l_{EF}} = \frac{8{,}01x3{,}45}{2} + \frac{-5{,}936-(-4{,}767)}{3{,}45} = 13{,}478KN$$

$$V_F = -\frac{q_u l_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{l_{EF}} = -\frac{8{,}01x3{,}45}{2} + \frac{-5{,}936-(-4{,}767)}{3{,}45} = -14{,}156KN$$

- **la travée (FG)**

$$V_F = \frac{q_u l_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{l_{EF}} = \frac{8{,}01x3{,}85}{2} + \frac{-7{,}42-(-5{,}936)}{3{,}85} = 15{,}033KN$$

$$V_G = -\frac{q_u l_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{l_{FG}} = -\frac{8{,}01x3{,}85}{2} + \frac{-7{,}42-(-5{,}936)}{3{,}85} = -15{,}805KN$$

- **la travée (GH)**

$$V_G = \frac{q_u l_{GH}}{2} + \frac{M_H - M_G}{l_{GH}} = \frac{8{,}01x3{,}70}{2} + \frac{-4{,}112-(-7{,}42)}{3{,}7} = 15{,}712KN$$

$$V_H = -\frac{q_u l_{FG}}{2} + \frac{M_G - M_F}{l_{FG}} = -\frac{8{,}01x3{,}85}{2} + \frac{-4{,}112-(-7{,}42)}{3{,}7} = -13{,}924KN$$

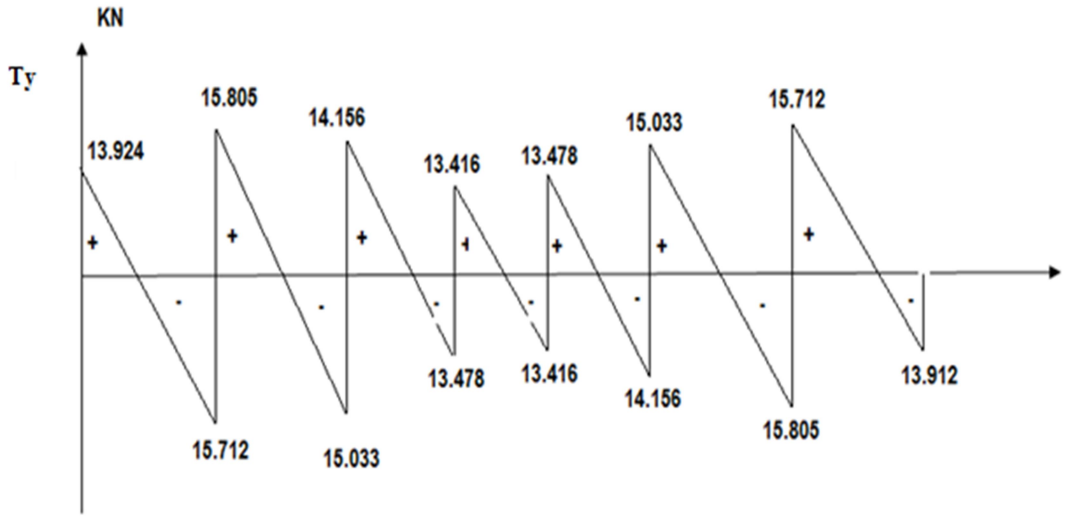


Figure III.14 : Diagramme des efforts tranchants à ELU

III.3.5. Calcul des armatures à l'E L U

$T^{max} = 15{,}805\text{KN}$
$\text{M}_a^{max} = 7{,}42\text{KN.m}$
$\text{M}_t^{max} = 9{,}943\text{Kn.m}$

- **Armatures longitudinal**

✓ **En travée**

le calcul en travée s'effectue pour une poutre en Té
Position de l'axe neutre :
Si :$\boldsymbol{M_t^{max} > M_{t\,ab}} \rightarrow$ l'axe neutre est dans la nervure
Si : $\boldsymbol{M_t^{max} < M_{t\,ab}} \rightarrow$ l'axe neutre est dans la table de compression
$\boldsymbol{M_{t\,ab}}$ **:** Le moment équilibré par la table de compression

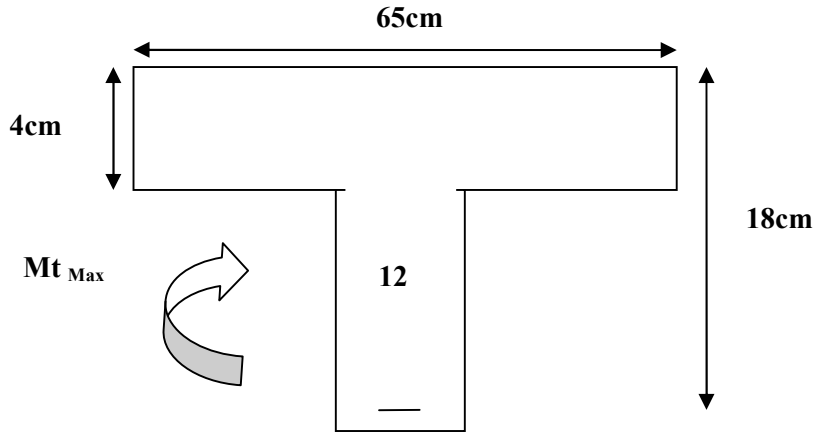


Figure III.15 : disposition des armatures en section Té.

Le moment équilibré par la table de compression :
$\boldsymbol{M_{t\,ab}} = f_{bc}\ b\ h_0(d - 0{,}5h_0)$
Avec : $f_{bc} = 14{,}2\ MPA$
$d = h - c = 20 - 2 = 18\text{cm}$
$\boldsymbol{M_{t\,ab}} = 14{,}2x10^3\ \ 0{,}65x0{,}04(0{,}18 - 0{,}5(0{,}04)) = 59{,}702Knm$
$\boldsymbol{M_{tab}} = 59{,}702\ Knm \gg\gg \boldsymbol{M_t^{max}} = 9{,}943Knm$
$\boldsymbol{M_t^{max} < M_{t\,ab}}$ →L'axe neutre est dans la table de compression
Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, le calcul se fera en considérant une section rectangulaire de (bxh)

Avec :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}}$$

$f_{bc} = \frac{0{,}85 f_{c28}}{\gamma_b \theta} = \frac{0{,}85x25}{1{,}5x1} = 14{,}2\ [Mpa]$

$d = h - c = 20 - 2 = 18\ cm$

b : l'entre axe des poutrelles 65 cm

$\mu = \frac{9{,}943x10^3}{65x18^2x14{,}2} = 0{,}033$

$\mu = 0{,}033 < \mu_r = 0{,}392$ →Section simplement armée (S S A)

$\mu = 0{,}033 \rightarrow \beta = 0{,}9835$

$A_t = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{9{,}943x10^3}{0{,}9835x18x348} = 1{,}61\ cm^2$

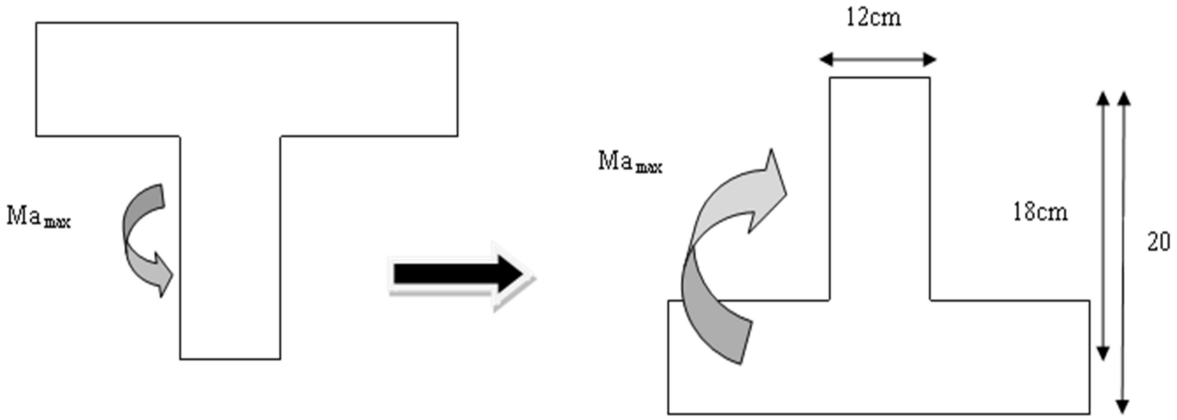
Soit :

$A_t = 2\ HA\ 10 + 1\ HA\ 12 = 1{,}57 + 1{,}13 = 2{,}7\ cm^2$

✓ **Aux appuis**

Le moment est négatif, c'est-à-dire qu'il tend les fibres supérieures.

Pour nos calculs on renverse la section pour avoir des moments positifs.



$\boldsymbol{M_a^{max} = 7{,}42\ Knm}$

$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7{,}42x10^3}{12x18^2x14{,}2} = 0{,}134$

$\mu = 0{,}134 < \mu_r = 0{,}392$ →Section simplement armée (S S A)

→$\boldsymbol{\beta}$=0,983

$A_a = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s} = \frac{8{,}248x10^3}{0{,}928x18x348} = 1{,}27\ cm^2$

Soit :

$\mathbf{A_a = 2\ HA\ 10 = 1{,}57\ cm^2}$

$\mathbf{A_t = 2\ HA\ 10 + 1\ HA\ 12 = 2{,}7\ cm^2}$

$\mathbf{A_a = 2\ HA\ 10 = 1{,}57\ cm^2}$

III.3.6. Vérification à l'ELU

1. Condition de non fragilité :(Art A- 4- 2 / BAEL 91)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{adopté} > A_{min} = \frac{0{,}23bdf_{t28}}{f_e}$$

Avec : $f_{t2} = 0{,}6 + 0{,}06f_{c28} = 0{,}6 + 0{,}06(25) = 2{,}1Mpa$

➢ **En travée**

$$A_{min} = \frac{0{,}23x65x18x2{,}1}{400} = 1{,}41cm^2$$

$A_{adopté} = 2{,}7\ cm^2 > A_{min} = 1{,}41cm^2$……**Condition vérifié**

➢ **Aux appuis**

$$A_{adopté} > A_{min} = \frac{0{,}23b_0df_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0{,}23x12x18x2{,}1}{400} = 0{,}26cm^2$$

$A_{adopté} = 1{,}57\ cm^2 > A_{min} = 0{,}26cm^2$ … … … ….**Condition vérifiée**

2. Condition tangentielle :(Art A- 5- 1-1 / BAEL 91)

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$$

-Calcul τ_u :

$T_{max} = 15{,}805\ Kn$

$\tau_u = \frac{15{,}805x\ ^3}{120x1} = 0{,}731\ Mpa$; Donc $\tau_u = 0{,}731\ Mpa$

-Calcul $\bar{\tau}_u$: Pour la fissuration non préjudiciable :

Donc $\bar{\tau}_u = min\left\{0{,}2\ \frac{25}{1{,}5}; 5\ Mpa\right\} = min\{3{,}33; 5\ Mpa\}$

$\overline{\tau_u} = 3{,}33\ Mpa$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow$ Condition vérifiée

3. Condition d'adhérence et entrainement des barres :(Art A- 6- 1-3 / BAEL 91)

$$\boldsymbol{\tau_{se}} = \frac{\boldsymbol{T_u^{max}}}{\boldsymbol{0,9xdx\sum U_i}} \leq \bar{\boldsymbol{\tau}}_{\boldsymbol{se}}$$

Pour qu'il n'y est pas entrainement de barres il faut vérifier que :

Calcul $\bar{\tau}_{se}$

$\boldsymbol{\bar{\tau}_{se}} = \boldsymbol{\Psi_s\, f_{t28}}$ Avec $\boldsymbol{\Psi_s} = \mathbf{1,5}$ (pour les aciers HA)

$\bar{\tau}_{se} = 1{,}5\text{x}\ 2{,}1 = 3{,}15$ Mpa

Calcul $\boldsymbol{\tau_{se}}$:

$\boldsymbol{\sum U_i}$: Somme des périmètres utiles

$\boldsymbol{\sum U_i = n\,\phi\,\pi}$

n : Nombre des barres

ϕ : Diamètres des barres

$\sum U_i = (2\text{x}1 + 1\text{x}1{,}2)\text{x}3{,}14 = 10{,}048\ \text{cm} = 100{,}48\text{mm}$

$$\tau_{se} = \frac{15{,}805\text{x}10^3}{0{,}9\text{x}180\text{x}100{,}48} = 0{,}970\text{Mpa}$$

$\boldsymbol{\tau_{se} = 0{,}970\ Mpa \leq \bar{\tau}_{se} = 3{,}15\ Mpa}$

$\boldsymbol{\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}}$ Pas de risque d'entrainement des barres ……..**Condition Vérifiée**

4. Longueur du scellement droit (ancrage) (Art A- 6- 1-22 / BAEL 91)

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$L_s = \frac{\varphi f_e}{4x\tau_{su}}$$

$\tau_{su} = 0{,}6\ \Psi^2\ f_{t28}$

$\tau_{su} = 0{,}6\ (1{,}5)^2 2{,}1 = 2{,}835$ Mpa

$L_s = \frac{1{,}2\ \text{x}400}{4\text{x}2{,}835} = 42{,}32\text{cm}$, On prend $L_s = 45\ cm$

Les règlements de **B A E L 91** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « Lc » est au moins égale à **0,4Ls** pour l'aciers H A, Donc $L_c = 18\ cm$

5. Influence de l'effort tranchant sur les armatures

➢ **Appuis de rive :(Art 5.1.1.312/BAEL91)**

On doit prolonger au-delà du bord de l'appui coté travée et ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchantT_u.

$$\boldsymbol{A_{st\,\text{min à}\,ancrer} \geq \frac{T_u^{max}}{f_{su}}}$$

$\mathbf{A_{st\,min\,à\,ancrer}} \geq \frac{15{,}805 \text{x} 10^3}{348 \text{ x} 100} = 0{,}454\ \text{cm}^2$; $\mathbf{A_{st\ adopté}} = 1{,}57\ \text{cm}^2$

$\mathbf{A_{st\ adopté}} > A_{\mathbf{st\,min\,à\,ancrer}}$ ……**Condition vérifiée**

Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

➢ **Appuis intermédiaire :(Art 5.1.1.321/BAEL91)**

Le BAEL précise que lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime M_u est inférieure à 0,9 V_u.d, on doit prolonger les armatures en travée au-delà des appuis et y ancrer une section d'armature suffisante pour équilibrer un effort égal à

$T_u^{max} = \frac{M_{max}}{0{,}9d}$

$T_u^{ma} = 15{,}805\ KN = 15{,}805\ x10^3 N$

$M_a^{max} = 7{,}42\ \times 10^6\ N.mm$

$0{,}9d\ T_u^{max} = 0{,}9 \times 180 \times 15{,}805 \times 10^3 = 2{,}56x10^6 N.mm$

$M^{max} > 0{,}9d\ T_u^{max}$ →les armatures inferieures ne sont pas nécessaires.

6. Influence de l'effort tranchant sur le Béton : (Art A. 5 .1.313 /BAEL 91)

Il faut vérifier que :

$T_u^{max} = 15{,}805\ KN$

$\mathbf{T_{max}} \leq \mathbf{0,4}\ \frac{f_{c28}}{\gamma_b}\ \text{a}\ b_0$

Avec :

$\text{a} = 0{,}9\ d = 0{,}9x18 = 16{,}2\ cm$

$\mathbf{T_{max}} \leq \mathbf{0,4x}\ \frac{25}{1{,}5}\ \text{x0,9x0,18x0,12x}10^3 = 129{,}6\ Kn.$

$\mathbf{T_{max}} = 15{,}805\ Kn \leq \mathbf{0,4}\ \frac{f_{c2}}{\gamma_b}\ \text{a}\ b_0 = 129{,}6\ Kn$ → **Condition vérifiée**

7. Vérification de la contrainte de cisaillement au niveau de la jonction table nervure (Art A. 5. 3.2 /BAEL 91)

On doit vérifier que :

$$\boldsymbol{\tau_u = \frac{T_u\ (b - b_0)}{1,8\ b\ d\ h_0} < \overline{\tau_u}}$$

$$\tau_u = \frac{15{,}508x10^3\ (650 - 120)}{1{,}8\ x650x180x40} = 0{,}994\ Mpa$$

Donc : $\tau_u = 0{,}994\ Mpa$

$\overline{\tau_u} = min\{0{,}2\ \frac{f_{28}}{\gamma_b}\ ;\ 5\ \text{Mpa}\}$; $\overline{\tau_u} = min\{3{,}33\ ;\ 5\ \text{Mpa}\}$ $\rightarrow$ $\overline{\tau_u} = 3{,}33\ MPa$

$\tau_u = 0{,}994 MPa < \overline{\tau_u} = 3{,}33\ MPa$ ……..**Condition vérifiée**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

✓ **Armatures transversales**

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par BAEL 91)

Avec :

$$\boldsymbol{\emptyset_t = min(\frac{h}{35}\ ,\ \frac{b_0}{10}\ ,\ \emptyset_L^{max})}.$$

h : hauteur de la poutrelle (h= 20 cm)

b_0 : Longueur de l'âme

$\boldsymbol{\emptyset_L^{max}}$ **:** Diamètre maximal des armatures

$$\boldsymbol{\emptyset_t} = \min\left(\frac{20}{35}\ ,\ \frac{12}{10}\ ,\ 1{,}2\right) = \min\ (0{,}57\ ;\ 1{,}2\ ;\ 1{,}2\ )$$

$\boldsymbol{\emptyset_t = 0{,}57\ cm^2}$ $\rightarrow$ **Soit 2** $\boldsymbol{\emptyset\ 8 = 1{,}00\ cm^2}$

8. Espacement des armatures : (Art A. 5 .1.22 /BAEL 91)

$S_{t\,1} = min\ (0{,}9d\ ,\ 40\ cm)$

$S_{t\,1} = min\ (0{,}9x18\ ,\ 40\ cm) = \min(16{,}5\ cm\ ;\ 40\ cm)$

Soit :

$S_{t\,1} = 16{,}5\ cm$

Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$S_{t2} \leq \frac{A_{ad}\ 0{,}9\ f_e}{(\tau_u - 0{,}3f_{t2})\ b_0\gamma_s}$$

Application numérique :

$$S_{t2} \leq \frac{1{,}57x\ 0{,}9x\ 400}{(0{,}994 - 0{,}3x2{,}1\ )12x1{,}15} = \ 112{,}51\ cm$$

Soit

$$S_t \leq min\ \{S_{t\,1}\ S_{t2}\ \} = min\{16{,}5\ cm\ ;\ 112{,}51cm\} = 16{,}5cm$$

On opte pour $\mathbf{S_{tmax}} = \mathbf{16,5cm}$

Nous adopterons **1étrier en HA 8**

III.3.7. Vérification à l'ELS

Les états limites sévices sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications qui leurs sont relative :

-Etat limite d'ouverture des fissures.

-Etat limite de résistance de béton en compression.

-Etat limite de déformation

1. Combinaison de charge à l'ELS

Lorsque la charge est la même sur les différentes travées le (Art 6-5/BAEL 91) précise que la multiplication des résultats du calcul à L'ELU, Les coefficients $(\frac{q_s}{q_u})$ nous donne les valeurs efforts internes sont résumé dans les tableaux suivant :

$$\frac{5{,}681}{8{,}01} = 0{,}709$$

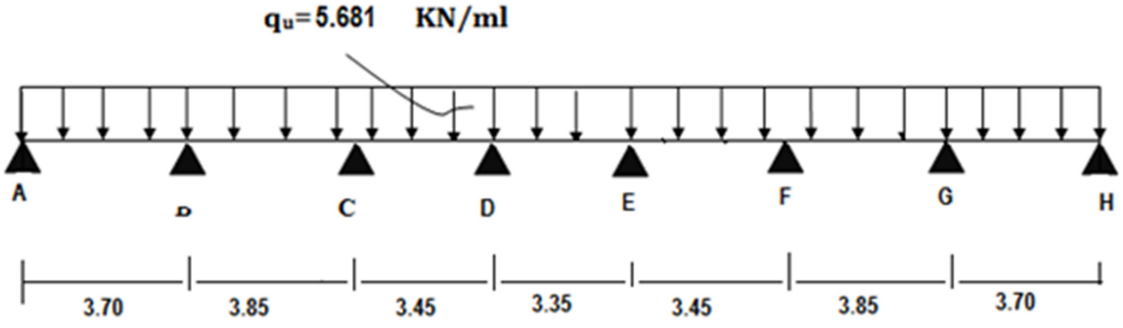


Figure III.16 : schéma statique des poutrelles à l ELS

✓ **Moment en travée à l'ELS**

$$M_{ts} = M_{tr}x0,709$$

Tableau III-1 : résumé les moments en travée a l'ELS

Travée	L (m)	M_{tr} (KN.m)	M_{ts} (KN.m)
A-B	3 ,7	9,585	6,795
B-C	3,85	9,943	7,049
C-D	3,45	7,996	5,669
D-E	3,35	7,817	5,542
E-F	3,45	7,996	5,669
F-G	3,85	9,943	7,049
G-H	3,7	9,585	6,795

✓ **Moment aux appuis à l'ELS**

$$M_{as} = M_{ar}x0,709$$

Tableau III-2: résumé les moments en aux appuis l'ELS

Nœuds	M_{appui} (KN.m)	$M_{appui\ s}$ (KN.m)
A	-4,112	-2,915
B	-7,42	-5,206
C	-5,936	-4,208
D	-4,767	-3,379
E	-4,767	-3,379
F	-5,936	-4,208
G	-7,42	-5,206
H	-4,112	-2,915

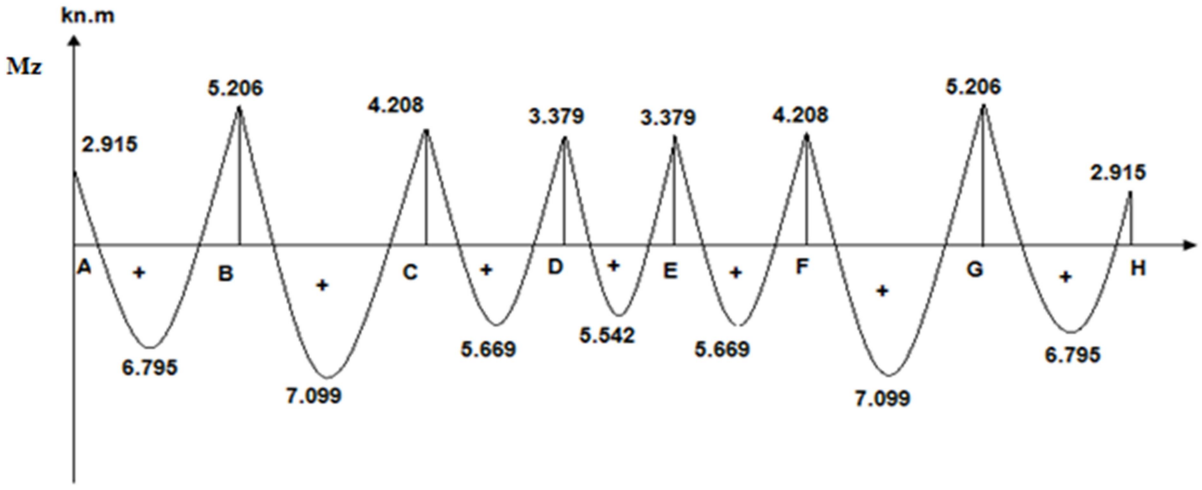


Diagramme des moments flechissants à ELS

✓ **Calcul l'effort tranchants :**

$T_{Ws} = T_W x 0{,}709$

$T_{es} = T_e x 0{,}709$

Tableau III-3 : résumé les efforts tranchants

Travée	T_W(KN)	T_{Ws}(KN)	T_e(KN)	T_{es}(KN)
A-B	13,24	9,872	-15,72	-11,139
B-C	15,805	11,205	-15,033	-10,658
C-D	14,156	10,036	-13,478	-9,55
D-E	13,416	9,511	-13,416	-9,511
E-F	13,478	9,55	-14,156	-10,036
F-G	15,033	10,658	-15,805	-11,205
G-H	15,712	11,139	-13,912	-9,872

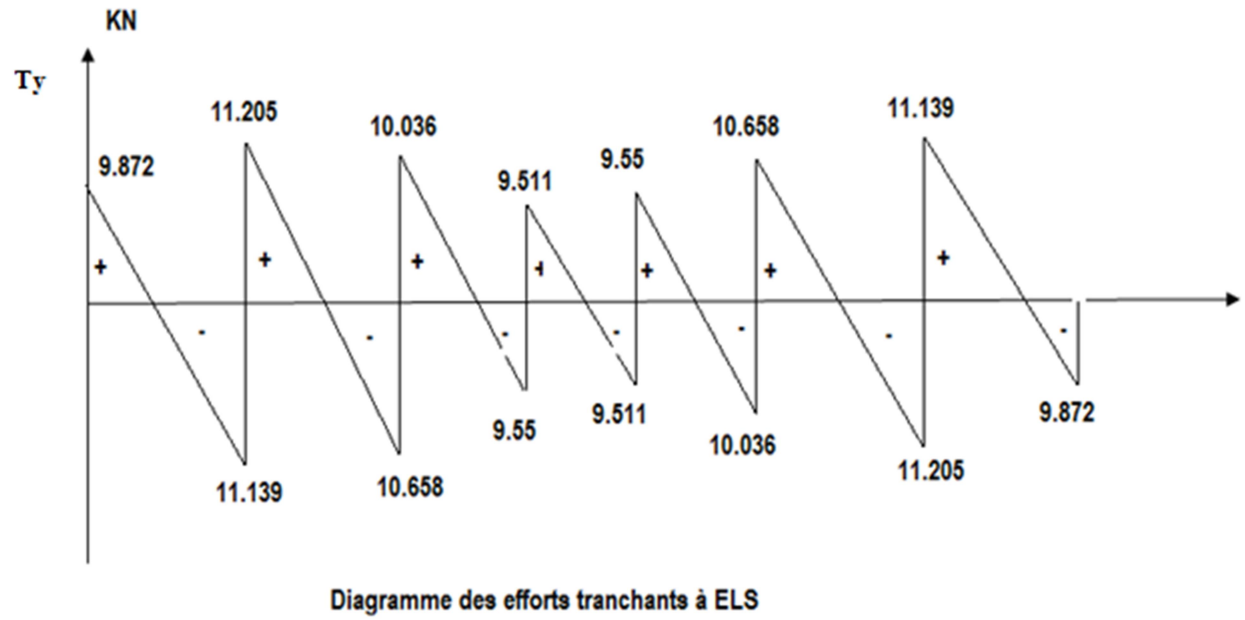


Diagramme des efforts tranchants à ELS

Figure III.17 : diagramme des efforts tranchants à ELS

2. Etat limite d'ouverture des fissures (Art . A.5.3.2 /BAEL91)

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, On se dispense de vérifier l'Etat limite d'ouverture des fissures.

- ✓ **Etat limite de compression de béton :**
- ✓ **En travée :**
- **La contrainte dans l'acier : on doit donc s'assurer que $\overline{\sigma_s} > \sigma_s$**

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b_0\, d} = \frac{100x2,7}{12x18} = 1,251 \Longrightarrow \beta_1 = 0,849$$

$$K_1 = 18,11$$

$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 d\, A}$ Avec M_{ts}= 7,049 KN.m

$$\sigma_s = \frac{7,049x10^6}{0,849x180x339} = 170,837\ MPa$$

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

Donc : $\overline{\sigma_s} > \sigma_s$……**Condition vérifiée**

✓ **La contrainte dans le béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{170,837}{18,11} = 9,433\ Mpa$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 15\ Mpa$$

$\Longrightarrow \overline{\sigma_{bc}} > \sigma_{bc}$……**Condition vérifiée**

✓ **Aux appuis**

$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{b_0\, d} = \frac{100x1,57}{12x18} = 0,726 \Longrightarrow \beta 1 = 0,8764$

$K1 = 25,46$

3. La contrainte dans l'acier

on doit donc s'assurer que $\overline{\boldsymbol{\sigma_s}} > \boldsymbol{\sigma_s}$

$\sigma_s = \frac{M_{as}^{max}}{\beta_1 d\, A}$ $\qquad M_{a\,s}^{ma} = 5,206\ KN\ m$

$\sigma_s = \frac{5,206x10^6}{0,8764x180x157} = 201,198\ MPa$

$\overline{\sigma_s} = 384\ Mpa > \sigma_s = 201,198\ MPa$……**Condition vérifiée**

4. La contrainte dans le béton

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{201,198}{25,46} = 8,326MPa$

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

$\Longrightarrow \overline{\sigma_{bc}} > \sigma_{bc}$……**Condition vérifiée**

5. Etat limite de déformation (Art B. 6.8 .424 /BAEL 91)

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Lorsque il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser du calcul de la flèche du plancher sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22,5}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t^{max}}{10\ M_0}$
- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

Avec :

h : hauteur total de la section de nervure 20 cm

L : portée entre nus d'appuis (L=4,00 m)

M_t^{max} : Moment max en travée $M_t^{max} = 9,247Knm$

M_0 : Moment max de la travée isostatique

A : section des armatures

b : largeur de la section

d : hauteur utile de la section droite

Vérification

$M_0 = \frac{q_s l^2}{8}$ Avec :$q_s = G + Q = 5,681Kn/ml$

$$M_0 = \frac{5{,}681x3{,}85^2}{8} = 10{,}525\ Knm$$

- $\frac{20}{385} = 0{,}051 \quad > \frac{1}{22{,}5} = 0{,}044 \Longrightarrow$ Condition vérifiée
- $\frac{h}{L} = \frac{20}{385} = 0{,}051 < \frac{7{,}049}{10x10{,}525} = 0{,}066 \Longrightarrow$ Condition n'est pas vérifiée
- $\frac{A}{b_0 d} = \frac{2{,}7}{12x18} = 0{,}0125 \geq \frac{4{,}2}{f_e} = \frac{4{,}2}{400} = 0{,}0105 \Longrightarrow$ Condition n'est pas vérifiée

Vu que la deuxième et la troisième condition n'est pas vérifiée on doit procéder au calcul de la flèche :

$$f = \frac{M_t^s L^2}{10 E_v I_{fv}} \leq \bar{f}$$

Avec :

f : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différé

$$E_V = 3700x\sqrt[3]{f_{c28}} = 3700x\sqrt[3]{25} = 10819\ Mpa$$

I_{fv} : Inertie fictive pour les charges de longue durée

$$I_{fv} = \frac{1{,}1xI_0}{1 + \mu\ x\lambda_v}$$

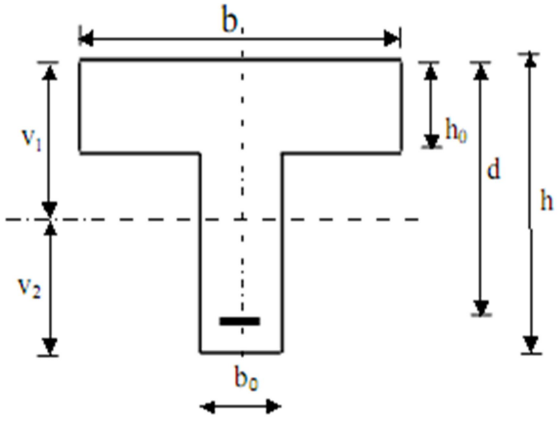
I_0 : Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section

a. Aire de la section homogénéisée

$$B_0 = B + n\,A = b_0 x\,h + (b - b_0)\,h_0 + 15A_S$$

$$B_0 = 12\ x\ 20 + (65 - 12)4 + 15x2{,}7 = 492{,}5cm^2$$

$$B_0 = 492{,}5\ cm^2$$



b. Calcul de V1 et V2

Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$\boldsymbol{S/_{xx}} = \frac{\boldsymbol{b_0 h^2}}{\boldsymbol{2}} + (\boldsymbol{b - b_0})\boldsymbol{x}\frac{\boldsymbol{h_0^2}}{\boldsymbol{2}} + \boldsymbol{15xA_t xd}$$

$$S/_{xx} = \frac{12x20^2}{2} + (65 - 12)x\frac{4^2}{2} + 15x2{,}7x18 = 3553cm^3$$

$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{3553}{492{,}5} = 7{,}21cm$$

$V_2 = h - V_1 = 20 - 7{,}21 = 12{,}79\ cm$

$$I_{0=}\frac{b_0}{3}x(V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0)xh_0x\left[\frac{h_0^2}{12} + \left(V_1 - \frac{h_0}{2}\right)^2\right] + 15xA_Sx(V_2 - c)^2$$

$$I_{0=}\frac{12}{3}x(7{,}21^3 + 12{,}79^3) + (65 - 12)x4x\left[\frac{4^2}{12} + \left(7{,}21 - \frac{4}{2}\right)^2\right] + 15x2{,}7x(12{,}79 - 2)^2$$

$$= 20620{,}57cm^4$$

$I_{0=} = 20620{,}57cm^4$

c. Calcul des coefficients: (λ_V ;μ; I_{fv})

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2{,}7}{12 \times 18} = 0{,}0125 \quad \longmapsto \quad \boldsymbol{\beta = 0{,}9805}$$

$$\sigma_s = \frac{7{,}049x10^6}{0{,}9805x180x270} = 147{,}92MPa$$

$$\lambda_V = \frac{0{,}02xf_{t28}}{\left(2 + \frac{3xb_0}{b}\right)x\rho} = \frac{0{,}02x2{,}1}{\left(2 + \frac{3x12}{65}\right)x0{,}0125} = 1{,}31$$

$$\mu = max\left\{1 - \frac{1{,}75xf_{t28}}{4x\rho x\sigma_S + f_{t28}}; 0\right\}$$

$$\mu = max\left\{1 - \frac{1{,}75x2{,}1}{4x0{,}0125x147{,}92 + 2{,}1}; 0\right\} = \max\{0{,}387;0\}$$

D'où la flèche :

$$I_{fv} = \frac{1{,}1xI_0}{1 + \lambda_V x\mu} = \frac{1{,}1x20620{,}57}{1 + 1{,}31x0{,}387} = 15051{,}81\ cm^4$$

$$f = \frac{M_t^s x l^2}{10xE_v I_{fv}}$$

$$f = \frac{M_t^s x l^2}{10xE_v I_{fv}} = \frac{7{,}049x10^6x3850^2}{10x10819x10^4x15051{,}81} = 6{,}41mm$$

$f = 6{,}41mm < \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3850}{500} = 7{,}7$……..**Condition verifiée**

- **Armature longitudinales**

2HA 10 et 1HA12 pour le lit inferieur

1HA 10 fil plus 1HA10 chapaeu au niveau des appuis

- **Armature transversales**

2 étries en HA8 avec st= 15cm

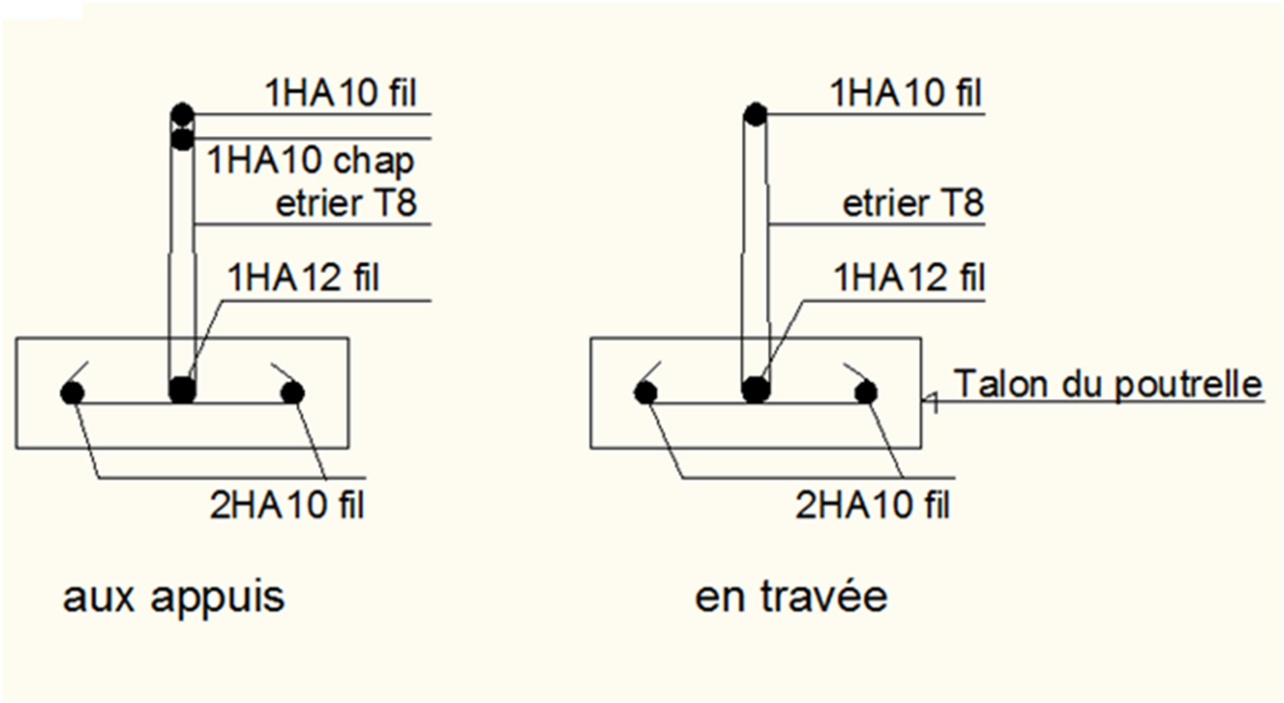


Figure III.18 : ferraillage des poutrelles

III.4. L'escaliers

III.4.1. définition

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer d'un niveau à l'autre d'une construction. Les escaliers sont constitués par des volées en béton armé qui reposent simplement sur les paliers.
L'escalier de cet immeuble est conçu en béton armé coulé sur place. L'escalier du sous-sol, du RDC et des é1tages courant sont à deux volées avec un palier intermédiaire.

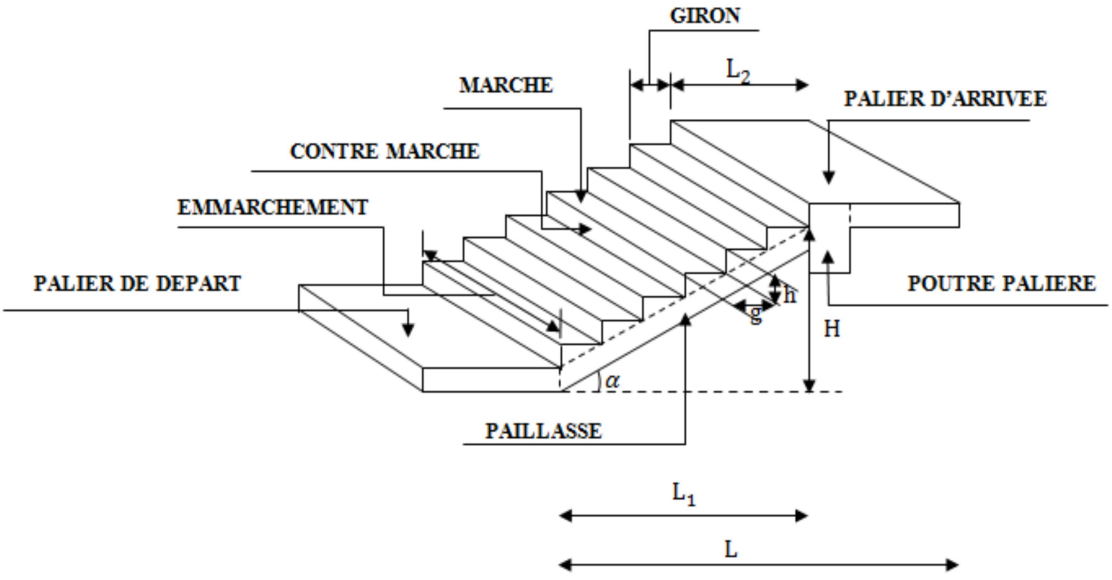


Figure III.19 : Constituant d'un escalier.

- **La marche :** est la partie horizontale qui reçoit la charge verticale ; sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie…etc.
- **La contre marche :** est la partie verticale entre deux marches successives. Elle varie généralement entre 14et 18cm.$\mathbf{14 \leq h \leq 18}$
- **La hauteur de la contre marche (h) :** est la différence de niveau entre deux marches successives.
- **Le giron (g) :** est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches.$\mathbf{25 \leq g \leq 33}$
- **Une volée :** est l'ensemble des marches comprises entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier :** est la plate-forme constituant un lieu de repos entre deux volées intermédiaires.
- **L'emmarchement (E) :** représente la largeur de la marche.
- **La paillasse :** est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.
- **La ligne de foulée :** représente en plan le parcours d'une personne qui emprunte l'escalier.

III.4.2. Escalier de RDC

- **volée-palier**

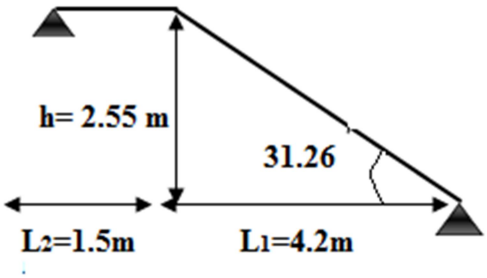


Figure III.20 : Schéma d'escalier RDC.

Dimensionnement

Le dimensionnement des marches, contre marches et le nombre de marches se fait généralement en fonction de la loi de BLANDEL qui permet de concevoir un escalier où l'on se déplace de façon confortable.

a) Hauteur des contre marches

14 cm ≤ h ≤ 18 cm ;

$h=\frac{2,55}{15}$= 17 cm . Donc : h= 17 cm

b) Nombre de contre marches

c) n=H/h=2,55/17= 15

n = 15 contre marches

d) Nombre de marche

Le nombre de marche pris égale à m = n-1= 15-1 = 14marches.

e) calcul du giron

$g=\frac{L1}{n-1}=\frac{420}{14}$ = 30cm

- **Vérification de la relation de BLONDEL**

60 cm ≤ 2h+g ≤ 64 cm.

2h+g = (2 x 17) +30 = 65 cm .La relation est vérifiée donc l'escalier est confort.

f) Dimensionnement de la paillasse

L'épaisseur de la paillasse est donnée par la relation suivante :

$\frac{L_o}{30} \leq e \leq \frac{L_o}{20}$

Où L_o est la longueur réelle de la paillasse et des paliers (entre appuis).

➢ **Calcul de L_0 (Longueur de la paillasse projetée)**

Angle d'inclinaison :

. $tg(\alpha) = \frac{H}{L_1} = \frac{255}{420} = 0{,}607 \Rightarrow \alpha = 31{,}26°$

$L = \frac{L1}{\cos\alpha} = \frac{4{,}20}{\cos 31{,}26} = 14{,}9\text{m}$

Longueur réelle de la paillasse: $L_0 = L + L_1 = 1.5 + 4{,}9 = 6{,}4$ m.

$\frac{640}{30} \leq ep \leq \frac{640}{20}$ $\rightarrow 21{,}33\text{ cm} \leq ep \leq 32\text{cm} \rightarrow$ **ep = 25 cm**

1. Détermination des charges et surcharges

a)Charges permanente

Tableau III.4 : Détermination du poids propre du la volée.

Matériaux	Epaisseur x 1ml (m^2)	ρ (kN/m^3)	G (kN/ml)
1. Poids propre de la paillasse	$\frac{1x0{,}25}{\cos(31{,}26)}$	25	7,31
2. Poids propre des marches	$\frac{1x0.17}{2}$	25	2.125
3. Carrelage horizontal	0.02	20	0.40
4. Mortier de pose horizontal	0.02	22	0.44
5. Carrelage vertical	0.01	20	0.20
6. Mortier de pose vertical	00.2	22	0.44
7. Lit de sable	0.02	18	0.36
8. Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
9. Garde-corps	-	-	0.20
$\sum G_i = G_{volée} =$			**11,175**

Tableau III.5 : Détermination du poids propre du palier.

Matériaux	Epaisseur x 1ml (m^2)	ρ (kN/m^3)	G (kN/ml)
1. Poids propre du palier	0.25	25	6,25
2. Revêtement en carrelage	0.01	20	0.20
3. Mortier de pose	0.02	22	0.44
4. Lit de sable	0.02	18	0.36
5. Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
$\sum G_i = G_{palier} =$			**7,79**

b) Surcharge d'exploitation

D'après le **DTR B.C. 2.2 [19]**, la charge d'exploitation pour un escalier est de :

Q= 2,5 kN/ml.

2. Calcul des efforts internes

Combinaisons de charges

Tableau III.6: Calcul des sollicitations

	E.L.U	E.L.S
	1.35 G + 1 ,5 Q	**G + Q**
Paillasse	18.83	13.675
Palier	14.26	10.29

A. Calcul à l'ELU

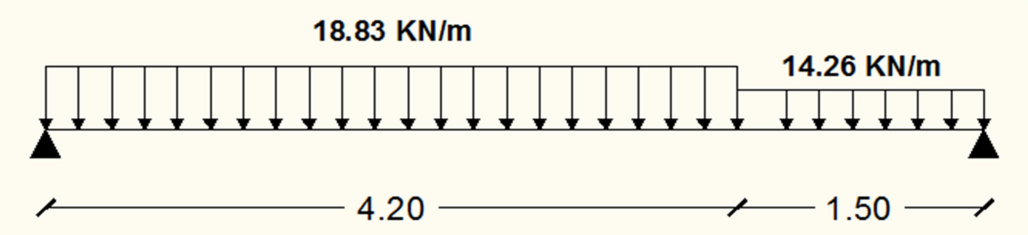


Figure III.22: Schéma statique de calcul du 1er type d'escalier à l'ELU.

Détermination des réactions d'appuis

. $\sum F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 18.83\ (4.2) + 14.26\ (1.5) \Rightarrow R_A + R_B = 100.47$ KN

. $\sum M/_A = 0 \Rightarrow 5.7\ R_B = 18.83 \times (4.2).(2.1) + 14.26x(1.5)x(4.95) \Rightarrow R_B = 47.71$ kN.

D'où : $R_A = 100.47\text{-}47.71 = 52.76$ kN.

Finalement

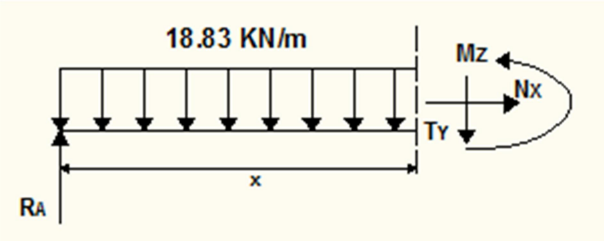
$R_A = 52.76$ kN.

$R_B = 47.71$ kN.

Tronçon 1:0 ≤ X≤4.2m

$T(x) = -18.83x + 52.76$

$M(x) = -18.83(\frac{x^2}{2}) + 47.71x$



Tronçon 2 : $0 \leq x \leq 1.5$

$T(x) = 14.26x - 47.71$

$M(x) = -14.26(\frac{x^2}{2}) + 47.71x$

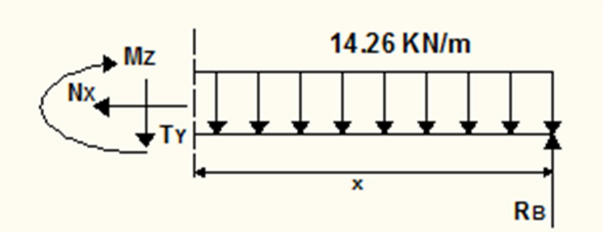


Tableau III.7 : Tableau récapitulatif des efforts.

Tronçons	X(m)	T(kN)	M (kN.m)
$0 \leq x \leq 4.2$	0	52.76	0
	4.2	-26.33	55.51
$0 \leq x \leq 1.5$	0	-47.71	0
	1.5	-26.33	55.51

Calcul du moment maximal Mz_{max}

Le moment fléchissant atteint sa valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule. D'où . Ty= -18.83x +52.76= 0 ⇒ x = $\frac{52.76}{18.83}$= 2.80 m En remplaçant la valeur de x dans l'équation Mz= -18.83 $\frac{x^2}{2}$ + 52.76x :

Mz_{max}= 73.91KN.m

Remarque : afin de tenir compte du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction a l'aide des coefficients réducteur, pour le moment max aux appuis et en travées.

. En travée : M_t= 0,85Mz_{max}= 62.82 kN.m.
. Aux appuis : M_a= -0,3Mz_{max}= - 22.17 kN.m

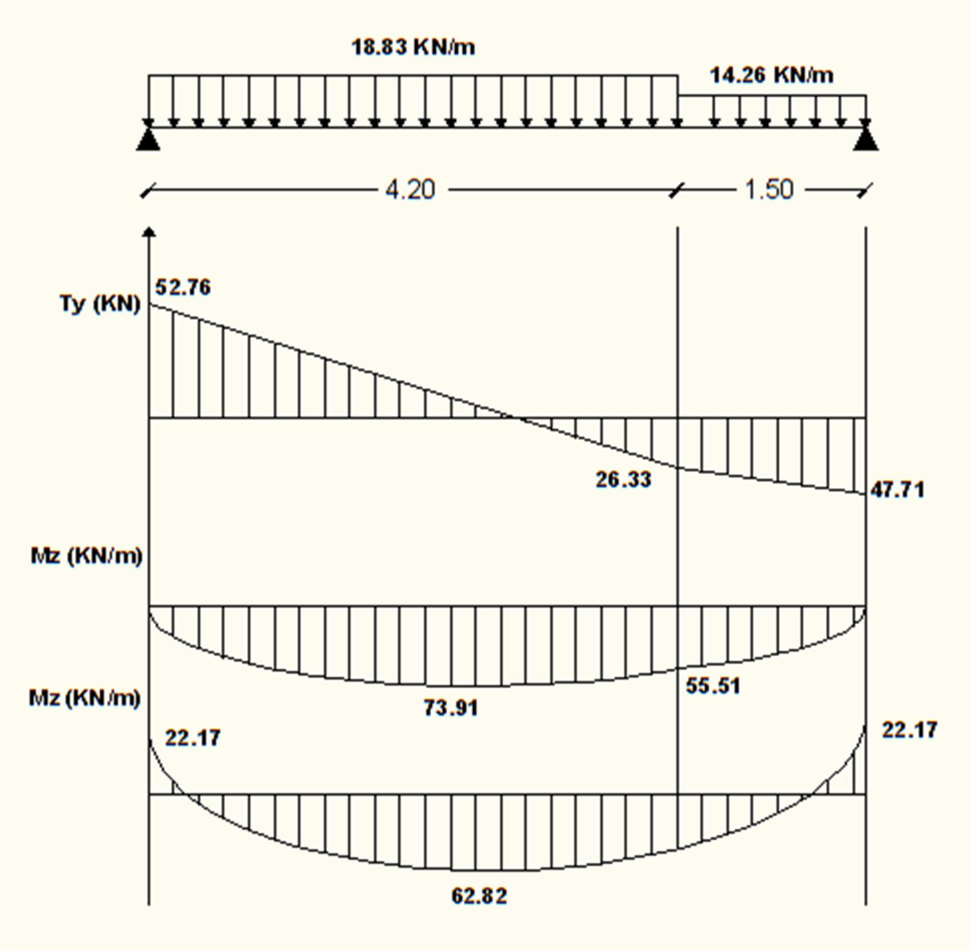


Figure III.23 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.

➢ **Calcul des armatures**

Le calcul se fera pour une bonde de 1m, soumise a la flexion simple.

- **En travée**

M_u= 62.82 kN.m

Armatures principales

$$f_{bc}= \frac{0.85}{\theta\times\gamma b} fc28 = \frac{0.85}{1\times1.5}\times 25 = 14.2\ MPa$$

$$\mu_b= \frac{Mu}{b\times d^2\times fbc} = \frac{62.82\times10^3}{100\times23^2\times14.2} = 0.083 \leq 0.392 \rightarrow S.S.A$$

μ_b =0.083 → ß = 0.9565

$$A_t = \frac{Mu}{\beta\times d\times\sigma s} = \frac{62.82\times10^3}{0.9565\times23\times348} = 8.20\ cm^2$$

Soit: 6HA 14→ (A_t = 9.23 cm²) Avec un espacement St= 15 cm

- **Aux appuis**

M_a=22.173 kN.m

$$\mu_a=\frac{Ma}{bd^2fbc} = \frac{22.173\times10^3}{100\times23^2\times14.2} =0.029 \leq 0.392 \rightarrow S.S.A$$

μ_a= 0.029→ß =0.9855

$$A_a= \frac{Ma}{\beta.d.\delta s} = \frac{22.173\times10^3}{0.9855\times23\times348} = 2.81\ cm^2$$

Soit: 6HA 14 (A_t = 9.23cm²) avec un espacement St= 15cm.

Armatures de répartition

- **Aux travées :**

A_r= 1/4 $A_{adoptée}$ = 1/4 (9.23)= 2.30 cm². Soit : 5HA 10 = 3.93 cm². Avec un espacement : S_t= 20 cm.

- **Aux appuis**

A_r= 1/4 $A_{adoptée}$ =1/4 (9.23)=2.30 cm². Soit : 5HA 10= 3.93 cm². Avec un espacement : S_t=20 cm.

3. Vérifications à l'ELU

a. Condition de non fragilité (BAEL 91/ Art. A.4.2.1) [14]

$$A_{min} \geq 0{,}23.b_0.d.\frac{fc_{28}}{f_e} = 0{,}23(100)(23)\frac{2{,}1}{400} = 2.77\ cm^2.$$

. En travée : A_t= 9.23 cm² > 2.77 cm². La condition est vérifiée.
. Aux appuis : A_a= 9.23 cm² > 2.77 cm². La condition est vérifiée.

b. Vérification au cisaillement (BAEL 91/ Art. 5.1, 211) [14]

$\bar{\tau}$= min $\{\frac{0,2\, fc_{28}}{\gamma_b}$; 5 MPa$\}$ = 3,33 MPa

. $\tau = \frac{V_{1max}}{b.d} = \frac{52.76.10^3}{1000.230}$ = 0.229MPa< 3.33 MPa. La condition est vérifiée.

Il n'y a pas de risque de cisaillement. Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c. Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91/ Art A.6.1 ,3) [14]

$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s . f_{t28}$

Où :

Ψ_s : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier)

Ψ_s = 1.5 (Barres de haute adhérence).

Donc :

$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0,9d\sum \mu_i}$

Où :

$\sum\mu_i$: Somme des périmètres utiles des barres ($\sum\mu_i = n.\pi.\varphi$)

$\sum\mu_i$ = 6 X 3,14 X 14= 263.76 mm.

$\tau_{se} = \frac{52.76.10^3}{0,9x230x263.76}$ = 0.966MPa.

τ_{se}= 0.966MPa <$\bar{\tau}_{se}$= 3.15 MPa.

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

d. Influence de l'effort tranchant sur ce béton aux voisinage des appuis (BAEL 91 / Art. 5.1,312) [14]

$A_{st\ adopté} > A_{st\ ancrer} = \frac{\gamma_s . V_u{}^{max}}{f_e} = \frac{1.15x52.76.10^3}{400.10^2}$ = 1.516 cm²

$A_{st\ adopté}$ = 4.71 cm²> 1.516 cm². La condition est vérifiée. Donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

e. Ancrage des barres (BAEL 91/ Art 6.1 ,221) [14]

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour f_{c28}= 25 MPa, la longueur de scellement droite $l_s$est égale à :

l_s= 35φ

. Pour les HA 10 : l_s= 35x1.0= 35 cm.

. Pour les HA 14 : l_s= 35x1.4= 49 cm.

L_s dépasse l'épaisseur de la poutre palière, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de : $L_c = 0{,}4L_s$

. Pour les HA 10 : $L_c = 0{,}4 \times 35 = 14$ cm.

. Pour les HA 14 : $L_c = 0{,}4 \times 49 = 19.6$cm.

. Finalement : La longueur $L_c = 20$ cm

f. Espacements des barres (BAEL 91/ Art. A.8.2, 42) [14]

Pour des charges réparties seulement :

. Armatures principales en travée : $S_t = 15\text{cm} < \min(3h ; 33\text{ cm}) = 33$ cm. La condition est vérifiée.

. Armatures principales aux appuis : $S_t = 15$ cm $< \min(3h ; 33\text{ cm}) = 33$ cm. La condition est vérifiée.

. Armatures de répartition : $S_t = 20$ cm $< \min(4h ; 45\text{ cm}) = 45$ cm. La condition est vérifiée.

4. Calcul à l'ELS

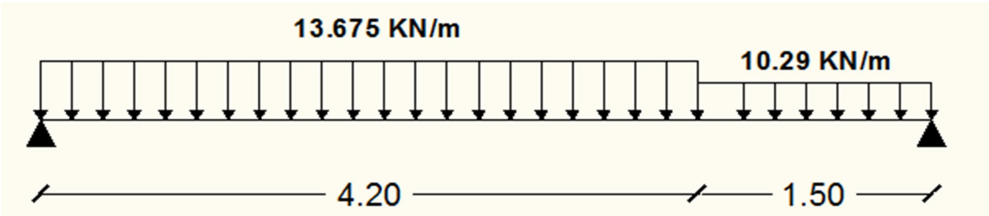


Figure III.24 : Schéma statique de calcul du L'escalier à l'ELS.

a. Détermination des réactions d'appuis

. $\sum F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 13.675(4.2) + 10.29(1.5) \Rightarrow R_A + R_B = 72.87$kN.

. $\sum M/_A = 0 \Rightarrow 5.7R_B = 13.675 \times 4.2 \times 2.1 + 10.29 \times 1.5 \times 4.95 \Rightarrow R_B = 34.56$kN.

D'où : $R_A = 72.87 - 34.56 = 38.31$ kN.

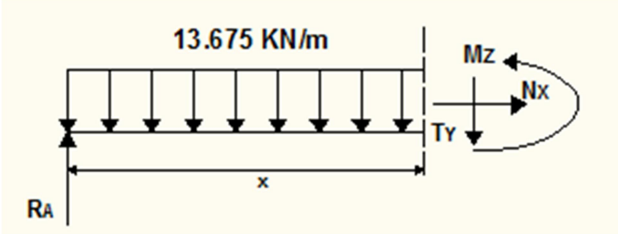
Finalement $R_A = 38.31$ kN $R_B = 34.56$ kN.

b. Calcul des efforts internes :

Tronçon 1:$0 \leq X \leq 4.2$

$T(\boldsymbol{x}) = -13.675x + 38.31$

$M(\boldsymbol{x}) = -13.675(\frac{x^2}{2}) + 38.31x$



Tronçon 2 : $0 \leq x \leq 1.5$

$T(x) = 10.29x - 34.56$

$M(x) = -10.29\left(\frac{x^2}{2}\right) + 34.56x$

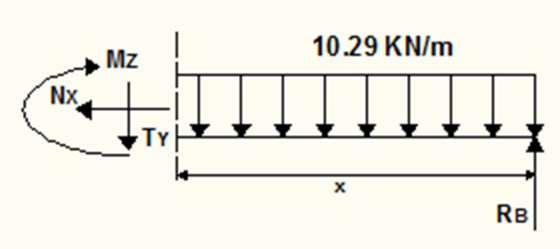


Tableau III.8: Tableau récapitulatif des efforts

Tronçons	X(m)	T(kN)	M (kN.m)
$0 \leq x \leq 4.2$	0	38.31	0
	4.2	-19.12	40.26
$0 \leq x \leq 1.5$	0	-34.56	0
	1.5	-19.12	40.26

c. Calcul du moment maximal Mz_{max}

Le moment fléchissant atteint sa valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule. D'où :

. $Ty = -13.675\,x + 38.31 = 0 \Rightarrow x = \frac{38.31}{13.675} = 2.80$ m

En remplaçant la valeur de x dans l'équation $Mz = -13.675\,\frac{x^2}{2} + 38.31x$:

. $Mz_{max} = 41.90$ kN.m.

En tenant compte de l'encastrement partiel des appuis :

. En travée : $M_t = 0{,}85Mz_{max} = 35.61$ kN.m.

. Auux appuis : $M_a = -0{,}3Mz_{max} = -12.57$ kNm.

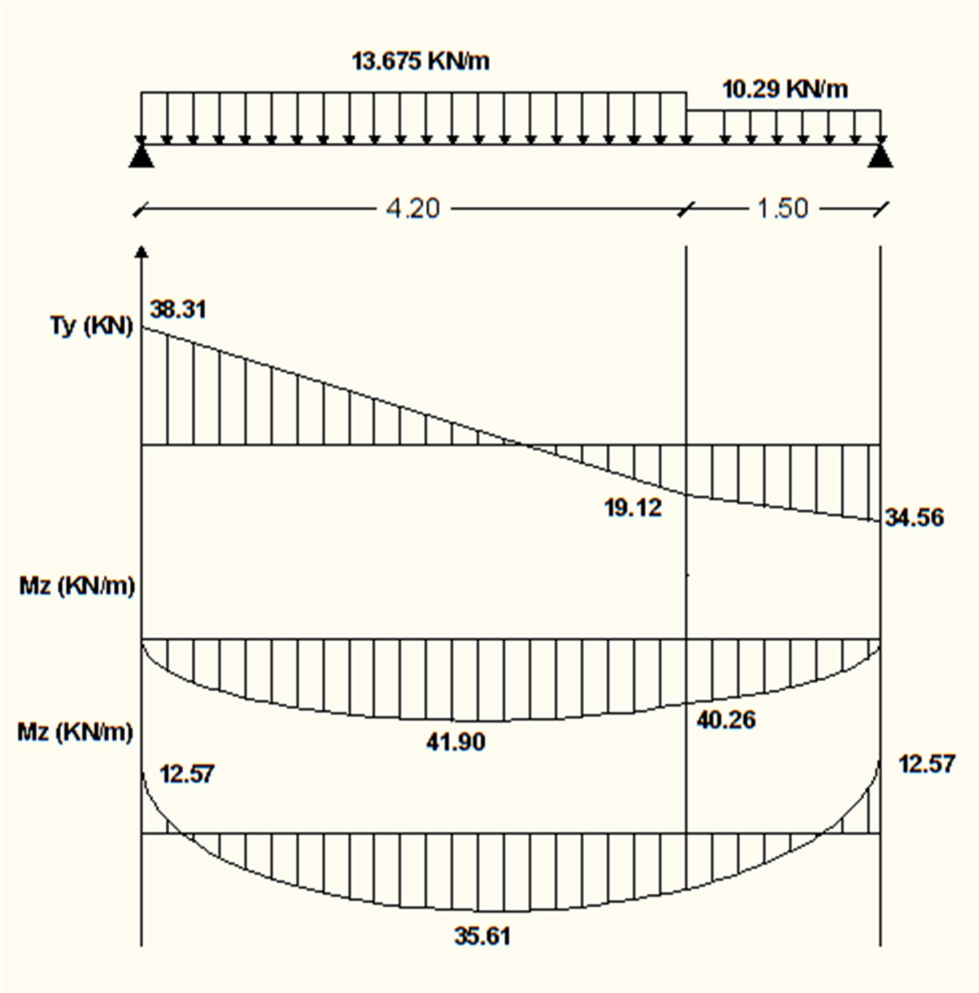


Figure III.25 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS

5. Vérifications à l'ELS

a. Etat limite de compression du béton

- **En travée**

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15$ MPa.

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 . d . A}$$

$$\rho = \frac{100A}{b.d} = \frac{100x9.23}{100x23} = 0.401$$

. Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0.401$: $\beta_1 = 0.9027$; $K_1 = 36.39$

Donc :

$$\sigma_{st} = \frac{35.61.10^6}{0{,}9027x230x9.23.10^2} = 185.82 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{185.82}{36.39} = 5.1 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 5.1 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa. La condition est vérifiée.

- **Sur appuis**

$$\rho = \frac{100A}{b.d} = \frac{100x9.23}{100x23} = 0.401$$

. Des abaques et pour une valeur de ρ = 0.205 : β_1= 0.9027 ; K_1= 36.39

Donc :

. $\sigma_{st} = \frac{12.57x10^6}{0.9027\ x230\ x9.23x10^2} = 65.59MPa$

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma st}{K_1} = \frac{65.59}{36.39} = 1.80MPa$

σ_{bc}= 1.80 MPa < $\overline{\sigma_{bc}}$ = 15 MPa. La condition est vérifiée.

b. Etat limite d'ouverture des fissures

L'escalier n'est pas exposé aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (Article **A.4.5, 32 du BAEL 91**) **[14]**.

c. Etat limite de déformation

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites (**BAEL 91/ Art. B.6.5,1**) **[14]** :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}\ ;\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0}\ ;\ \frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

. $\frac{h}{L} = \frac{25}{335} = 0,074 > \frac{1}{16} = 0.0625$ (La condition est vérifiée.)

. $\frac{h}{L} = 0.074 < \frac{M_t}{10.M_0} = \frac{35.61}{10x41.90} = 0.084$.(La condition n'est pas vérifiée.)

. $\frac{A_s}{b_0.d} = \frac{9.23}{100\,x23} = 0.004 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0.0105$. (La condition est vérifiée.)

La condition « $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$ » n'est pas vérifiées, le calcul de la flèche est nécessaire.

d. Calcul de la flèche

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^4}{E_v \times I} \quad \leq \quad \overline{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$\overline{f}$: la flèche admissible

q_s = max (q_v ; q_{pl}) = max (13.675 ; 10.29) = 13.675 KN/ml

E_v : module de déformation différée;$E_v = 3700\sqrt[3]{f_{C28}} = 3700\sqrt[3]{25}$

$E_v = 10819$ MPa

I_0 : moment d'inertie totale de la section homogène

$S_{ix'x}$: Moment statique par rapport à l'axe xx', tel que :

$S_{ix'x} = \frac{bh^2}{2} + 15.A.d = \frac{100 .25^2}{2} + 15x9.23x23 = 34434.35\ cm^3$.

$B_0 = B + n.A = b.h + n.A = 100x25 + 15x9.23 = 2638.45\ cm^2$.

$V_1 = \frac{34434.35}{2638.45} = 13.05\ cm$

$V_2 = 25 - 13.05 = 11.95\ cm$.

Donc :

$$I_0 = \frac{100}{3}[(13.065)^3 + (11.95)^3] + 15(11.95-2)^2 x9.23 = 144671.47\ cm^4.$$

. Au final :

$f_v = \frac{5x13.675x(5.7)^4 x10^8}{384x10819x144671.47} = 11.18\ cm < \frac{5700}{500} = 11.4cm$. La flèche est vérifiée.

Les armature calculées a L'ELU sont suffisants

L'escalier sera ferraillé comme suit :

- **En travée :**

Armatures principale : (6HA14) espacement = 15 cm
Armatures de répartition : 5HA10 espacement =20 cm

- **Aux appuis :**

Armatures principale : 6HA14 espacement = 15 cm
Armatures de répartition : 5HA10 espacement = 20 cm

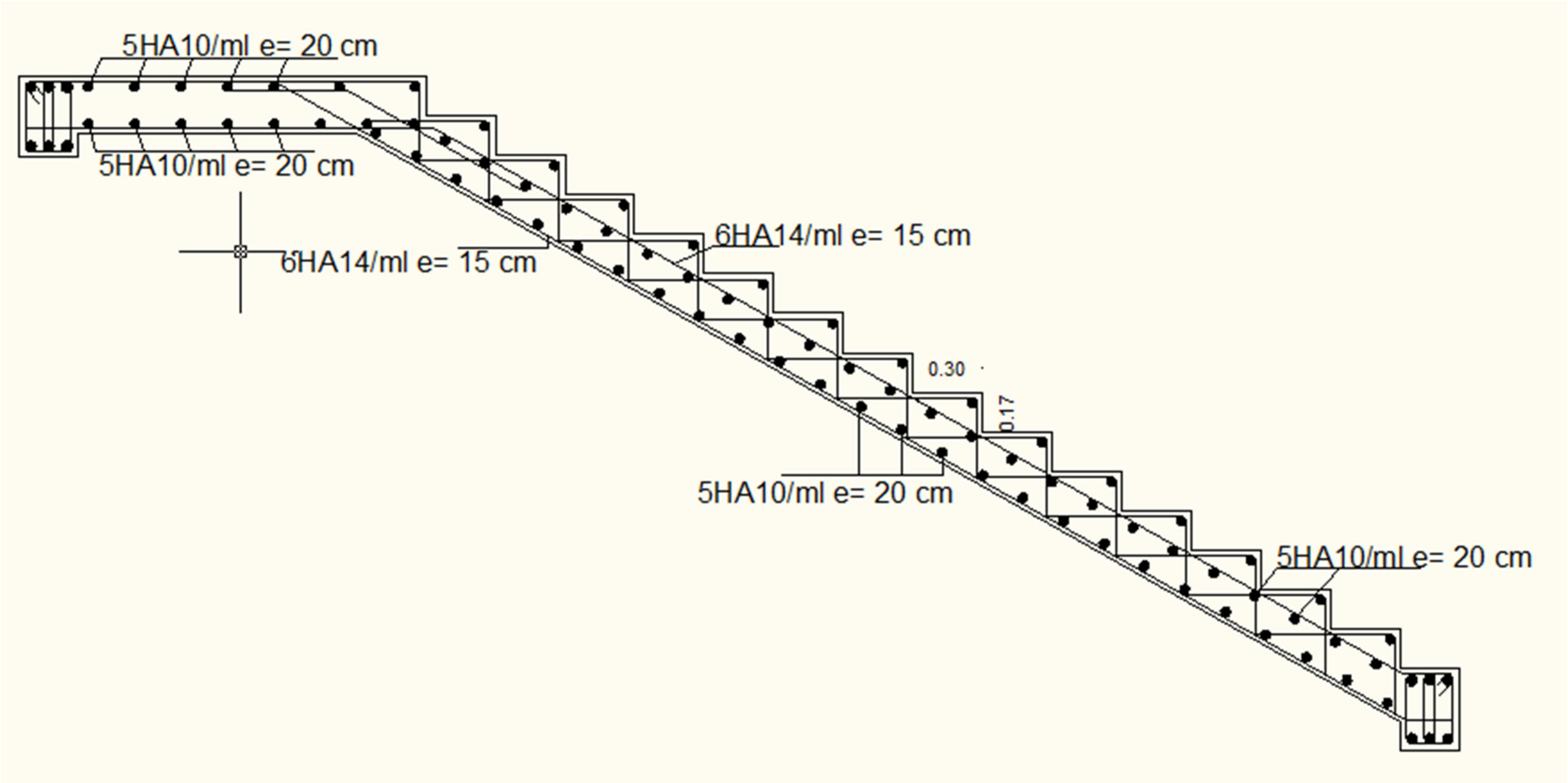


Figure.III.26 : ferraillage des escaliers du RDC

III.4.3. Escalier des étages courants

- **palier –volée**

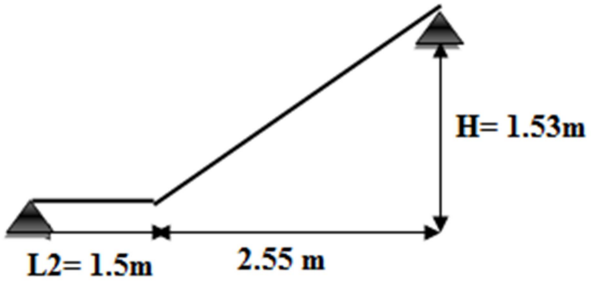


Figure III.21 : Schéma du 2ème type d'escalier.

$tg(\alpha)= \frac{H}{L_1}= \frac{153}{255}= 0.6 \Rightarrow \alpha= 30,96^{\circ}$

$L=\frac{L1}{\cos\alpha}=\frac{2,55}{\cos(30,96)}= 2,97m$

Longueur réelle de la paillasse: $L_0 = L + L_2= 2,97 + 1.5 = 4.47$ m.

$\frac{447}{30} \leq ep \leq \frac{447}{20}$ → 14,9 cm ≤ ep ≤ 22,35cm → **ep = 18 cm**

1. Détermination des charges et surcharges

a)Charges permanente

Tableau III.9 : Détermination du poids propre de la volée.

Matériaux	Epaisseur x 1ml (m²)	ρ (kN/m³)	G (kN/ml)
10. Poids propre de la paillasse	$\frac{1x0,18}{\cos(30.96)}$	25	5.24
11. Poids propre des marches	$\frac{1x0.17}{2}$	25	2.125
12. Carrelage horizontal	0.02	20	0.40
13. Mortier de pose horizontal	0.02	22	0.44
14. Carrelage vertical	0.01	20	0.20
15. Mortier de pose vertical	00.2	22	0.44
16. Lit de sable	0.02	18	0.36
17. Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
18. Garde-corps	-	-	0.20
$\sum G_i= G_{volée}=$			**9.105**

Tableau III.10 : Détermination du poids propre du palier.

Matériaux	Epaisseur x 1ml (m^2)	ρ (kN/m^3)	G (kN/ml)
1. Poids propre du palier	0.18	25	4.5
2. Revêtement en carrelage	0.01	20	0.20
3. Mortier de pose	0.02	22	0.44
4. Lit de sable	0.02	18	0.36
5. Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
$\sum G_i = G_{palier} =$			**6.04**

b)Surcharge d'exploitation

D'après le **DTR B.C. 2.2 [19]**, la charge d'exploitation pour un escalier est de :

Q= 2,5 kN/ml.

2. Calcul des efforts internes

Combinaisons de charges

Tableau III.11 : Calcul des sollicitations

	E.L.U	E.L.S
	1.35 G + 1 ,5 Q	**G + Q**
Paillasse	16.04	11.60
Palier	11.904	8.54

3. Calcul à l'ELU

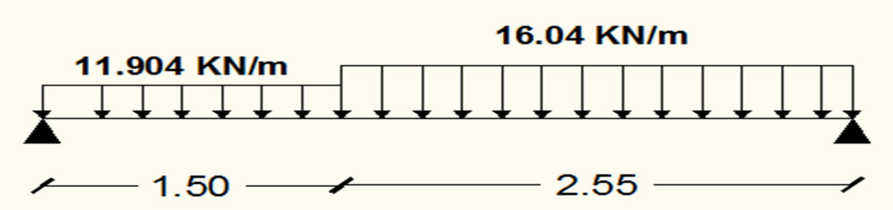


Figure III.27 : Schéma statique de calcul d'escalier l'ELU.

Détermination des réactions d'appuis

. $\sum F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 11.904\ (1.5) + 16.04\ (2.55) \Rightarrow R_A + R_B = 58.75$ KN

. $\sum M/_A = 0 \Rightarrow 4.05R_B = 11.904 \times (1.5)^2/2 + 16.04x\ (2.55) \times (2.775) \Rightarrow R_B = 31.33$ kN.

D'où : $R_A = 58.75 - 31.33 = 27.42$ kN.

d. Finalement

R_A= 27.42 kN.

R_B= 31.33 kN.

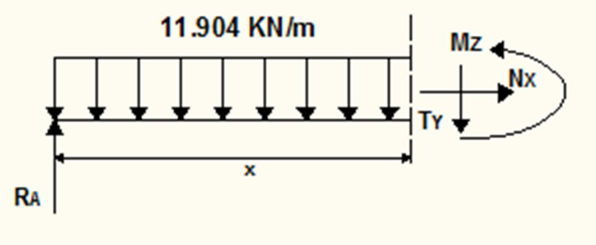
Calcul des efforts internes, moments fléchissant

Calcul des efforts internes :

Tronçon 1:0 ≤ X≤ 1.5m

$T(x) = -11.904x + 27.42$

$M(x) = -11.904(\frac{x^2}{2}) + 27.42x$



Tronçon 2 : 0≤x≤ 1.5

$T(x) = 16.04x - 31.33$

$M(x) = -16.04(\frac{x^2}{2}) + 31.33x$

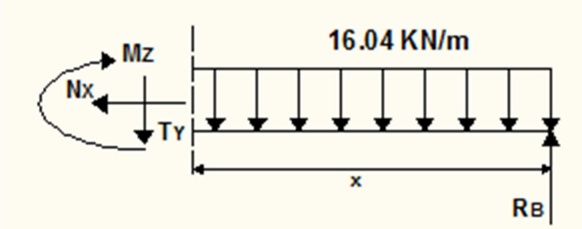


Tableau III.12 : Tableau récapitulatif des efforts.

Tronçons	X(m)	T (kN)	M (kN.m)
0 ≤ x ≤ 1.5	0	27.42	0
	1.5	9.57	27.74
0 ≤ x ≤ 2.55	0	-31.33	0
	2.55	9.57	27.74

Calcul du moment maximal Mz_{max}

Le moment fléchissant atteint sa valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule. D'où . Ty= -16.04x + 31.33= 0 ⇒ x= $\frac{31.33}{16.04}$= 1.95 m En remplaçant la valeur de x dans l'équation

Mz= -16.04$\frac{x^2}{2}$ + 31.33x :

Mz_{max}= 30.59 KN.m

Remarque : afin de tenir compte du semi encastrement aux extrémité, on porte une correction a l'aide des coefficients réducteur, pour le moment max aux appuis et en travée.

. En travée : M_t= 0,85Mz_{max}= 26 kN.m.

. Aux appuis : M_a= -0,3Mz_{max}= - 9.18 kN.m

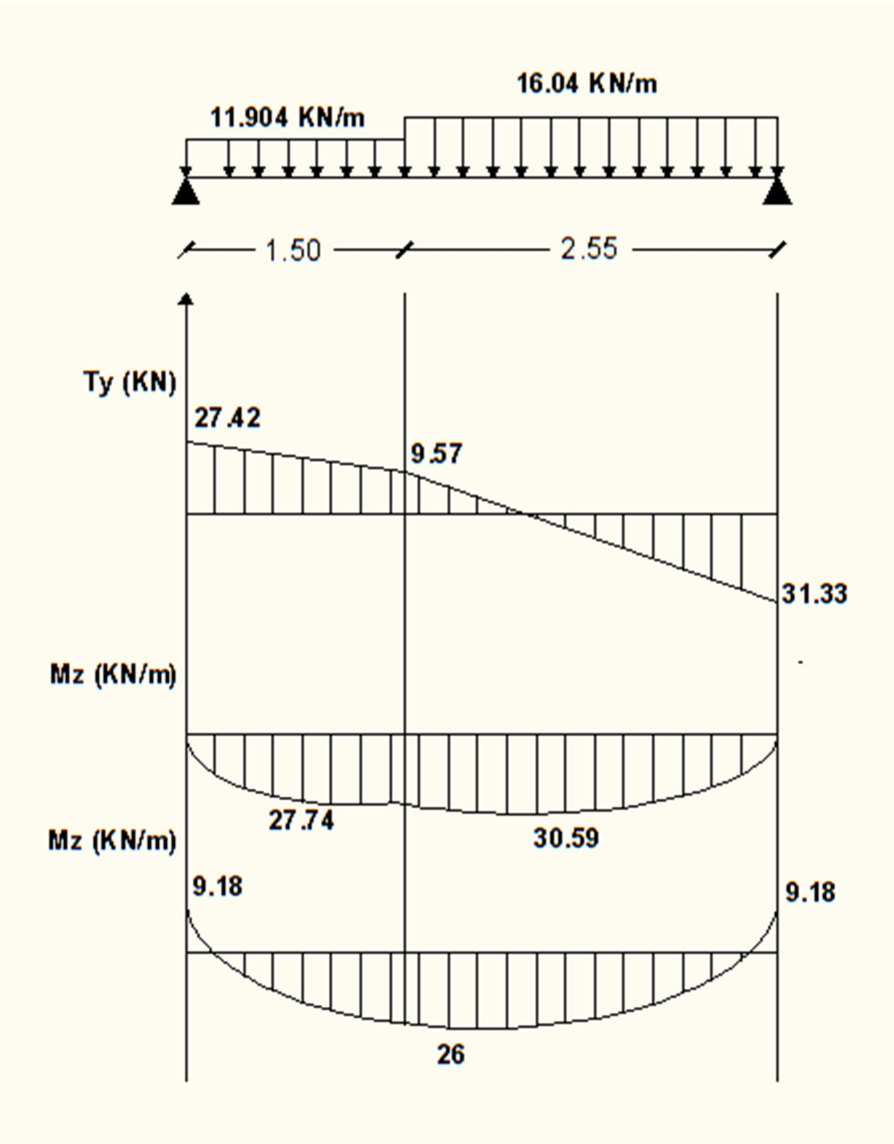


Figure III.28 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU.

4. Calcul des armatures

Le calcul se fera pour une bande de 1 m, soumise a la flexion simple

Armatures principales

a). En travée

M_u= 26kN.m

$$f_{bc}= \frac{0.85}{\theta \times \gamma b} fc28 = \frac{0.85}{1 \times 1.5} \times 25 = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_b= \frac{Mu}{b \times d^2 \times fbc} = \frac{26 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.071 \leq 0.392 \rightarrow S.S.A$$

$\mu_b = 0.071 \rightarrow ß = 0.9635$

$$A_t = \frac{Mu}{\beta \times d \times \sigma s} = \frac{26 \times 10^3}{0.9635 \times 16 \times 348} = 4.84\ cm^2$$

Soit: 5HA 12→ (A_t = 5.65 cm²) Avec un espacement St= 20 cm

b) Aux appuis

M^a =9.18 kN.m

$$\mu_a = \frac{Ma}{bd^2 fbc} = \frac{9.18 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.025 \leq 0.392 \rightarrow S.S.A$$

μ_a= 0.025→ß =0.9875

$$A_a = \frac{Ma}{\beta.d.\delta s} = \frac{9.18 \times 10^3}{0.9875 \times 16 \times 348} = 1.66\ cm^2$$

Soit: 5HA 12 (A_t = 5.65cm²) avec un espacement St= 20 cm.

Armatures de répartition

Aux travées

A_r= 1/4 $A_{adoptée}$ = 1/4 (5.65)=1.41 cm². Soit : 5HA 10 = 3.93 cm². Avec un espacement : S_t= 20 cm.

Aux appuis

A_r= 1/4 $A_{adoptée}$ =1/4 (5.65)= 1.41 cm². Soit : 5HA 10= 3.93 cm². Avec un espacement : S_t=20 cm.

5. Vérifications à l'ELU

Condition de non fragilité (BAEL 91/ Art. A.4.2.1) [14]

$$A_{min} \geq 0{,}23.b_0.d.\frac{fc_{28}}{fe} = 0{,}23(100)(16)\frac{2{,}1}{400} = 1.932\ cm^2.$$

. En travée : A_t= 5.65 cm² > 1.932 cm². La condition est vérifiée.

. Aux appuis : A_a= 5.65 cm² > 1.932 cm². La condition est vérifiée.

Vérification au cisaillement (BAEL 91/ Art. 5.1, 211) [14]

$$\bar{\tau} = \min\left\{\frac{0{,}2\ fc_{28}}{\gamma_b}\ ;\ 5\ MPa\right\} = 3{,}33\ MPa$$

$$. \tau = \frac{V_{1max}}{b.d} = \frac{31.33.10^3}{1000.160} = 0.195MPa < 3.33\ MPa.$$ La condition est vérifiée.

Il n'y a pas de risque de cisaillement. Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

.

Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 91/ Art A.6.1 ,3) [14]

$\overline{\tau_{se}} = \Psi_s . f_{t28}$

Où :

Ψ_s : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier)

$\Psi_s = 1.5$ (Barres de haute adhérence).

Donc :

$$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0{,}9d\sum \mu_i}$$

Où :

. $\sum \mu_i$: Somme des périmètres utiles des barres ($\sum \mu_i = n.\pi.\varphi$)

$\sum \mu_i = 5 \text{ X } 3{,}14 \text{ X } 12 = 188.4$ mm.

$$\tau_{se} = \frac{31.33.10^3}{0{,}9x160\,x188.4} = 1.154 \text{ MPa.}$$

$\tau_{se} = 1.154$ MPa $< \overline{\tau_{se}} = 3.15$ MPa.

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

Influence de l'effort tranchant sur le béton aux voisinage des appuis (BAEL 91 / Art. 5.1,312) [14]

$$A_{st\ adopté} > A_{st\ ancrer} = \frac{\gamma_s . V_u{}^{max}}{f_e} = \frac{1.15x31.33.10^3}{400.10^2} = 0.9 \text{ cm}^2$$

$A_{st\ adopté} = 5.65 \text{ cm}^2 > 0.9 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée. Donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

Ancrage des barres (BAEL 91/ Art 6.1 ,221) [14]

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25$ MPa, la longueur de scellement droite $l_s$est égale à :

$l_s = 35\varphi$

. Pour les HA 10 : $l_s = 35x1.0 = 35$ cm.

. Pour les HA 12 : $l_s = 35x1.2 = 42$ cm.

L_s dépasse l'épaisseur de la poutre palière, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de : $L_c = 0{,}4L_s$

. Pour les HA 10 : $L_c = 0{,}4 \text{ x } 35 = 14$ cm.

. Pour les HA 12 : $L_c = 0{,}4 \text{ x } 42 = 16.8$cm.

. Finalement : La longueur $L_c = 20$ cm

Espacements des barres (BAEL 91/ Art. A.8.2, 42) [14]

Pour des charges réparties seulement :

. Armatures principales en travée : S_t= 20 cm < min (3h ; 33 cm) = 33 cm. La condition est vérifiée.

. Armatures principales aux appuis : S_t= 20 cm < min (3h ; 33 cm) = 33 cm. La condition est vérifiée.

. Armatures de répartition : S_t= 20 cm < min (4h ;45 cm) = 45 cm. La condition est vérifiée.

6. Calcul à l'ELS

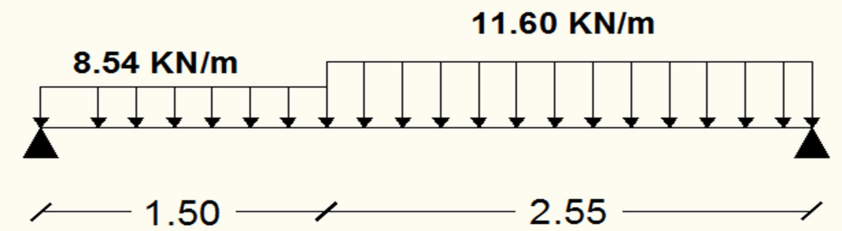


Figure III.29 : Schéma statique de calcul du L'escalier à l'ELS.

Détermination des réactions d'appuis

. $\sum F/y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 8.54\ (1.5) + 11.6\ (2.55) \Rightarrow R_A + R_B = 42.39$ kN.

. $\sum M/_A = 0 \Rightarrow 4.05R_B = 8.54x1.5x0.75 + 11.6x2.55x2.775 \Rightarrow R_B = 22.69$ kN.

D'où : $R_A = 42.39 - 22.69 = 19.7$ kN.

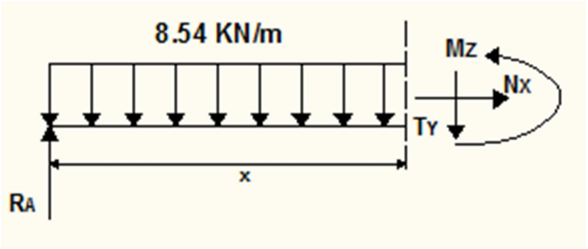
Finalement $R_A = 19.7$ kN .$R_B = 22.69$ kN.

Calcul des efforts internes

Tronçon 1:0 ≤ X≤1.5

$T(\boldsymbol{x}) = -8.54x + 19.7$

$M(\boldsymbol{x}) = -8.54(\frac{x^2}{2}) + 19.7x$



Tronçon 2 : 0≤$\boldsymbol{x}$≤ 1.2

$T(x) = 11.6x - 22.69$

$M(x) = -11.6(\frac{x^2}{2}) + 22.69x$

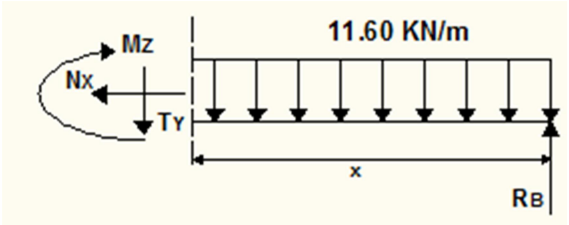


Tableau III.13: Tableau récapitulatif des efforts

Tronçons	X(m)	T (kN)	M (kN.m)
$0 \leq x \leq 1.5$	0	19.7	0
	1.5	6.89	19.94
$0 \leq x \leq 2.55$	0	-22.69	0
	2.55	6.89	19.94

Calcul du moment maximal Mz_{max}

Le moment fléchissant atteint sa valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule. D'où :

. Ty= 11.6 x - 22.69= 0 ⇒ x= $\frac{22.69}{11.6}$ = 1.95 m

En remplaçant la valeur de x dans l'équation Mz= -11.6 $\frac{x^2}{2}$ + 22.69x :

. Mz_{max}= 22.19 kN.m.

En tenant compte de l'encastrement partiel des appuis :

. En travée : M_t= 0,85Mz_{max}=18.86 kN.m.

. Aux appuis : M_a= -0,3Mz_{max}= -6.65 kNm.

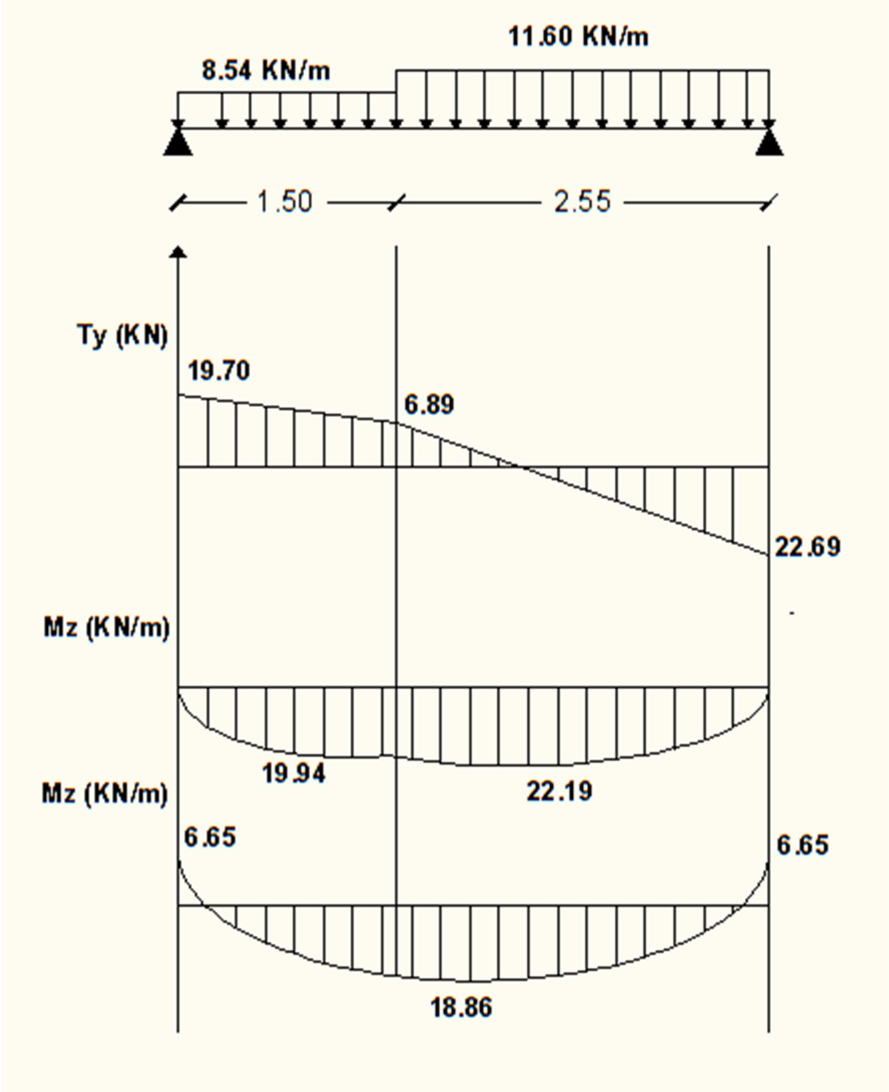


Figure III.30 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS

7. Vérifications à l'ELS

a. Etat limite de compression du béton

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$

- **En travée**

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15$ MPa.

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$

$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 . d . A}$

$\rho = \frac{100A}{b.d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 16} = 0.353$

. Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0.353$: $\beta_1 = 0.9072$; $K_1 = 38.89$

Donc

. $\sigma_{st} = \frac{18.86.10^6}{0{,}9072x160x5.65.10^2} = 229.96$ MPa

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{229.96}{38.89} = 5.91$ MPa

$\sigma_{bc} = 5.91$ MPa $< \bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa. La condition est vérifiée.

- **Sur appuis**

$\rho = \frac{100A}{b.d} = \frac{100x5.65}{100x16} = 0.353$

. Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0.353$: $\beta_1 = 0.9072$; $K_1 = 38.89$

Donc :

. $\sigma_{st} = \frac{6.65.10^6}{0.9072\,x160\,x5.65\,x10^2} = 81.08$ MPa

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{81.08}{38.89} = 2.08$ MPa

$\sigma_{bc} = 2.08$ MPa $< \bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa. La condition est vérifiée.

b. Etat limite d'ouverture des fissures

L'escalier n'est pas exposé aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (Article **A.4.5,32 du BAEL 91**) **[14]**.

c. Etat limite de déformation

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites (**BAEL 91/ Art. B.6.5,1**) **[14]** :

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$; $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$; $\frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

. $\frac{h}{L} = \frac{18}{335} = 0{,}0537 > \frac{1}{16} = 0.0625$ (La condition est vérifiée.)

. $\frac{h}{L} = 0.0537 < \frac{M_t}{10.M_0} = \frac{18.86}{10x22.19} = 0.084$(La condition n'est pas vérifiée.)

. $\frac{A_s}{b_0.d} = \frac{5.65}{100\,x16} = 0.0035 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0.0105$. (La condition est vérifiée.)

Les conditions « $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0}$ » ne sont pas vérifiées, le calcul de la flèche est nécessaire

d. Calcul de la flèche

Avec

$\bar{f}$: la flèche admissible

$q_s = \max(q_v ; q_{pl}) = \max(11.6 ; 8.54) = 11.6$ KN/ml

E_υ : module de déformation différée; $E_\upsilon = 3700 \sqrt[3]{f_{C28}} = 3700 \sqrt[3]{25}$

$$E_\upsilon = 10819 \text{ MPa}$$

I_0 : moment d'inertie totale de la section homogène

$S_{ix'x}$: Moment statique par rapport à l'axe xx', tel que :

$S_{ix'x} = \frac{bh^2}{2} + 15.A.d = \frac{100 .18^2}{2} + 15x5.65x16 = 17556 \text{ cm}^3$.

$B_0 = B + n.A = b.h + n.A = 100x18 + 15x5.65 = 1884.75 \text{ cm}^2$.

$V_1 = \frac{17556}{1884.75} = 9.31$

$V_2 = 18 - 9.31 = 8.69$ cm.

Donc

$$I_0 = \frac{100}{3}[(9.31)^3 + (8.69)^3] + 15(8.69 - 2)^2 x\ 5.65 = 52566.06 \text{ cm}^4.$$

. Au final

$f_v = \frac{5x11.6x(4050)^4}{384x10819x52566.06x(10)^4} = 0.71$ cm $< \frac{405}{500} = 8.1$cm. La flèche est vérifiée.

Les armature calculées a l'ELU sont suffisantes

L'escalier sera ferraillé comme suit :

- **En travée**

Armatures principale : (5HA12) espacement = 20 cm

Armatures de répartition : 5HA10 espacement =20 cm

- **Aux appuis**

Armatures principale : 5HA12 espacement = 20 cm

Armatures de répartition : 5HA10 espacement = 20 cm

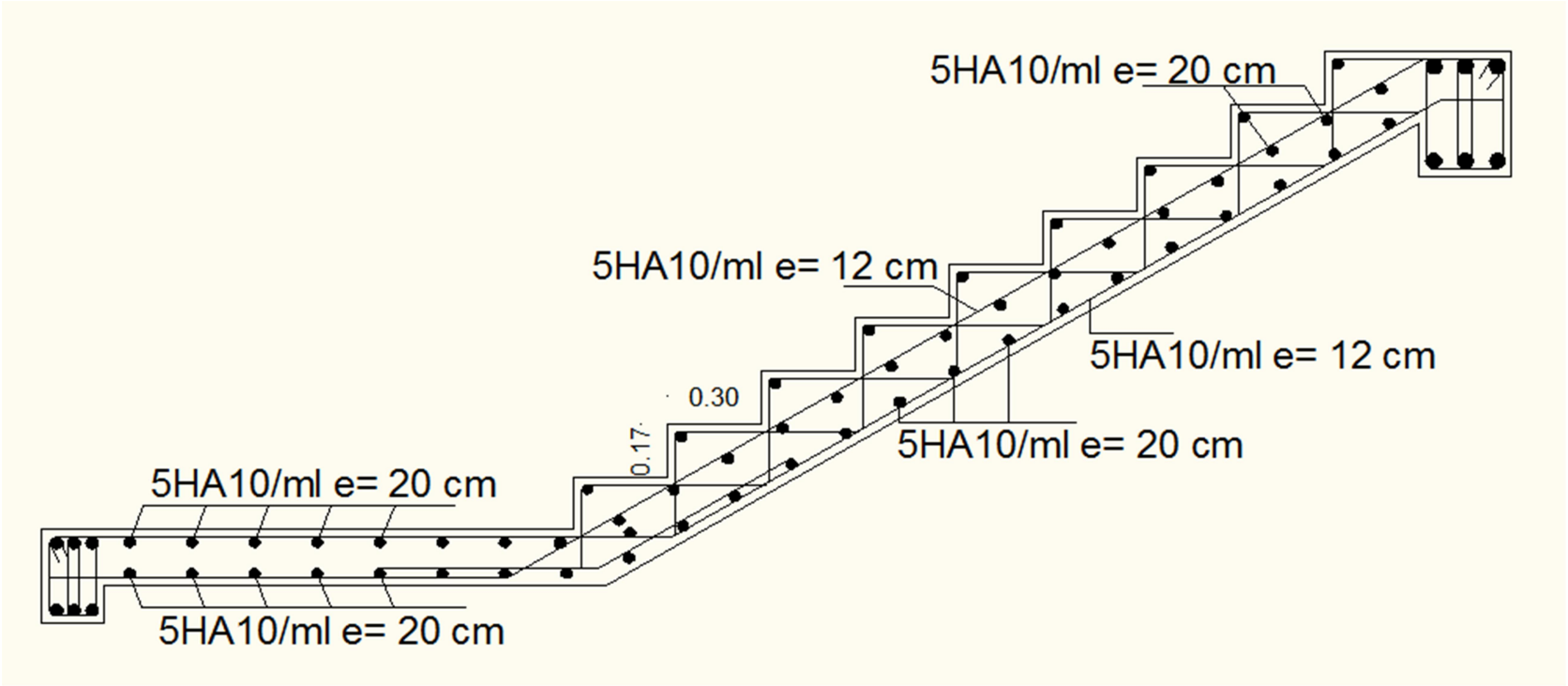


Figure.III.31 : ferraillage des escaliers des étages courant

III.5. La poutre palière

III.5.1. définition

La poutre palier est destinée a supporter son poids propre, poids du mur et les réactions du palier, semi encastré à ces extrémités dans les poteaux sa portée max est de 3.35 m.
Dans notre cas en va étudier deux poutres palières (poutre palière pour l'escalier du RDC et une pour les étages courants)

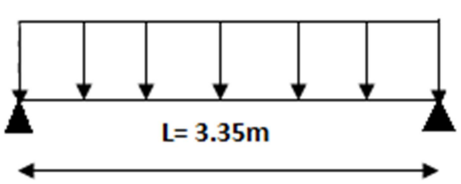


Figure III.32 : Schéma statique de la poutre palière.

III.5.2. Poutre palière RDC

a. Pré dimensionnement

- **Hauteur de la poutre**

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

$\frac{335}{15} \leq h \leq \frac{335}{10} \rightarrow 22.3 \leq h \leq 33.5$
Selon le RPA99 (modifiée en 2003) : $\mathbf{h \geq 35cm}$

On opte pour **h = 35cm**

- **La largeur :**

$\mathbf{0.4h \leq b \leq 0.7h}$
$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \rightarrow 14 \leq b \leq 24.5$
Selon le RPA99 (modifiée en 2003) : $\mathbf{b \geq 25cm}$
$\frac{\mathbf{h}}{\mathbf{b}} < 4$
On opte pour **b=25cm**
Donc la poutre aura pour dimension (25x35)

- **Vérification des conditions du RPA**

$h = 35cm \geq 30cm$…….condition vérifiée
$b = 25cm \geq 20cm$……..condition vérifiée
$\frac{h}{b} = 1.4 < 4$…….condition vérifiée

b. Charges revenant à la poutre

Poids propre de la poutre :$G_p = 0.25 \times 0.35 \times 25 = 2.19 KN/ml$
La réaction du palier a l'ELU :$R_u = 52.76$ KN
La réaction du palier a l'ELS :$R_s = 38.31$ KN

c. Combinaison de charge

A l'ELU: $q_u = 1{,}35G + R_u = (1{,}35 \times 2.19) + 52.76 = 55.71$ KN/ml.
$q_u = 55.71$ KN/ml
A l'ELS: $q_s = G + R_s = (2.19) + 38.31 = 40.50\ KN/ml.$
$q_s = 40.50$ KN/ml

d. Calcul à L'ELU

1. Calcul les efforts interne

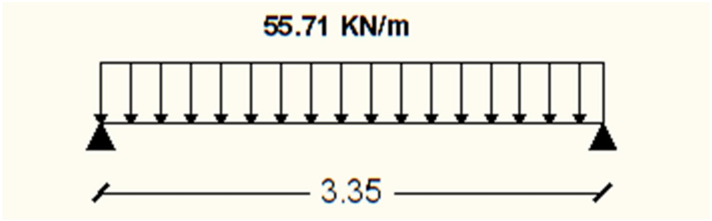


Figure III.33 : Schéma statique de la poutre palière

- **Moment isostatique**

$$\mathbf{M_0 = \frac{q_u L^2}{8}}$$

$$M_0 = \frac{55.71 \text{ x} 3.35^2}{8} = 92.5 \text{ KN.m}$$

$M_0 = 92.5$ KN.m

- **L'effort tranchant :**

$$\mathbf{T_u = \frac{q_u L}{2}}$$

$$T_u = R_A = R_B \frac{55.71 \times 3.35}{2} = 110.44 \text{ KN}$$

$T_u = 110.44$ KN

En tenant compte du semi encastrement, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0.85et 0.3 respectivement :

$M_a = (-0.3)M_0 = (-0.3) \times 92.5 = -27.75KN.m$

$M_t = (0.85)M_0 = 0.85 \times 92.5 = 78.62KN.$

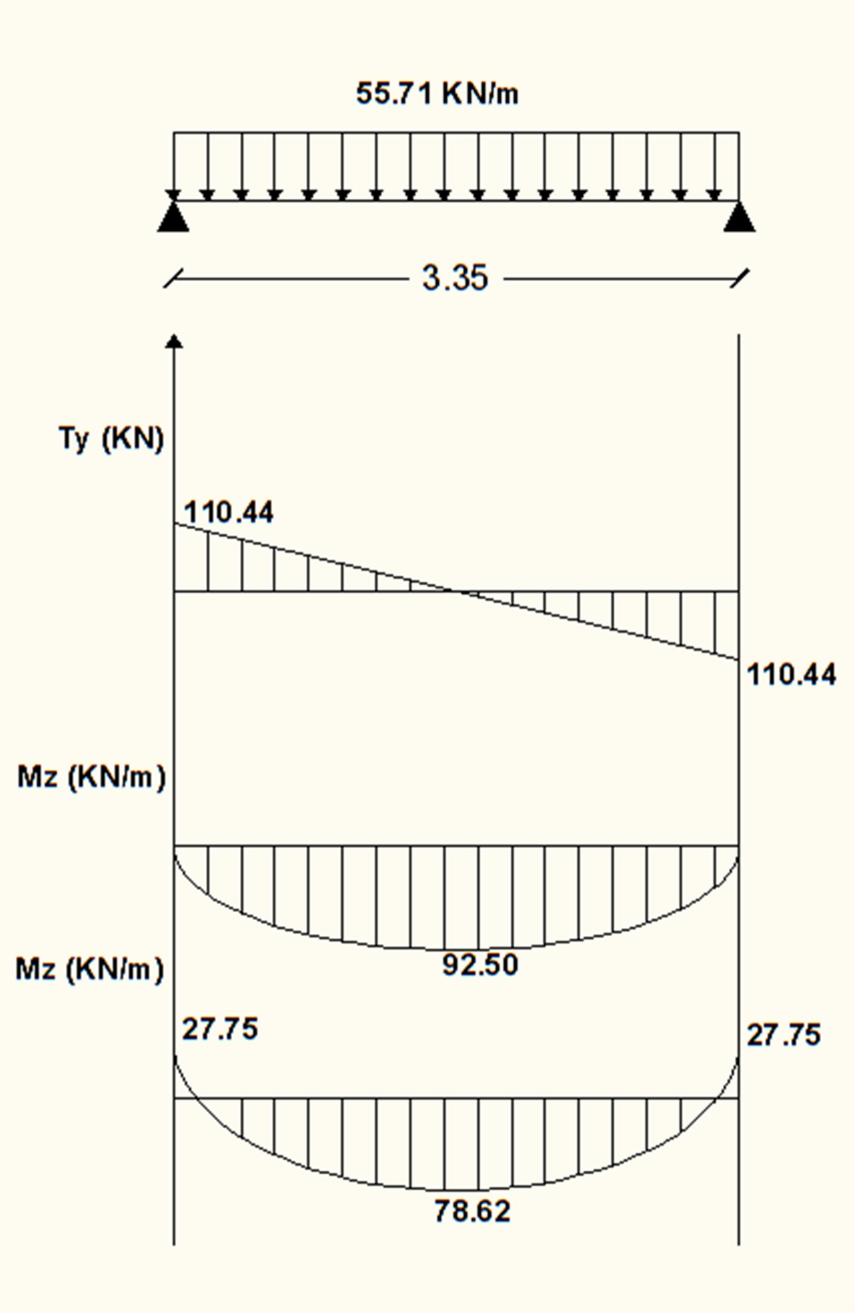


Figure.III.34 : Diagramme des moments et des efforts interne

e. Calcul des armatures

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_t^{max}}{bd^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.20\text{MPa}$$

$$\mu_u = \frac{78.62 \times 10^2}{25 \times 33^2 \times 1.42} = 0.203$$

$\mathbf{0.203 < 0.392}$ ⇨ **SSA** ⟶ **tableau :** $\boldsymbol{\beta = 0.8855}$

$$\mathbf{A_{st} = \frac{M_t^{max}}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}}}$$

$$A_{st} = \frac{78.62 \times 10^2}{0.8855 \times 33 \times 34.8} = \mathbf{7.73 cm^2}$$

$\mathbf{A_{st} = 7.73 cm^2}$ On opte pour :

3HA14 + 3HA12 = 4.62 + 3.39=8.01 cm²

- **Aux appuis :**

$M_a^{max} = 27.75$ KN. m

$$\mathbf{\mu_u = \frac{M_a^{max}}{bd^2 f_{bu}}}$$

$$\mu_u = \frac{27.75 \times 10^2}{25 \times 33^2 \times 1.42} = 0.07$$

$\mathbf{0.07 < 0.392}$ ⇨ **SSA** ⟶ **tableau :** $\boldsymbol{\beta = 0.963}$

$$\mathbf{A_{st} = \frac{M_a^{max}}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_s}}}$$

$$A_{st} = \frac{27.75 \times 10^2}{0.963 \times 33 \times 34.8} = 2.5\ \text{cm}^2$$

$\mathbf{A_{st} = 2.5\ cm^2}$ on opte pour **3HA14 = 4.62 cm²**

f. Vérifications à effectuer à l'ELU

➢ **Condition de non fragilité : [Art A.4.2 /B.A.E.L91]**

On doit verifier la condition suivante :

$$\mathbf{A_{adopté} \geq A_{min} = 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e}}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 25 \times 33 \times \frac{2.1}{400} = 0.99\ cm^2$$

- **En travée :**

$A_{st} = 8.01\ cm^2 > 0{,}84 cm^2$ ……Condition vérifiée.

- **Aux appuis :**

$A_{sa} = 4.62\ cm^2 > 0{,}84 cm^2$…… Condition vérifiée

.

➢ **Vérification de la contrainte de cisaillement : (art A.5.1/ BAEL91)**

On doit vérifier :

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

$$\textbf{Avec} \begin{cases} \boldsymbol{\tau_u = \frac{V_u^{max}}{bd}} \\ \boldsymbol{\bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5MPa\right\}} \end{cases} \textbf{(fissuration peu nuisible)}$$

$V_u^{max} = 110.44KN$

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{110.44\times10^3}{330\times250} = 1.33MPa \\ \bar{\tau}_u = min\left\{\frac{0.2}{1.5}\times 25; 5MPa\right\} = 3.33MPa \end{cases}$$

$\boldsymbol{\tau_u = 1.33MPa \leq \bar{\tau}_u 3.33MPa}$ **…….. Condition vérifié**.

g. Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis

➢ **Dans le béton (BAEL91 modifié 99/Art A.5.1, 3)**

On doit vérifier :

$$\boldsymbol{\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{ab} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}}$$

Avec :

$\boldsymbol{a = 0.9d}$

$$\boldsymbol{\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{0.9db} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2\times110.44\times10^3}{0.9\times330\times250} = 2.70\ \text{MPa}$$

$$\frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8\times25}{1.5} = 13.33\text{MPa}$$

$\boldsymbol{\sigma_{bc} = 2.70MPa \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33MPa}$**……condition vérifiée.**

➢ **Dans les aciers : (BAEL 91 modifié 99/Art A.5.1, 321)**

On doit vérifier

$$\boldsymbol{A_{st} \geq \frac{V_u^{max}}{\bar{\sigma}_s}}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$$

$$\frac{V_u^{max}}{\bar{\sigma}_{st}} = \frac{110.44\times10^3}{348\times10^2} = 3.17\ \text{cm}^2$$

$\boldsymbol{A_{st} = 4.62\ cm^2 \geq \frac{V_u^{max}}{\bar{\sigma}_{st}} = 3.17 cm^2}$**……..condition vérifiée.**

h. Vérification de la condition d'adhérences et d'entrainement des barres : (Art .A.6.1.3 / BAEL 91).

On doit vérifier :

$$\boldsymbol{\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0.9 d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}}$$

$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 MPa$ Avec : $\Psi_s = 1.5$ (pour les aciers H.A).

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3.14 \times 1.2 + 3 \times 3.14 \times 1.4 = 244.92\ mm$$

$$\tau_{se} = \frac{110.44 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 244.92} = 1.51\ \text{MPa}$$

$\tau_{se} = 1.51$ MPa $\leq \bar{\tau}_{se} = 3.15$ MPa ……condition vérifiée.

i. Ancrages des barres (Art A.6.1.22/BAEL91) :

Elle correspond a la longueur d'acier ancre dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demande a la barre puisse mobilise.

$$\boldsymbol{L_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{su}}}$$

Avec :

$\boldsymbol{\tau_{su} = 0.6 \Psi^2 f_{t28}}$

$\tau_{su} = 0.6(1.5)^2 \times 2.1 = 2.835$MPa

Pour HA14

$$\boldsymbol{L_s} = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38\ \text{cm}$$

Soit **: Ls = 50 cm**

Pour HA12

$$\boldsymbol{L_s} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32\ \text{cm}$$

Soit **: Ls = 45 cm**

Les règles de BAEL (BAEL 91modifié 99 /Art A.6.1, 253) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée hors crochet L est au moins égale **0,4Ls** pour les aciers HA.

$L = 0,4Ls$.

Pour HA14 $L = 0,4 \times 50 = 20$cm

Pour HA12 L = 0.4 × 45 = 18 cm

j. Calcul des armatures transversales

➢ **Diamètre armature transversales :(Art A.7.2/BAEL 91)**

$$\emptyset \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \emptyset_l; \frac{b}{10}\right\}$$

$$\emptyset \leq \min\left\{\frac{350}{35}; 14; \frac{250}{10}\right\} = \min\{10; 14; 25\} = 8\text{mm}$$ **Soit** $\emptyset = 8\ mm$

Nous adopterons un cadre et un étrier en HA8,soit la section d'armature transversales :

$$A_t = 4HA8 = 2.01cm^2$$

➢ **Espacement max des armatures transversales :(Art A.5.1.22/BAEL91) :**

$$S_t \leq \min\{0,9d\ ;\ 40\ cm\}$$

$$S_t \leq \min\{29.7;\ 40\ \text{cm}\} = 25\ cm$$

➢ **Exigences du RPA pour les aciers transversaux:(Art 7.5.2.2/RPA2003)**

Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 12\emptyset\right\}$$

$$S_t \leq \min\left\{\frac{35}{4}; 12 \times 1.2\right\} = \min\{8.75; 16.8\} = 8.75\ \text{cm}$$

On prend :$S_t = 8\ \text{cm}$

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$S_t \leq \frac{35}{2} = 17.5\ cm$$

On prend : $S_t = 15cm$

Selon le **RPA 99** la section d'armatures transversale doit vérifiée :

$$A_t^{min} = 0,003 \times S_t \times b \leq A_t$$

$A_t^{min} = 0{,}003 \times 15 \times 25 = 1.12\text{cm}^2$

$A_t = 2{,}01\ cm^2$

$A_t^{min} = 1.12cm^2 \leq A_t = 2.01cm^2$ .....**condition vérifiée**

k. Vérification à L'ELS :

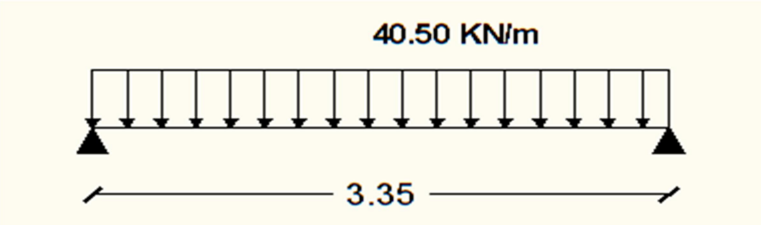


Figure III.33 : Schéma statique de la poutre palière

➢ **calcul les efforts interne**

$\mathbf{q_s = 40.50\ KN/ml}$

- **Moment isostatique** :$\mathbf{M_0 = \frac{q_u L^2}{8}}$

$$M_0 = \frac{40.50 \times 3.35^2}{8} = 60.67\ \text{KN.m}$$

$\mathbf{M_0 = 60.67\ KN.m}$

- **L'effort tranchant**

$\mathbf{T_u = \frac{q_u L}{2}}$

$$T_u = R_A = R_B \frac{40.50 \times 3.35}{2} = 72.44\ \text{KN}$$

$\mathbf{T_u = 72.44\ KN}$

En tenant compte du semi encastrement, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0.85et 0.3 respectivement :

$$M_a = (-0.3)M_0 = (-0.3) \times 60.67 = -18.20\ \text{KN.m}$$
$$M_t = (0.85)M_0 = 0.85 \times 60.67 = 51.56\ \text{KN.m}$$

Diagramme des efforts interne :

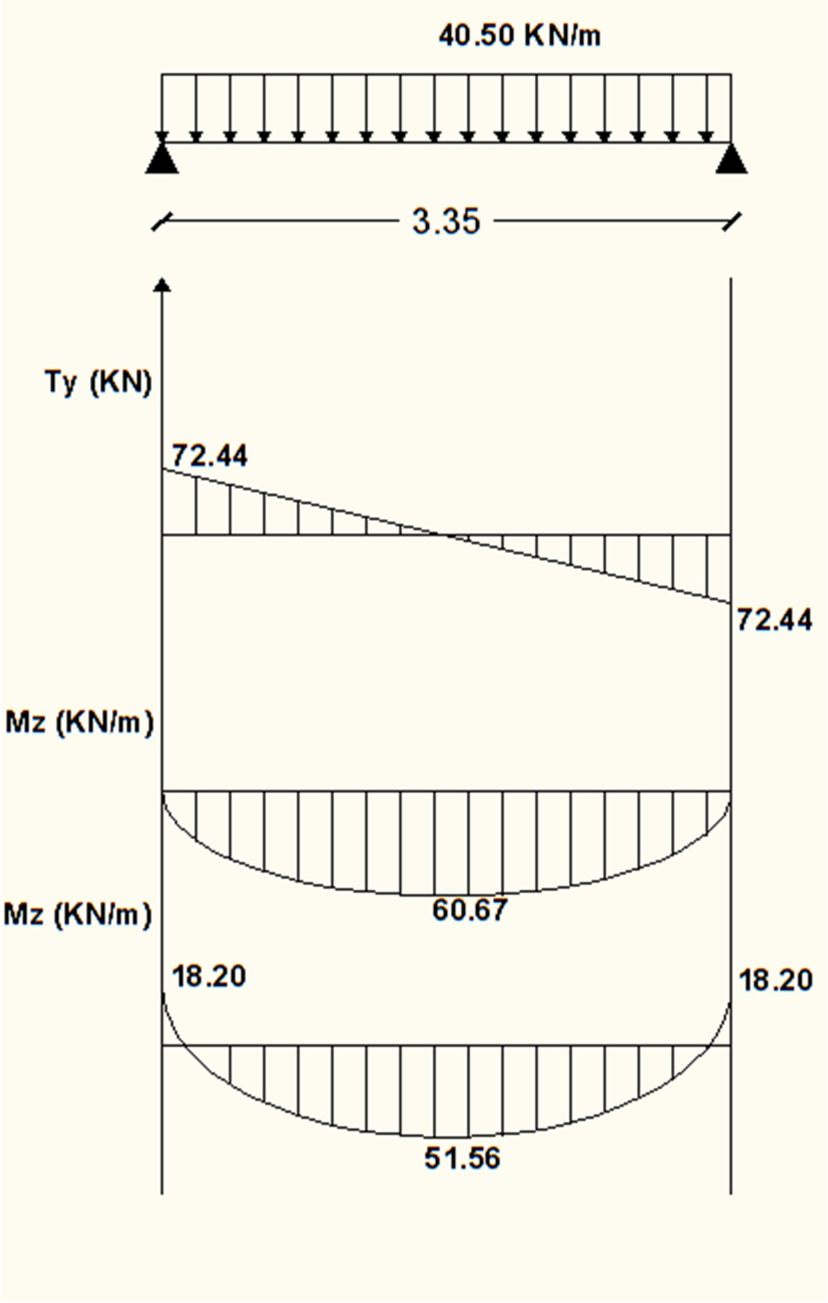


Figure.III.35 : Diagramme des moments et des efforts interne

1. Etats limite de compression de béton (Art A.4.5.2/BAEL91)

➢ **Vérification des contraintes dans l'acier**

- **En travée :**

$M_t = 51.56$ KN. m $\quad A_s = 8.01\ cm^2$

$\boldsymbol{\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta d A_s} \leq \overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}}$ Fissuration peu nuisible

$\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$

$\overline{\sigma}_{st} = \mathbf{348MPa}$

$$\boldsymbol{\sigma_{st}} = \frac{\mathbf{M_s}}{\boldsymbol{\beta d A_s}}$$

Calcul β :

$$\boldsymbol{\rho} = \frac{\mathbf{100 \times A_s}}{\mathbf{b \times d}}$$

$$\rho = \frac{100 \times 8.01}{25 \times 33} = 0.971 \rightarrow \beta = 0.8627 \rightarrow K = 21.44$$

$$\boldsymbol{\sigma_{st}} = \frac{51.56 \times 10^6}{0.8627 \times 330 \times 8.01 \times 10^2} = 226.1 \text{ MPa}$$

$$\boldsymbol{\sigma_{st} = 226.1 \text{ MPa}}$$

$\boldsymbol{\bar{\sigma}_{st} = 348MPa > \sigma_{st} = 226.1 \text{ MPa}}$ ……Condition vérifiée.

- **En appuis :**

$M_a = 18.20$ KN. m $\quad A_s = 4.62\ cm^2$

$\boldsymbol{\sigma_{st}} = \frac{\mathbf{M_s}}{\boldsymbol{\beta d A_s}} \leq \boldsymbol{\bar{\sigma}_{st}} = \frac{\mathbf{f_e}}{\boldsymbol{\gamma_s}}$ Fissuration peu nuisible

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$$

$$\boldsymbol{\bar{\sigma}_{st} = 348MPa}$$

$$\boldsymbol{\sigma_{st}} = \frac{\mathbf{M_s}}{\boldsymbol{\beta d A_s}}$$

Calcul β :

$$\boldsymbol{\rho} = \frac{\mathbf{100 \times A_s}}{\mathbf{b \times d}}$$

$$\rho = \frac{100 \times 4.62}{25 \times 33} = 0.56 \rightarrow \beta = 0.8884 \rightarrow K = 29.82$$

$$\rho\boldsymbol{\sigma_{st}} = \frac{18.20 \times 10^6}{0.8884 \times 330 \times 4.62 \times 10^2} = 134.37 \text{ MPa}$$

$$\boldsymbol{\sigma_{st} = 134.37 \text{ MPa}}$$

$\boldsymbol{\bar{\sigma}_{st} = 348MPa > \sigma_{st} = 134.37 \text{ MPa}}$ ……..Condition vérifiée.

- **Vérification des contraintes dans le béton**
- **En travée**

$$\boldsymbol{\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}} \begin{cases} \boldsymbol{\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15MPa} \\ \boldsymbol{\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K}} \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{226.1}{21.44} = 10.54 \text{ MPa}$$

$\boldsymbol{\sigma_{bc} = 10.54 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa}$……Condition vérifiée

- **En appuis**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \begin{cases} \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 MPa \\ \sigma_{bc} = \dfrac{\sigma_{st}}{K} \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{134.37}{29.82} = 4.5 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 4.5 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 MPa$……Condition vérifiée

➢ **Etat limite de déformation (Art B.6.5.2)**

Les règles de BAEL (Art B.6.5.2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

$$\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{H}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

H=35cm

L=3.35 m

M_t : moment max en travée

M_0 : moment isostatique max en travée.

Vérification

$\frac{H}{L} = \frac{35}{335} = 0.104 > \frac{1}{16} = 0.0625$ …… …….Condition vérifiée.

$\frac{H}{L} = \frac{35}{335} = 0.104 > \frac{Mt}{10 \times Mo} = \frac{51.56}{10 \times 60.67} = 0.084$……Condition vérifiée

$\frac{A}{bd} = \frac{8.01}{25 \times 33} = 0.0097 < \frac{4.2}{fe} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$ ……. Condition vérifiée.

Les 3 conditions sont vérifiées donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche

Le ferraillage de la poutre palière sera comme suit :

1. **Armature longitudinales**
   - **En travée** 3HA14 comme fil et 3HA12 comme chapeaux
   - **En appuis** 3HA14
2. **Armature transversales**

   1cadre et un étrier en HA8

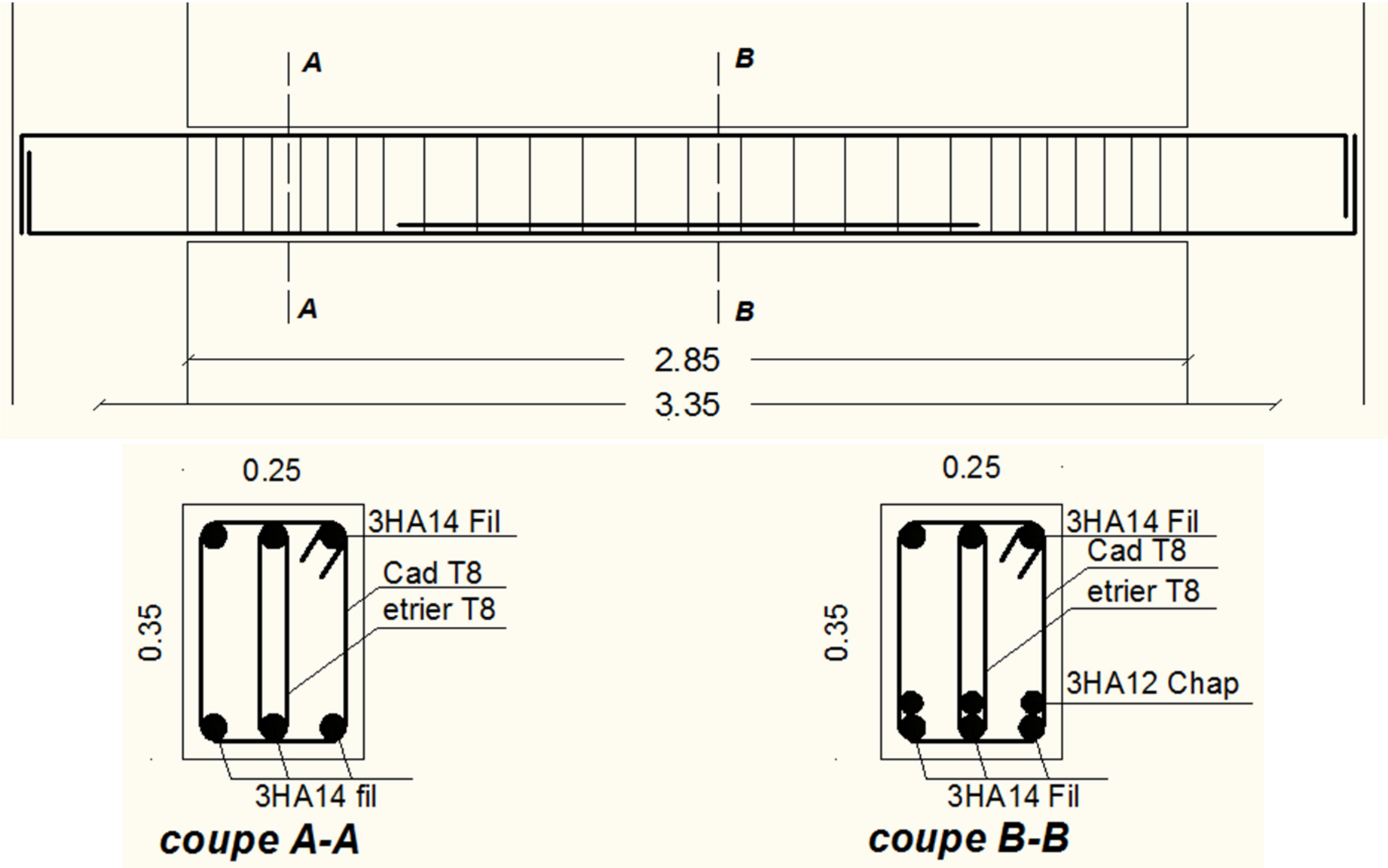


Figure.III.36 : ferraillage de la poutre palière RDC

III.5.3. Poutre palière étage courant

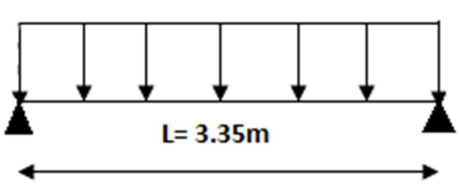


Figure III.37 : Schéma statique de la poutre palière.

a. Pré dimensionnement

- **Hauteur de la poutre**

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

$$\frac{335}{15} \leq h \leq \frac{335}{10} \rightarrow 22.3 \leq h \leq 33.5$$

Selon le RPA99 (modifiée en 2003) : $\mathbf{h \geq 30cm}$

On opte pour **h = 30cm**

- **La largeur**

$$\mathbf{0.4h \leq b \leq 0.7h}$$

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35 \rightarrow 14 \leq b \leq 24.5$$

Selon le RPA99 (modifiée en 2003) : $\mathbf{b \geq 20cm}$

$$\frac{\mathbf{h}}{\mathbf{b}} < 4$$

On opte pour **b=20cm**

Donc la poutre aura pour dimension (20x30)

- **Vérification des conditions du RPA**

$h = 30cm \geq 30cm$…….condition vérifiée

$b = 20cm \geq 20cm$……..condition vérifiée

$\frac{h}{b} = 1.5 < 4$…….condition vérifiée

b. Charges revenant à la poutre

Poids propre de la poutre :$G_p = 0.2 \times 0.30 \times 25 = 1.5\ KN/ml$

Poids du mur :$G_{mur} = 2.4 \times 2.71 = 6.504 KN/ml$

La réaction du palier a l'ELU :$R_u = 27.42$ KN

La réaction du palier a l'ELS :$R_s = 19.17$ KN

c. Combinaison de charge

- **A l'ELU**

$q_u = 1{,}35G + R_u = 1{,}35 \times (1.5 + 6.504) + 27.42 = 38.22$ KN/ml.

$\mathbf{q_u = 38.22\ KN/ml}$

- **A l'ELS**

$q_s = G + R_s = (1.5 + 6.504) + 19.17 = 27.17\ KN/ml.$

$\mathbf{q_s = 27.17\ KN/ml}$

d. Calcul à L'ELU

➢ **Calcul les efforts interne**

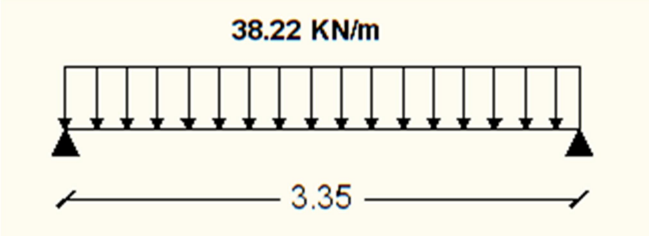


Figure III.38 : Schéma statique de la poutre palière

- **Moment isostatique**

$$\mathbf{M_0 = \frac{q_u L^2}{8}}$$

$$M_0 = \frac{38.22 \text{x} 3.35}{8} = 53.61 \text{ KN.m}$$

$\mathbf{M_0 = 53.61\ KN.m}$

- **L'effort tranchant**

$$\mathbf{T_u = \frac{q_u L}{2}}$$

$$T_u = R_A = R_B \frac{38.22 \times 3.35}{2} = 64.01 \text{ KN}$$

$\mathbf{T_u = 64.01\ KN}$

En tenant compte du semi encastrement, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0.85et 0.3 respectivement :

$M_a = (-0.3)M_0 = (-0.3) \times 53.61 = -16.08$ KN.m

$M_t = (0.85)M_0 = 0.85 \times 53.61 = 45.56$ KN.m

Diagramme des efforts interne

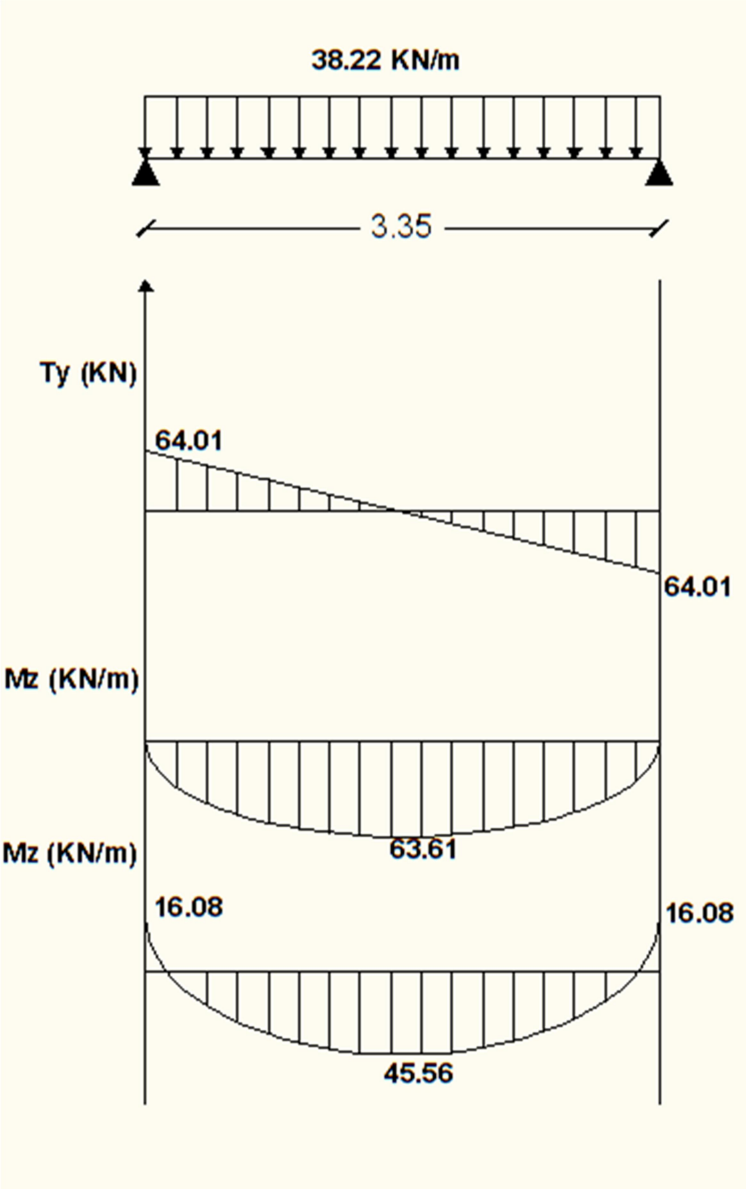


Figure.III.39 : Diagramme des moments et des efforts interne

e. Calcul des armatures

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_t^{max}}{bd^2 f_{bu}}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.20\text{MPa}$$

$$\mu_u = \frac{45.56 \times 10^2}{20 \times 28^2 \times 1.42} = 0.204$$

$0.204 < 0.392 \Rightarrow$ **SSA** $\longrightarrow$ **tableau :** $\beta = 0.885$

$$\mathbf{A_{st}} = \frac{\mathbf{M_t^{max}}}{\boldsymbol{\beta} \mathbf{d} \frac{\mathbf{f_e}}{\boldsymbol{\gamma_s}}}$$

$$A_{st} = \frac{45.56 \times 10^2}{0.885 \times 28 \times 34.8} = \mathbf{5.28\ cm^2}$$

$\mathbf{A_{st} = 5.28\ cm^2}$ on opte pour :

5HA12 =5.65 cm²

- **Aux appuis :**

$M_a^{max} = 16.08$ KN. m

$$\mathbf{\mu_u} = \frac{\mathbf{M_a^{max}}}{\mathbf{bd^2 f_{bu}}}$$

$$\mu_u = \frac{16.08 \times 10^2}{20 \times 28^2 \times 1.42} = 0.072$$

$\mathbf{0.072 < 0.392}$ ⇨ **SSA** ⟶ **tableau :** $\boldsymbol{\beta = 0.963}$

$$\mathbf{A_{st}} = \frac{\mathbf{M_a^{max}}}{\boldsymbol{\beta} \mathbf{d} \frac{\mathbf{f_e}}{\boldsymbol{\gamma_s}}}$$

$$A_{st} = \frac{16.08 \times 10^2}{0.963 \times 28 \times 34.8} = 1.71\ \text{cm}^2$$

$\mathbf{A_{st} = 1.71\ cm^2}$ on opte pour **3HA12 = 3.39 cm²**

f. Vérifications à effectuer à l'ELU

➢ **Condition de non fragilité [Art A.4.2 /B.A.E.L91]**

On doit verifier la condition suivante

$$\mathbf{A_{adopté} \geq A_{min} = 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e}}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 20 \times 28 \times \frac{2.1}{400} = 0.67\ cm^2$$

- **En travée :**

$A_{st} = 5.65\ cm^2 > 0{,}67 cm^2$ ……Condition vérifiée.

- **Aux appuis :**

$A_{sa} = 3.39\ cm^2 > 0.67 cm^2$……Condition vérifiée

g. Vérification de la contrainte de cisaillement : (art A.5.1/ BAEL91)

On doit vérifier :

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

$$\textbf{Avec} \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u^{max}}{bd} \\ \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5MPa\right\} \end{cases} \textbf{(fissuration peu nuisible)}$$

$V_u^{max} = 64.01\ KN$

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{64.01\times10^3}{280\times200} = 1.14MPa \\ \bar{\tau}_u = min\left\{\frac{0.2}{1.5}\times 25; 5MPa\right\} = 3.33MPa \end{cases}$$

$\tau_u = 1.14MPa \leq \bar{\tau}_u 3.33MPa$ **…….. Condition vérifié**.

h. Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis

- **Dans le béton (BAEL91 modifié 99/Art A.5.1, 3)**

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{ab} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$a = 0.9d$

$$\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{0.9db} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2\times64.01\times10^3}{0.9\times280\times200} = 2.54\ MPa$$

$$\frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.8\times25}{1.5} = 13.33MPa$$

$\sigma_{bc} = 2.54MPa \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33MPa$**……condition vérifiée.**

- **Dans les aciers : (BAEL 91 modifié 99/Art A.5.1, 321)**

On doit vérifier

$$A_{st} \geq \frac{V_u^{max}}{\bar{\sigma}_s}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348MPa$$

$$\frac{V_u^{max}}{\bar{\sigma}_{st}} = \frac{64.01\times10^3}{348\times10^2} = 1.83\ cm^2$$

$A_{st} = 3.39\ cm^2 \geq \frac{V_u^{max}}{\bar{\sigma}_{st}} = 1.83cm^2$**……..condition vérifiée.**

i. Vérification de la condition d'adhérences et d'entrainement des barres (Art .A.6.1.3 / BAEL 91)

On doit vérifier :

$$\boldsymbol{\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}}$$

$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 MPa$ Avec : $\Psi_s = 1.5$ (pour les aciers H.A).

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 5 \times 3.14 \times 1.2 = 188.4\ mm$$

$$\tau_{se} = \frac{64.01 \times 10^3}{0.9 \times 280 \times 188.4} = 2.24 \text{MPa}$$

$\boldsymbol{\tau_{se} = 2.24\ MPa \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15\ MPa}$ **……condition vérifiée.**

➢ **Ancrages des barres (Art A.6.1.22/BAEL91)**

Elle correspond a la longueur d'acier ancre dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demande a la barre puisse mobilise.

$$\boldsymbol{L_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{su}}}$$

Avec :

$\boldsymbol{\tau_{su} = 0.6\Psi^2 f_{t28}}$

$\tau_{su} = 0.6(1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{MPa}$

Pour HA12

$$\boldsymbol{L_s} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$$

Soit **: Ls = 45 cm**

Les règles de BAEL (BAEL 91modifié 99 /Art A.6.1, 253) admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée hors crochet L est au moins égale **0,4Ls** pour les aciers HA.

$L = 0,4Ls$.

Pour HA12 L = 0.4 × 45 = 18 cm

j. Calcul des armatures transversales

➢ **Diamètre armature transversales :(Art A.7.2/BAEL 91)**

$$\boldsymbol{\emptyset \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \emptyset_l; \frac{b}{10}\right\}}$$

$\emptyset \leq \min\left\{\frac{300}{35}; 14; \frac{200}{10}\right\} = \min\{8.57; 14; 20\} = 8\text{mm}$ **soit** $\boldsymbol{\emptyset = 8\ mm}$

Nous adopterons un cadre et un étrier en HA8,soit la section d'armature transversales :

$\boldsymbol{A_t = 4HA8 = 2.01 cm^2}$

➢ **Espacement max des armatures transversales :(Art A.5.1.22/BAEL91)**

$\mathbf{S_t \leq min\{0,9d\ ;\ 40\ cm\}}$

$$S_t \leq \min\{25.2;\ 40\ \text{cm}\} = 25\ cm$$

k. Exigences du RPA pour les aciers transversaux:(Art 7.5.2.2/RPA2003)

- **Zone nodale**

$$\mathbf{S_t \leq\ min\left\{\frac{h}{4}; 12\emptyset;\right\}}$$

$$S_t \leq\ \min\left\{\frac{30}{4}; 12 \times 1.2;\right\} = \min\{7.5; 14.4;\} = 7.5\ \text{cm}$$

On prend :$\mathbf{S_t = 8\ cm}$

- **Zone courante**

$$\boldsymbol{S_t \leq \frac{h}{2}}$$

$$S_t \leq \frac{30}{2} = 15\ cm$$

On prend **:** $\boldsymbol{S_t = 15cm}$

Selon le **RPA 99** la section d'armatures transversale doit vérifiée :

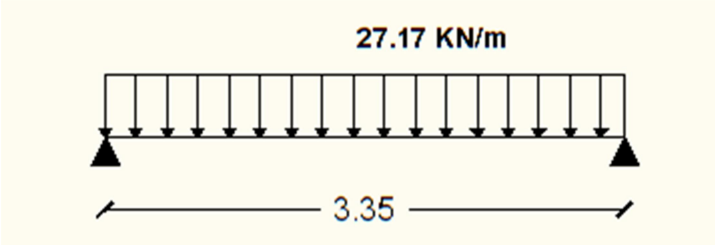
$\boldsymbol{A_t^{min} = 0,003 \times S_t \times b \leq A_t}$

$A_t^{min} = 0{,}003 \times 15 \times 20 = 0.9\ \text{cm}^2$

$A_t = 2{,}01\ cm^2$

$\mathbf{A_t^{min} = 0.9\ cm^2 \leq A_t = 2.01 cm^2}$ **.....condition vérifiée**

l.Vérification à L'ELS



➢ **Calcul les efforts interne**

$\mathbf{q_s = 27.17\ KN/ml}$

- **Moment isostatique** :$\mathbf{M_0 = \frac{q_u L^2}{8}}$

$$M_0 = \frac{27.17 \times 3.35^2}{8} = 38.11\ \text{KN.m}$$

$\mathbf{M_0 = 38.11\ KN.m}$

- **L'effort tranchant**

$$\mathbf{T_u = \frac{q_u L}{2}}$$

$$T_u = R_A = R_B \frac{27.17 \times 3.35}{2} = 45.5 \text{ KN}$$

$$\mathbf{T_u = 45.5 \text{ KN}}$$

En tenant compte du semi encastrement, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0.85et 0.3 respectivement :

$$M_a = (-0.3)M_0 = (-0.3) \times 38.11 = -11.43 \text{ KN.m}$$

$$M_t = (0.85)M_0 = 0.85 \times 38.11 = 32.39 \text{ KN.m}$$

Diagramme des efforts interne

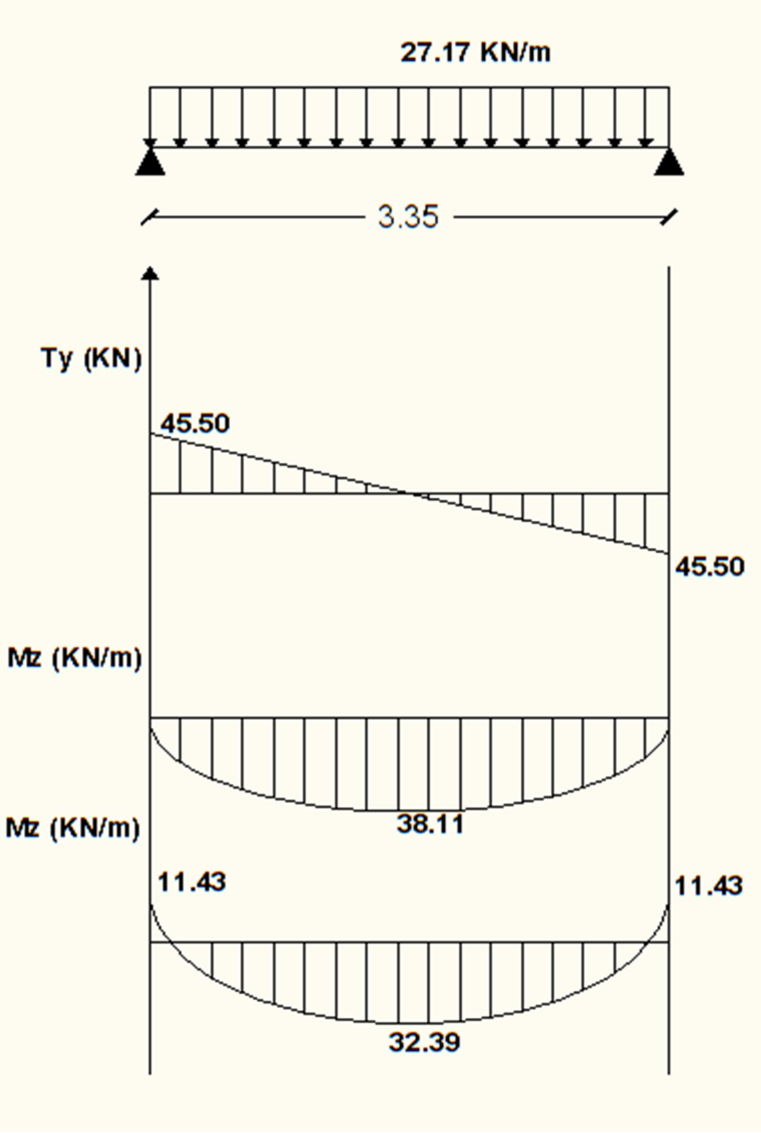


Figure.III.40 : Diagramme des moments et des efforts interne

m. Etats limite de compression de béton (Art A.4.5.2/BAEL91)

➢ **Vérification des contraintes dans l'acier**

- **En travée**

$M_t = 32.39$ KN. m $\quad A_s = 5.65\ cm^2$

$\boldsymbol{\sigma_{st}} = \frac{\mathbf{M_s}}{\boldsymbol{\beta d A_s}} \leq \overline{\boldsymbol{\sigma}}_{\mathbf{st}} = \frac{\mathbf{f_e}}{\boldsymbol{\gamma_s}}$ Fissuration peu nuisible

$\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$

$\overline{\sigma}_{st} = \mathbf{348MPa}$

$\boldsymbol{\sigma_{st}} = \frac{\mathbf{M_s}}{\boldsymbol{\beta d A_s}}$

Calcul β :

$\boldsymbol{\rho} = \frac{\mathbf{100 \times A_s}}{\mathbf{b \times d}}$

$\rho = \frac{100 \times 5.65}{20 \times 28} = 1.01 \rightarrow \beta = 0.8608 \rightarrow K = 20.91$

$\boldsymbol{\sigma_{st}} = \frac{32.39 \times 10^6}{0.8608 \times 280 \times 6.65 \times 10^2} = 237.84$ MPa

$\boldsymbol{\sigma_{st}} = \mathbf{237.84\ MPa}$

$\overline{\boldsymbol{\sigma}}_{\mathbf{st}} = \mathbf{348MPa} > \boldsymbol{\sigma_{st}} = \mathbf{237.84\ MPa}$ ……Condition vérifiée.

- **En appuis :**

$M_a = 11.43$ KN. m $\quad A_s = 3.39\ cm^2$

$\boldsymbol{\sigma_{st}} = \frac{\mathbf{M_s}}{\boldsymbol{\beta d A_s}} \leq \overline{\boldsymbol{\sigma}}_{\mathbf{st}} = \frac{\mathbf{f_e}}{\boldsymbol{\gamma_s}}$ Fissuration peu nuisible

$\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$

$\overline{\sigma}_{st} = \mathbf{348MPa}$

$\boldsymbol{\sigma_{st}} = \frac{\mathbf{M_s}}{\boldsymbol{\beta d A_s}}$

Calcul β :

$\boldsymbol{\rho} = \frac{\mathbf{100 \times A_s}}{\mathbf{b \times d}}$

$\rho = \frac{100 \times 3.39}{20 \times 28} = 0.606 \rightarrow \beta = 0.885 \rightarrow K = 28.48$

$\rho\boldsymbol{\sigma_{st}} = \frac{11.48 \times 10^6}{0.885 \times 280 \times 3.39 \times 10^2} = 136.3$ MPa

$\boldsymbol{\sigma_{st}} = \mathbf{136.3\ MPa}$

$\bar{\sigma}_{st} = 348MPa > \sigma_{st} = 136.3\ MPa$ ……..Condition vérifiée.

- **Vérification des contraintes dans le béton**

- **En travée :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa \\ \sigma_{bc} = \dfrac{\sigma_{st}}{K} \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{237.84}{20.91} = 11.37\ MPa$$

$\sigma_{bc} = 11.37\ MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$……Condition vérifiée

- **En appuis :**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa \\ \sigma_{bc} = \dfrac{\sigma_{st}}{K} \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{136.3}{28.48} = 4.78\ MPa$$

$\sigma_{bc} = 4.78\ MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$……Condition vérifiée

n. Etat limite de déformation (Art B.6.5.2)

Les règles de BAEL (Art B.6.5.2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

$$\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{H}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

H=30cm

L=3.35 m

M_t : moment max en travée

M_0 : moment isostatique max en travée.

Vérification :

$\frac{H}{L} = \frac{30}{335} = 0.089 > \frac{1}{16} = 0.0625$ …… …….Condition vérifiée.

$\frac{H}{L} = \frac{30}{335} = 0.089 > \frac{Mt}{10\times Mo} = \frac{32.39}{10\times 38.11} = 0.084$……Condition vérifiée

$\frac{A}{bd} = \frac{5.65}{20\times 28} = 0.01 < \frac{4.2}{fe} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$ ……. Condition vérifiée.

Les 3 conditions sont vérifiées donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

Le ferraillage de la poutre palière sera comme suit :

- **Armature longitudinales**
  - **En travée** 3HA12 comme fil et 2HA12 comme chapeaux
  - **En appuis** 3HA12
- **Armature transversales**

  1cadre et un étrier en HA8

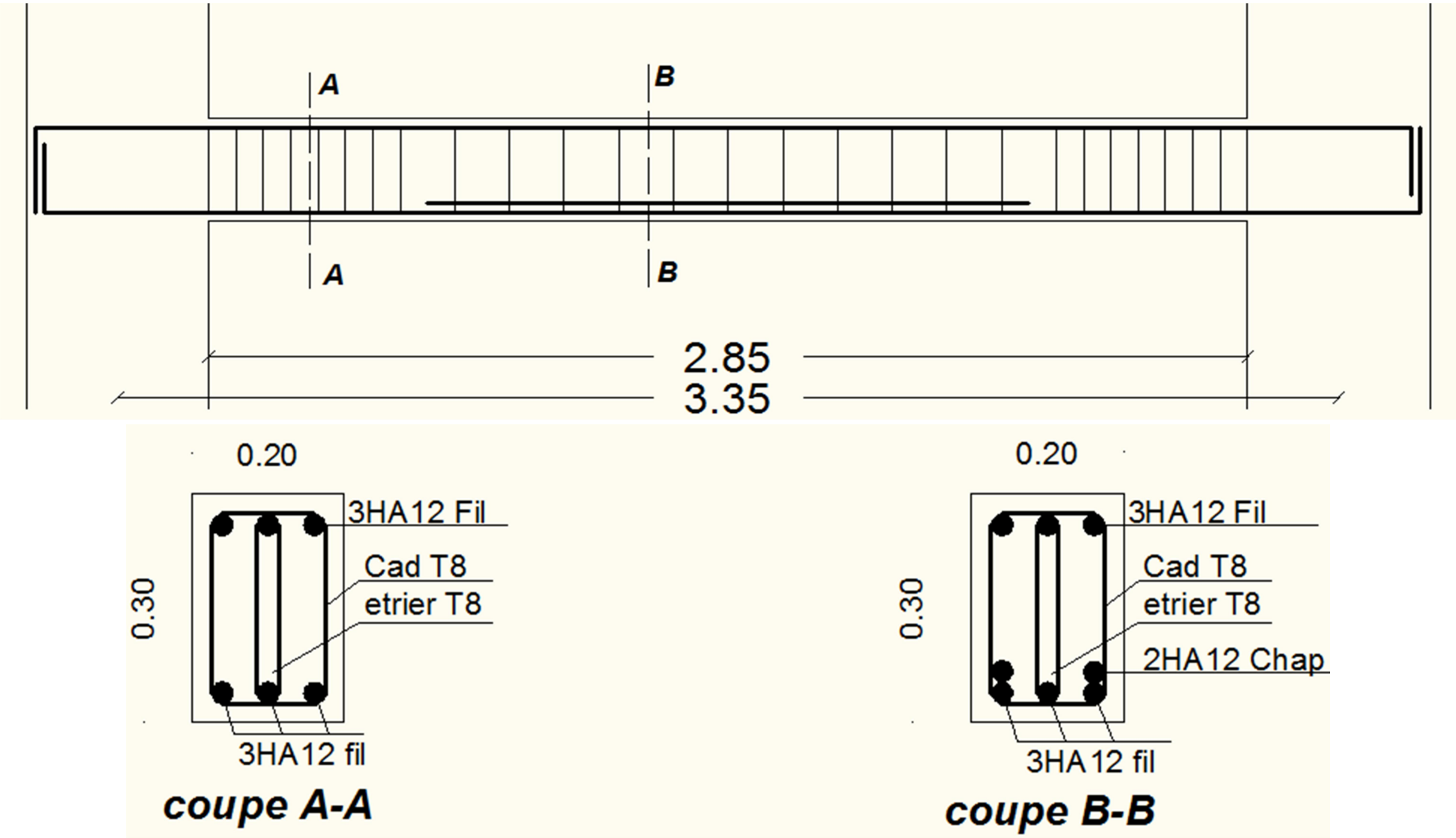


Figure.III.41 : ferraillage des poutres palières des étages courants

III.6. La poutre de chainage

C'est une poutre qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures et pour le ferraillage on prend le cas le plus défavorable dans les deux sens (transversale, longitudinal).

III.6.1. Prédimensionnement

Les dimensions de la poutre sont données par les formules suivantes :

- **La hauteur h_t :**

L / 15 ≤ht≤ L / 10

Avec : L : la portée libre maximal entre nus d'appuis dans le sens considéré.

- **La largeur b :**

0,4 ht ≤ b ≤ 0,7ht

Sachant que L = 385cm

$$\frac{L}{15} = \frac{385}{15} = 22.66\ cm \quad et \frac{L}{10} = \frac{385}{10} = 38.5\ cm$$

Ce qui donne 22.66 ≤ ht≤ 38.5

On prend :**ht= 30cm.**

Par conséquent la largeur b sera :

0, 4 ht=12 cm

0, 7 ht =21 cm

On prend: **b = 25cm.**

III.5.2. Vérification aux exigences du RPA (Art 7.5.1)[3].

$$\left.\begin{array}{l} b = 25cm \geq 20cm \\ ht = 30cm \geq 30cm \\ \frac{h_t}{b} = \frac{30}{25} = 1{,}2 \leq 4 \end{array}\right\}$$ **Conditions vérifies**

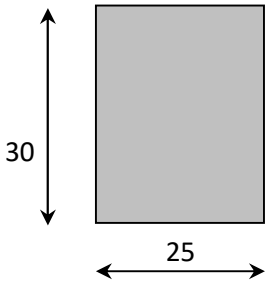


Figure. III.42 : Dimensions de la poutre de chainage

Remarque :

On remarque bien que les conditions imposées par le **RPA99 (modifie2003)** sont toutes vérifiées, donc la section adoptée est (25x 30) cm^2

III.6.3. Evaluation des charges et surcharges

➢ **Les charges permanentes**

- Poids propre de la poutre : G = 25 x 0,25 x 0,30 = 1.875 KN /ml.
- Poids propre du mur extérieur : G_{mur}= 2.86x2.40=6.626 KN / ml.
- Poids du planche : $G_{plancher}$= 5.24 x $\frac{0.65}{2}$ = 1.703 KN / ml.

G_t = 10.204KN/ml

➢ **Surcharge d'exploitation**

Q = 1.5 x $\frac{0.65}{2}$ = 0.487

III.6.4. Combinaisons des charges

- **ELU :** q_u= 1,3 G + 1,5Q= 1,35 x 10.204+1,5 x0, 487=14.506 KN/ml.
- **ELS :** q_s= G + Q= 10.204+0,487=10.692KN/ml.

III.6.5. Etude de la poutre à l'ELU

On considère la poutre comme étant simplement appuyée.

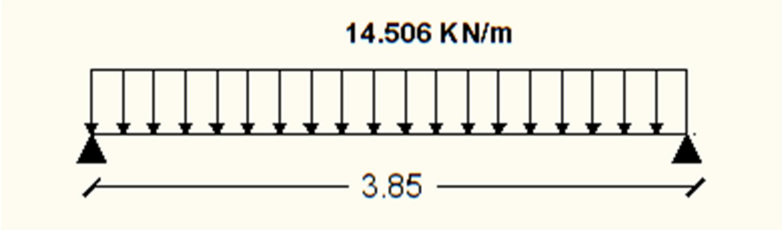


Figure. III.43 : Schéma statique de calcul à L'ELU.

III.6.6. calcul des efforts internes

➢ **ELU**

- **Moments fléchissant** :

$M_u = \frac{q.l^2}{8} = \frac{14.506 \times 3.85^2}{8}$ = 23.499 KN.m

En tenant compte du semi encastrement, les moments en travées et aux appuis seront affectés des coefficients 0,85 et 0,3 respectivement :

M travées = 0,85 M_u = 0,85 x 23.499 = 19.975 KN.m
M appuis = −0,3 M_u = −0,3 x 23.499= -7.05 KN.m

- **Réaction d'appuis**

R_A=R_B = $\frac{ql}{2}$= $\frac{14.506 \times 3.85}{2}$ = 26.11 KN

- **Efforts tranchants**

T(**x**) = – 14.506**x** + 26.11 Pour $\begin{cases} \mathbf{x} = 0 \text{ m} \implies T(\mathbf{x}) = 26.11 \text{ KN} \\ \mathbf{x} = 3.85 \text{ m} \implies T(\mathbf{x}) = -2611 \text{ KN}. \end{cases}$

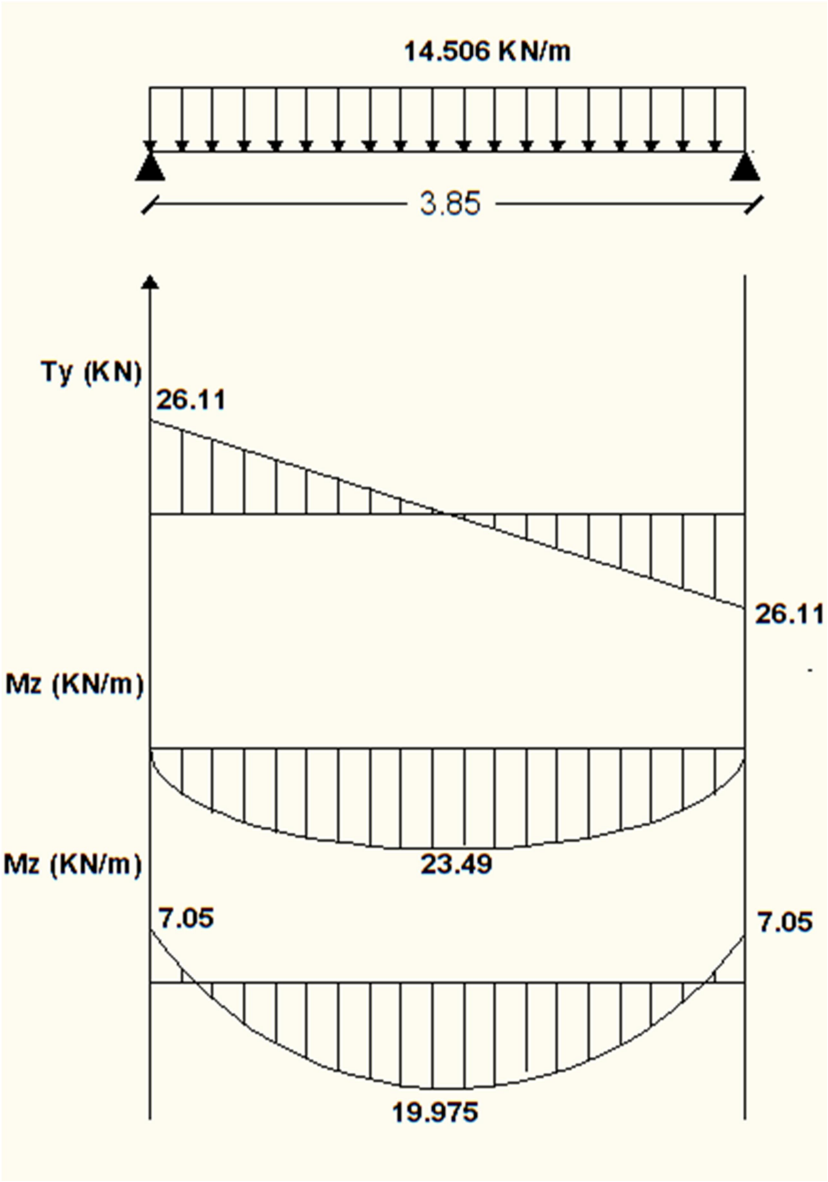


Figure. III.44 : Diagramme des efforts internes à L'ELU.

1. Calcul des armatures longitudinales

b =25 cm. c =3 cm, d = 27 cm.

- **Entravée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{19.975 \times 10^3}{25 \times (27)^2 \times 14{,}2} = 0{,}077$$

$\mu < \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow$ section simplement armée (SSA)

A partir des abaques, on tire la valeur de β correspondante

$\mu = 0,077 \Rightarrow \beta = 0,9595$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{19.975 \times 10^3}{0,9595 \times 27 \times 348} = 2.21 cm^2$$

Choix des armatures : on prendra **2HA14 = 3,08 cm²**

- **Aux appuis**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{7.05 \times 10^3}{25 \times (27)^2 \times 14,2} = 0,027$$

$\mu < \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow$ section simplement armée (SSA)

$\mu = 0,027 \Rightarrow \beta = 0.9865$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_a = \frac{7.05 \times 10^3}{0,9865 \times 27 \times 348} = 0,76 cm^2$$

Choix des armatures : on prendra **2HA10 = 1.57 cm²**

III.6.7. Vérification à l'ELU:

1. **Condition de non fragilité :(Art A.4.2.1, BAEL91)[1]**

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd = 0,23 \times 25 \times 27 \times \frac{2,1}{400} = 0,82 cm^2$$

$$A_{\min} = 0,82 cm^2$$

$A_{\min} = 0,82 cm^2 < (A_t = 3,08 cm^2, A_a = 1.57 cm^2)) \longrightarrow$ Condition vérifiée

2. **Vérification aux cisaillements (Art A.5.1, 211)[1]**

Il faut vérifier que $\tau_u < \overline{\tau_u}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{26.11}{0,25 \times 0,27} = 368 KN/m^2 = 0,368 MPa$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left\{\frac{0,15}{\gamma_b} f_{t28}, 4MPa\right\} = \min\{2,5; 4MPA\} = 2,5MPA \text{ (Pour la fissuration préjudiciable)}$$

$\tau_u = 0{,}368MPa < \bar{\tau}_u = 2{,}5MPa \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement.

3. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

➢ **dans le béton (BAEL modifié 99 Art A.5.1.313) [1]**

$$V_u \le 0{,}4 \times b \times 0{,}9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u = 26.11KN \le 0{,}4 \times 25 \times 0{,}9 \times 27 \times \frac{2{,}5}{1{,}5} = 405KN \text{ (Condition vérifiée)}$$

➢ **Sur les aciers :(BAEL91 modifié 99 Art A.5.1, 321) [1]**

$$A_a = 1.57cm^2 \ge \frac{1{,}15}{f_e}\left(T_u + \frac{M_u}{0{,}9d}\right) = \frac{1{,}15}{400}\left(26.11 + \frac{-7.05}{0{,}9 \times 0{,}27}\right) = 0.158cm^2$$

(Condition vérifiée)

On constate que l'effort tranchant V_u n'a pas d'influence sur les armatures inférieures.

4. Vérification à l'entrainement des barres (BAEL modifié 99 Art A.6.1, 3)[1] :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 \cdot d \sum U_i} = \frac{26.11 \times 10^3}{0{,}9 \times 270 \times 87.92} = 1.22MPa$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = (1{,}5 \times 2{,}1) = 3{,}15\ MPa$$

$$\tau_{se} = 1.22MPa < \bar{\tau}_{se} = 3{,}15\ MPa$$

Avec: ∑μi = n.π.φ= 2X3,14X14**=87.92mm**

5. Calcul des ancrages des barres (BAEL 91modifié 99 Art A.6.1, 221)[1]

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour f_{c28}= 25 MPa, la longueur de scellement droite $l_s$est égale à :

$$L_s = 40\phi = 40 \times 1.4 = 56cm$$

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante, la longueur d'ancrage mesurée hors crochets :

$Lc = 0{,}4 \times 56 = 22.4cm$

Soit : $L_c = 20cm$

6. Calcul des armatures transversales (BAEL 91 modifié 99 Art A.7.2, 2) [1]

$$\phi_t \le \min\left\{\frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_l\right\}$$

$$\phi_t \le \min\left\{\frac{30}{35} = 0{,}857; \frac{25}{10} = 2{,}5; 1{,}4\right\} = 0{,}857\ cm$$

Soit :

$\phi_t = 8mm \leq 8{,}57mm.$

On prend un cadre en HA8 ; 2HA8=1 cm²

7. Espacement d'un cadre :(BAEL91 modifié 99Art A.5.1, 22) [1]

L'espacement des plans successifs des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$s_t \leq \min(0{,}9d;40cm) = \min(0{,}9 \times 27;40cm) = \min(24.3;40) = 24{,}3cm$

Soit : $s_t = 20cm$

8. Section minimale d'armatures d'âme (BAEL 91 / Art. A.5.1, 22) [1]

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} > 0{,}40MPa \Rightarrow \frac{1 \times 400}{25 \times 20} = 0.8MPa > 0{,}40MPa$$

condition vérifiée

***9.* Armature transversale (Exigence du RPA version 2003 (Art7.5.2.2)[3]**

La quantité d'armature transversale minimales est données par :

- **En zone nodale (appuis)**

$S_t \leq \min(\frac{h}{4}, 12\phi_t) = \min(7{,}5 ; 16.8)$

Soit S_t=7cm

- **En zone courante (travée)**

$st \leq \frac{h}{2} = 15cm$ Soit S_t=15cm

10. Quantité d'armatures transversales minimales *(RPA version 2003(Art7.5.2.2) [3]*

$At \geq A\min = 0{,}003 \times S_t \times b$

Amin= 0,003 x 15 x 25 =1,125 cm²

A_t=3.08≥A_{min}=1,125 cm² → (condition vérifiée)

III.5.8. Vérification à l'ELS

1. Calcul à l'ELS

qs=10.692 KN/m

➢ **Calcul des efforts**

- **Réaction aux appuis**

$$R_A = R_B = q_s \times \frac{l}{2} = 10.692 \times \frac{3{,}85}{2} = 19.245KN$$

- **Les moments**

$$M_0 = q_s \times \frac{l^2}{8} = 10.692 \times \frac{3{,}85^2}{8} = 17.321 KN.m$$

En tenant compte de semi encastrement :

- **Aux appuis**

M_a =-0,3x17.321= -5.196 KN.m

- **En travée**

M_t =0,85x17.321= 14.722KN.m

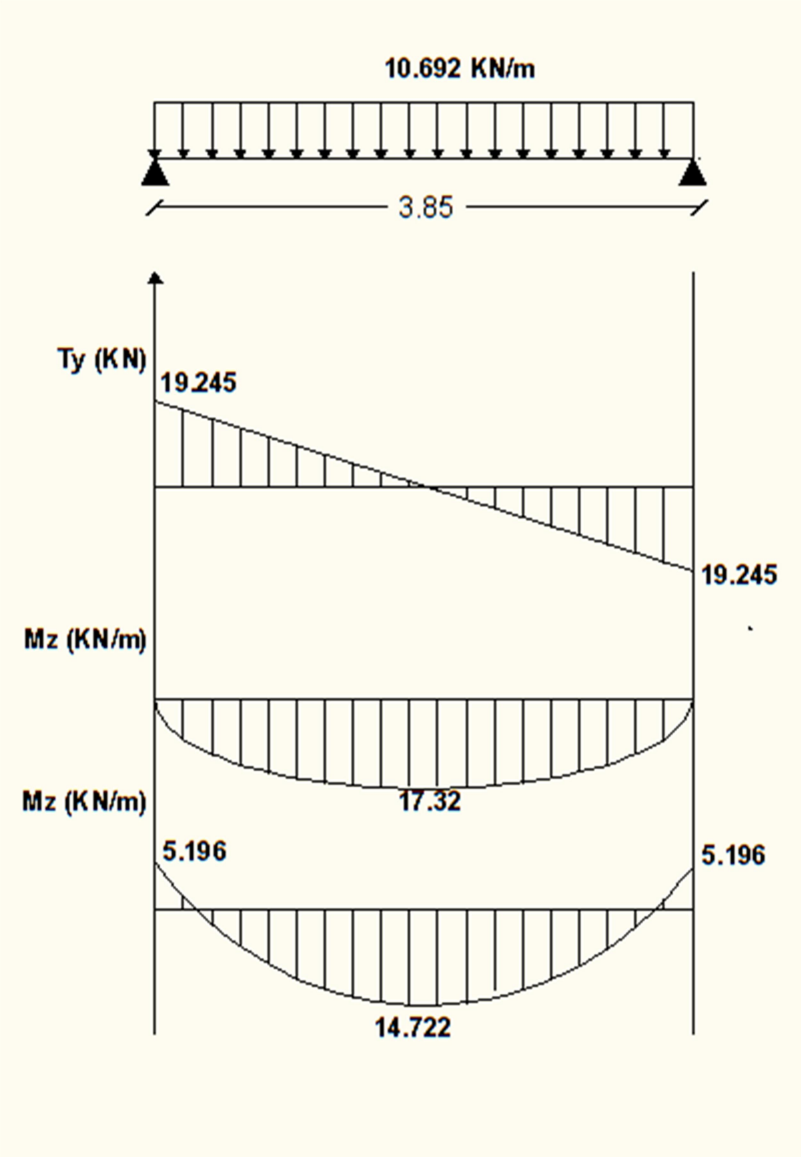


Figure. III.45 : Diagramme des efforts internes à L'ELS.

2. vérification de la résistance du béton à la compression :(BAEL 91 / Art. A.4.5, 2) [1]

On doit avoir $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6\, f_{c28} = 15MPa$

- **Aux appuis**

Ma =-5.196 KN.m et Aa=1.57 cm²

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{bd} = \frac{100 \times 1.57}{25 \times 27} = 0{,}231$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0{,}923$$

$$\sigma_s = \frac{Ms_a}{\beta_1 \times d \times Aa} = \frac{5.196 \times 10^6}{0{,}923 \times 270 \times 157} = 132.8MPa$$

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K1} = \frac{132.8}{49.93} = 2.66$ Mpa < 15 MPa **(Condition vérifiée).**

- **En travée**

M_s = 14.722 KN.m et A_S=3.08 cm²

$$\rho_1 = \frac{100 At}{bd} = \frac{100 \times 3.08}{25 \times 27} = 0.456$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0{,}89754$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times At} = \frac{14.722 \times 10^6}{0{,}89754 \times 270 \times 308} = 197.24\, MPa$$

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K1} = \frac{197.24}{33.8} = 5.83$Mpa < 15 MPa **(Condition vérifiée).**

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

3. Etat limite d'ouverture des fissurations [BAEL91 modifiée 99/Art A.4.5, 33] [1]

La fissuration est préjudiciable

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min\left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 201{,}63\, MPa$$

Avec η c'est le coefficient de fissuration qui vaut 1,6 pour les aciers en HA

$$\sigma_{st} = 197.24MPa < \overline{\sigma_{st}} = 201{,}63MPa \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

4. Vérification de la flèche : [BAEL.99/Art B.6.5, 2] [1]

On peut dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\begin{cases} \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{1}{16} \\ \dfrac{h}{l} \geq \dfrac{M_e}{10M_0} \\ \dfrac{A_t}{b \times d} \leq \dfrac{4.2}{f_e} \end{cases}$$

$\frac{h}{l} = \frac{30}{385} = 0{,}077 > \frac{1}{16} = 0{,}0625$ …….condition vérifiée.

$\frac{h}{l} = 0{,}090 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{14.722}{10 \times 17.321} = 0{,}084$ ……...condition vérifiée.

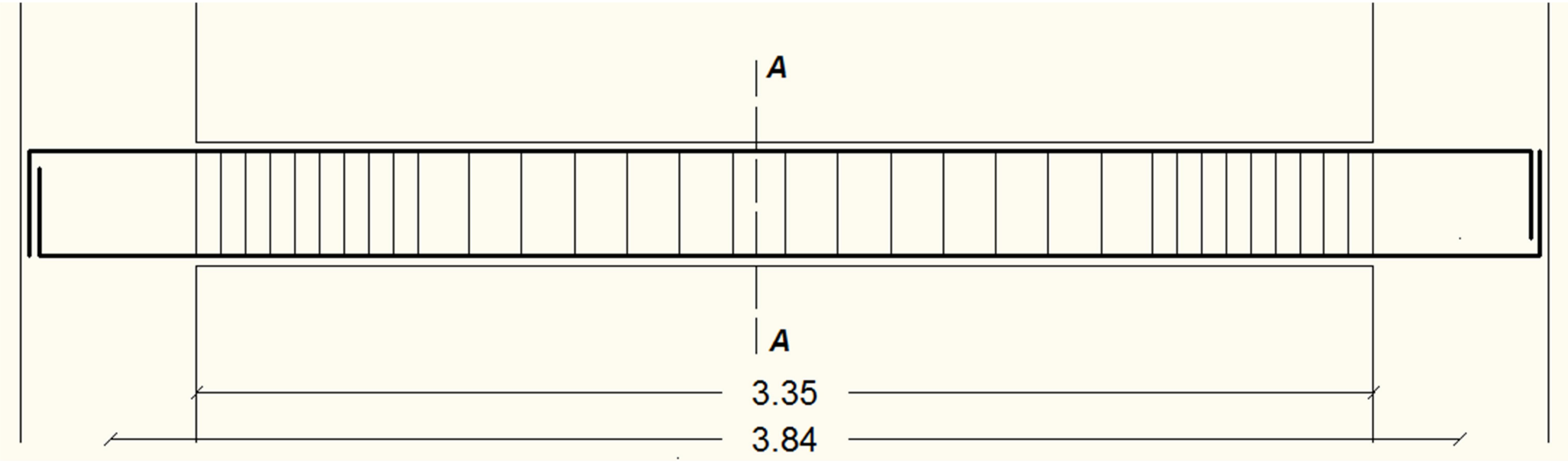
$\frac{A}{b \times d} = \frac{3{,}08}{25 \times 27} = 0{,}0045 < \frac{4{,}2}{f_e} = 0{,}0105$ ……..…….condition vérifiée.

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

le ferraillage se fera comme suit :

Les conditions sont vérifiées donc pas de risque de flexion; les armatures calculées à l'Etat Limite Ultime sont suffisantes donc ce n'est pas nécessaire de calculer les armatures à l'Etat Limite de Service.

- **En travée : 2HA14**
- **Aux appuis : 2HA10**



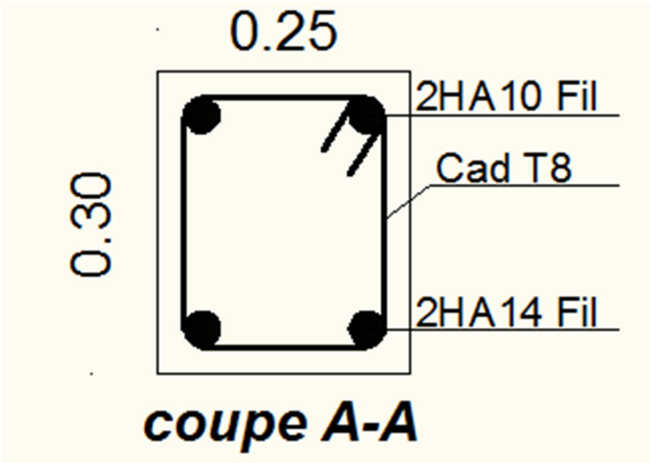


Figure.III.46 : ferraillage des poutres de chainage

III.7. Balcon

III.7.1. Introduction

Les balcons à calculer sont des balcons en dalle pleine reposant sur la poutre de rive avec un garde-corps de hauteur h=1m en brique creuse de 10cm d'épaisseur. Ces balcons sont assimilés à une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher.

Le balcon est constitué d'une dalle pleine dont l'épaisseur est déterminée par la condition de résistance à la flexion suivante :

$$\mathbf{e_P \geq \frac{L}{10}}$$

L : La largeur du balcon (L max = 150cm).

$$\mathbf{e_P \geq \frac{150}{10} = 15cm}$$

On prend : $\mathbf{e_p = 15\ cm.}$

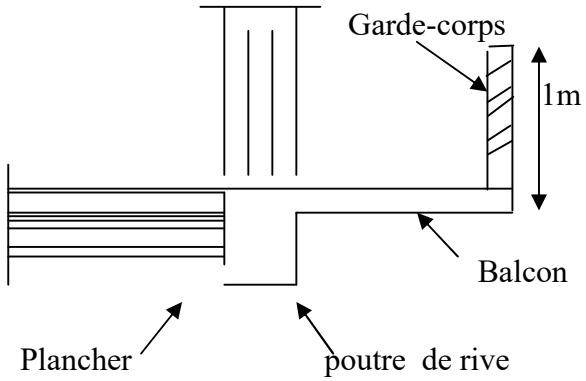


Figure III.47 : Coupe verticale d'un balcon

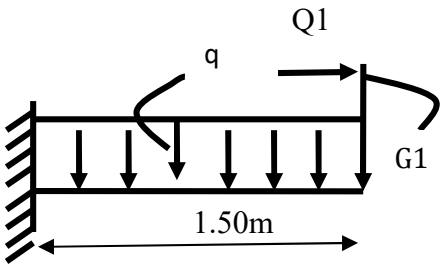


Figure III.48 : Schéma statique du balcon

q: charge pondérée de la dalle.

Q1 : charge d'exploitation due à la main courante sur le garde-corps.

G1 : poids propre du garde-corps.

On estime le poids propre du balcon comme suit :

Le balcon se calcul comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive du plancher. Soumise à son poids propre à une charge horizontale plus le Poids propre du garde-corps. Le calcul du ferraillage se fait pour une bande de 1m de longueur, dont la section est soumise à la flexion simple.

III.7.2. Détermination des charges et surcharges

1. **Charges permanentes :**

La charge permanentes du balcon est G=5.39KN/ml (calculé déjà dans le chapitre 2)

2. **Charge concentrée (Poids propre du garde-corps)**

p_{mur} = poids de la brique creuse + 2 x (poids de l'enduit en ciment, (e_p= 2cm).

Tableau III.14: Charge concentrée sur le balcon due au poids propre du garde-corps

Eléments	Charges permanentes (*KN/m²*)	Résultats (*KN/m²*)
Brique (e_p=0.2m)	9×0.2	1.8
Enduit de ciment (e_p=2cm)	18×0.02×2	0.72
La charge totale G		**2.52**

3. Surcharge d'exploitation

Charge due à la main courante ……Q1 = 1 kN/m²

Charge d'exploitation du balcon…….....Q=3.5 kN/m² (donnée par le DTR **BC2.2**)

Nous considérons une bande de 1m de balcon.

G = 5.39 kN/ml

G1= 2.52 kN/ml

Q1 = 1 kN/ml

Q=3.5 kN/ml

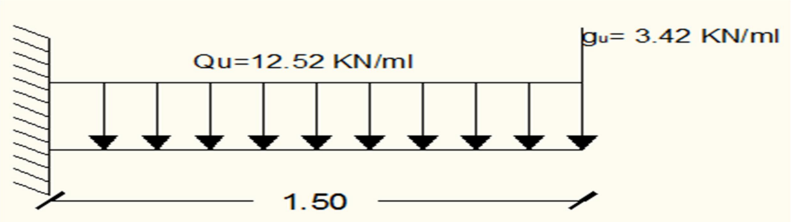
III.7.3. Combinaisons de charges

- **l'ELU**
  - **Dalle**: q_u=1.35G+1.5Q=1.35×5.39+1.5×3.5=12.52 kN/ml.
  - **Garde corps**: q_{u1}=1.35G1=1.35×2.52=3.402 kN/ml.

- **l'ELS**
  - **Dalle:** qs = G+Q = 5.39+3.5=9.11kN/ml.
  - **Garde corps** : q_{s1} = G1 = 2.52 kN/ml.

III.7.4. Ferraillage du balcon

1. Calcul du moment sollicitant



A l'ELU

Moment dû à la charge q_u :$M_1 = q_u \frac{l^2}{2}$

Moment dû à poids du garde-corps :$M_2 = q_{u1} \times L$

Le moment total est :

$\mathbf{M_u = M_1 + M_2}$

$$M_u = 12.52\frac{1.50^2}{2} + 3.402 \times 1.5 = 13.13 KN.m$$

$$\mathbf{M_u = 19.188\ KN.m}$$

2. Effort tranchant

$Tq_{u1}=12.52\times1.5=18.78$ KN

$Tq_{u2}=2.52$ KN

$Tq=21.3$ KN

3. Calcul des armatures à l'ELU

➢ **Armatures principales**

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

$f_{bu} = 14.2\ MPa; \sigma_{st} = 348MPa\ ; c = 3cm; d = 12cm$

$$\boldsymbol{\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}}}$$

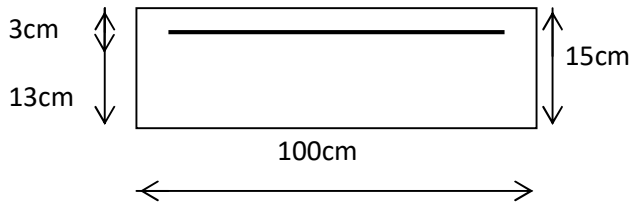


Figure.III.49 : Disposition des armatures principales du balcon

$$\mu_u = \frac{19.188 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.2} = 0.08$$

$\mu_u = 0.08 < 0392$ ⟹ Section simplement armée

$\mu_u = 0.08$ ⟹ $\beta = 0.958$

$$\boldsymbol{A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times . \sigma_{st} \times d}}$$

$$A_{st} = \frac{19.188 \times 10^5}{0.958 \times 348 \times 10^{-2} \times 13} = 4.427\ cm^2$$

$$\mathbf{A_{st} = 4.427\ cm^2}$$

On adopte : **5HA12 =5.65 cm²** avec **S_t = 20cm.**

➢ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{5} = 1.13\ cm^2$$

$$\boldsymbol{A_r = 1.13\ cm^2}$$

Soit une section de **5HA10= 3.92 cm²** avec **S_t= 20 cm.**

III.7.5. Vérifications à l'ELU

1. Conditions de non fragilité BAEL91/ Art A.4.2.1)

La section des armatures longitudinales doit satisfaire la condition suivante :

$$\mathbf{A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} . b . d}$$

$f_{t2} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 MPa$

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 100 \times 13 = 1.57 \text{ cm}^2$$

$\left.\begin{array}{l} \boldsymbol{A_{st}} \textbf{ = 5.65 cm²} \\ \mathbf{A_{min}} \textbf{ = 1.57 cm²} \end{array}\right\} \Rightarrow \mathbf{A_{min} \leq A_{St}} \Rightarrow$ **la condition vérifiée**

2. Vérification de l'entrainement des barres (BAEL91/Art A.6.1.3)

On doit vérifier :

$\boldsymbol{\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi_s . f_{t28}}$

Avec :

$\boldsymbol{\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15}$ MPa

ψ_s : Coefficient de scellement droit ; $\begin{cases} \psi_s = 1.5 \rightarrow HA \\ \psi_s = 1 \rightarrow RL \end{cases}$

$$\boldsymbol{\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum U_i}}$$

Avec :

$\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 5 \times 3{,}14 \times 12 = 188.4$ mm ; n : nombre de barres.

D'où :

$$\boldsymbol{\tau_{se}} = \frac{21.3 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 188.4} = 0.966 \text{ MPA}$$

$\tau_{se} = 0.966$ MPa $< \bar{\tau}_{se} = 3.15$MPa…….condition vérifiée

3. Vérification au cisaillement : (BAEL 91/Art A.5.1)

$$\boldsymbol{\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\right\} MPa}$$

avec: $\boldsymbol{\tau_u = \frac{V_u}{bd}}$

τ_u : Contrainte de cisaillement

D'où :

$$\boldsymbol{\tau_u} = \frac{21.3 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.16\text{MPa}$$

$$\boldsymbol{\bar{\tau}_u} = \min\left\{0.2\frac{25}{1.5}; 5\right\}\text{MPa}$$

$$\boldsymbol{\bar{\tau}_u} = \min\{3.33; 5\}\text{MPa} \Longrightarrow \boldsymbol{\bar{\tau}_u = 3.33\ MPa}$$

$$\boldsymbol{\tau_u = 0.16\ MPa < \bar{\tau}_u = 3.33\ MPa}$$ **……condition vérifiée**

4. Ancrages des barres (Art A.6.1.22/BAEL91)

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa longueur de scellement droit « L_s »

$$\boldsymbol{L_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{su}}}$$

Avec :

$$\boldsymbol{\tau_{su} = 0.6\Psi^2 f_{t28}}$$

$$\boldsymbol{\tau_{su}} = 0.6(1.5)^2 \times 2.1 = 2.835\text{MPa}$$

Alors :

$$\boldsymbol{L_s = 40\emptyset = 40x1.2} = 48\text{ cm}$$

Soit **: L_s = 48 cm**

Comme $L_s$dépasse l'épaisseur de la poutre;les armatures doivent comportées des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochet « L_c »est : $0.4L_s = 19.2$ cm

Donc : L_c = 20 cm.

5. Vérification de l'espacement des barres : *(*Art A.8.2,42/BAEL91 modifié99)

Armatures principales :

S_{t1}= 20 *cm*< min {3h ; 25} = 25 *cm* ⟹ Condition vérifiée.

Armatures de répartition :

S_{t2}= 20*cm*< min {4h ; 33 cm} = 33 *cm* ⟹ Condition vérifiée.

III.7.6. calcul à l'ELS :

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est prise comme préjudiciable.

Combinaison de charges :

q_{s1} = 9.11 kN/ml

q_{s2} =2.52 kN/ml

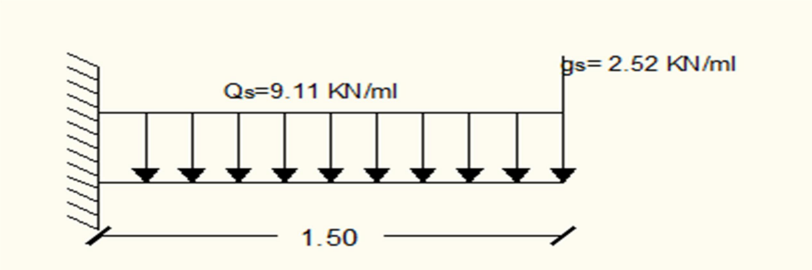


Figure III.50 : Schéma statique de calcul de balcon a L'ELS

➢ **Calcul des efforts internes**

- **Le moment**

$$M_s = M_{qs1} + M_{qs2} = \left(\frac{q_{s1}\,x\,l^2}{2} + q_{s2}\,x\,l\right) = \left(\frac{9.11\ x\ 1.50^2}{2} + 2.52x\ 1.2\right) = 14.028\ \text{KN.m}$$

$$\mathbf{M_s = 14.028\ KN\ m}$$

- **L'effort tranchant**

$V_s = q_{s1} \times L + q_{s2} = 9.11 \times 1.5 + 2.52 = 16.185$ kN

V_S=16.185 KN

III.7.7. Vérification à l'ELS

1. Etat limite de compression de béton :(Art A 4.5, 2/ BAEL 91) [1]

- **Contrainte dans l'acier**

Nous devons s'assurer que : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_S}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 13} = 0.434 \rightarrow \beta = 0.8995 \quad \rightarrow K_1 = 34.75$$

$$\sigma_{st} = \frac{Ms}{\beta_1 dAs} = \frac{14.028 \times 10^6}{0.8995 \times 130 \times 5.65 \times 10^2} = 212.32\ \text{MPa}$$

$2212.32\text{MPa} < \overline{\sigma_s} = 348$ MPa → Condition vérifiée.

- **Contrainte dans le béton**

On doit donc s'assurer que $\boldsymbol{\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K1} = \frac{212.32}{34.75} = 6.10\text{MPa} \rightarrow \boldsymbol{\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}} = 15\ \text{Mpa}$$ → Condition vérifiée.

2. Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min\left\{\frac{2}{3}\ fe;\ \max\left(0.5fe;\ 110\sqrt{\tau ft28}\right)\right\} = 266.66\ \text{Mpa}$$

$\sigma_{st} = 212.32$ Mpa (D'après le calcul précédent).

$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$ → Condition vérifiée.

3. Etat limite de déformation (Art B.6.5, 1 BAEL 91 modifier 99)

D'après le BAEL, on vérifie la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée.

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{150} = 0,1 > 0,0625$…… condition vérifiée
- $\frac{h}{L} \geq \frac{Ms}{10M_0} \Rightarrow \frac{15}{150} = 0,1 < \frac{14.028}{10 \times 14.028} = 0,1$ …….condition non vérifiée
- $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{fe} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.0043 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105$…...condition vérifiée

Remarque

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

Le ferraillage se fera comme suit :

Les conditions sont vérifiées donc pas de risque de flexion; les armatures calculées à l'Etat Limite Ultime sont suffisantes donc ce n'est pas nécessaire de calculer les armatures à l'Etat Limite de Service.

Armature principales : 5HA12

Armature de répartition : 5HA10

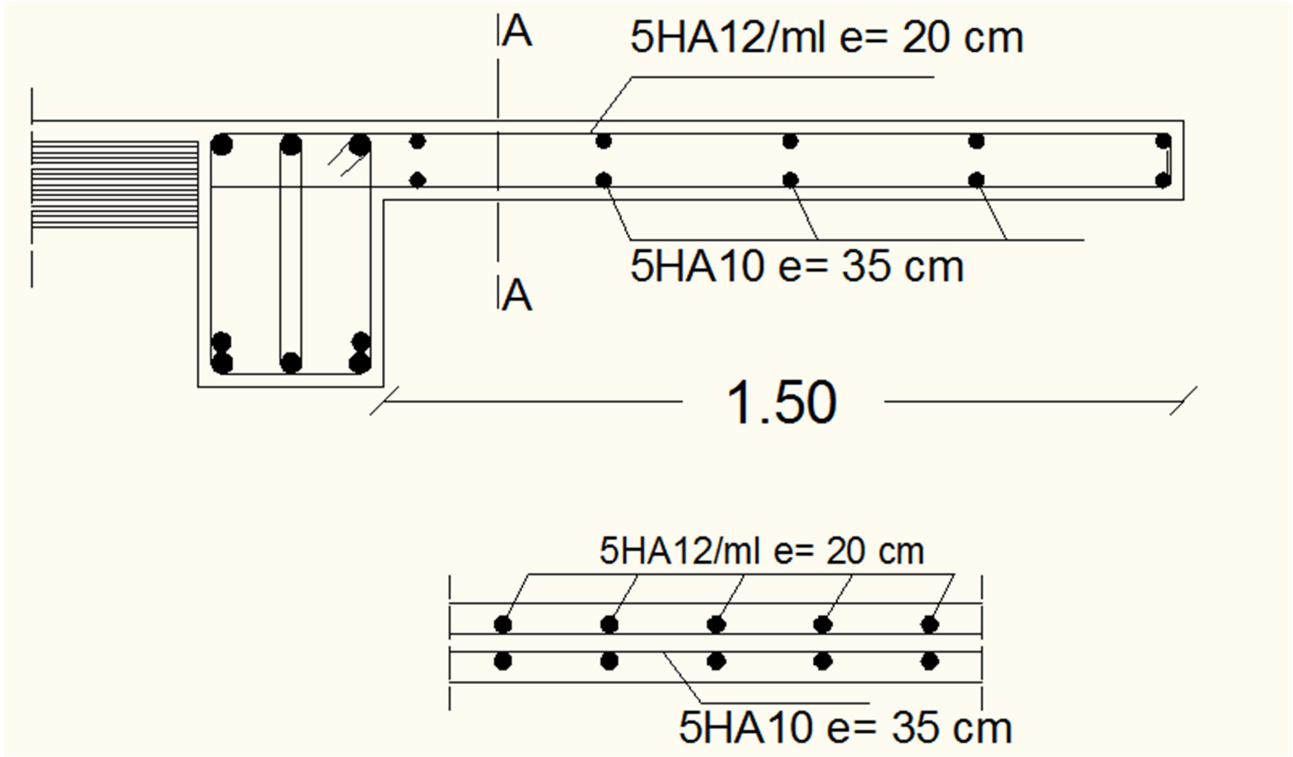


Figure.III.51 : ferraillage des balcons

III.8. La salle machine

III.8.1. définition

L'ascenseur est un dispositif mobile permettant le déplacement vertical de personnes ou d'objets entre les différents niveaux d'une construction. Il est principalement composé d'un système de levage (Moteur électrique, treuil et câbles métalliques), d'une cabine et d'un contrepoids.

La cage d'ascenseur (réservation) est munie d'un panneau de dalle isolé de dimensions (1.35x1.6) m² appuyée sur son pourtour (3 cotés) supportant son poids propre et un chargement localisé concentrique (P) agissant sur un carré (UxV) engendré par le système de levage.

Cette charge (P) est donnée par la fiche technique de l'ascenseur, N'ayant pas cette fiche à disposition, la charge est arbitrairement prise égale à 10 tonnes (90 KN), cette cage d'ascenseur a une vitesse d'entraînement égale à V = (1m/s).

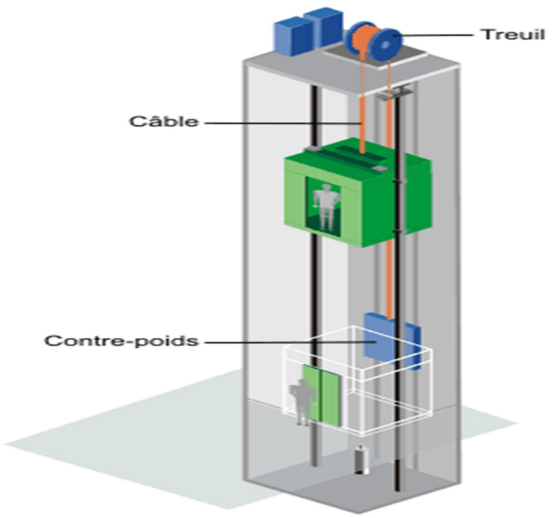


Figure III.52 : Schéma d'Ascenseur

III.8.2 Dimensionnement

la dalle repose sur quatre appuis, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaque de PIGEAUD, qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge centrée au milieu du panneau..

l_x= 1.35 m l_y= 1.6 m

avec une surface : S= 2.16 m^2

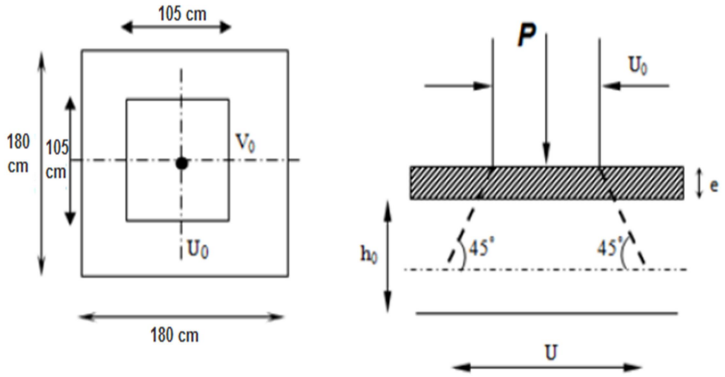


Figure III.53 : Répartition de la charge localisée sur la dalle

$L_x/30 \leq h_t \leq L_x/15 \rightarrow 135/30 \leq h_t \leq 135/15$

D'où : $4.5\ cm \leq h_t \leq 9\ cm \rightarrow$ on prend $\mathbf{h_t = 15\ cm.}$

On a $\rho_x = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.35}{1.6} = 0.8 \Leftrightarrow$ La dalle porte sur les deux sens.

III.8.3. Détermination des sollicitations

Hypothèse

La dalle est soumise aux charges suivantes :

1- Charges uniformément réparties sur toute la surface de la dalle ; dans ce cas les Moments au centre de la dalle, pour une bande de largeur unité, sont pour expressions :

-Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \times q \times l_x^2$

-Dans sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \times M_x$

Avec : $\mu_x = Mx/qlx^2$ et $\mu_y = M_y/M_x$

2-Charges concentriques sur un rectangle concentrique de la dalle.

$M_x = p(M_1 + \nu.M_2)$

$M_y = p(\nu.M_1 + M_2)$

Avec : (M_1 et M_2) : coefficients données par les abaques de PIGEAUD

P : intensité de la charge concentrée.

ν : Coefficient de poisson ; dont les valeurs sont :

$\nu = 0$ à **l'ELU** $\nu = 0.2$ à **l'ELS**

III.8.4. Moments engendrés par le système de levage

L'étude se fera à l'aide des tables de PIGEAUD, qui donnent des coefficients permettent de calculer les moments engendres par la charge localisé.

- **Rectangle d'impact**

On a: $\begin{cases} U = a + 2\xi e_\circ + ht \\ V = b + 2\xi e_\circ + ht \end{cases}$

Où :

ξ= 1 pour un revêtement en béton.

ξ= 0.75 pour un revêtement moins résistant.

Dans notre cas : $\begin{cases} U = a + 2e_{\circ} + ht \\ V = b + 2e_{\circ} + ht \end{cases}$

Avec: ξ=1 car le revêtement est en béton.

e_0 =5cm étant l'épaisseur du revêtement.

h_t =15cm épaisseur de la dalle.

a= b =80 cm : Cotés du rectangle sur lequel agit la charge **P**

$\rightarrow \begin{cases} U = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105\ cm \\ V = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105\ cm \end{cases}$

- **Calcul des moments fléchissant M_x et M_y**

M_x= P. (M_1 + νM_2)

M_y= P. (M_2 + νM_1)

M_1 et M_2 coefficients donnés en fonction de (ρ_x ; $\frac{U}{l_x}$; $\frac{V}{l_y}$) à partir des abaques de PIGEAUD.

ρ = 0.8

$\frac{U}{lx} = \frac{105}{135} = 0.8$ Après interpolation : M_1= 0.069 ; M_2= 0.045

$\frac{V}{ly} = \frac{105}{160} = 0.7$

Donc :

À l'ELU (ν= 0)

. M_{xU}= 1.35.P(M_1)= 1.35x90x0.069= 8.38 kN.m.

. M_{yU}= 1.35.P (M_2) = 1.35x90x0.045= 5.46 kN.m.

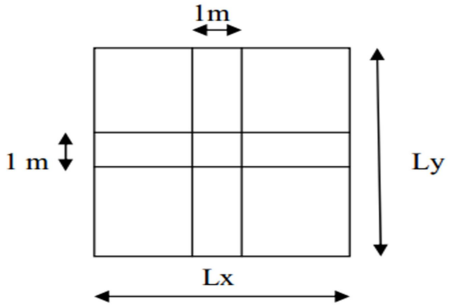
À l'ELS (ν= 0.2)

. M_{xS}= P.(M_1 + 0.2M_2)= 90x(0.069 + 0.2x0.045)= 7.02 kN.m.

. M_{yS}= P.(M_2 + 0.2M_1)= 90x(0.045 + 0.2x0.069)= 5.292 kN.m.

III.8.5. Moments dus au poids propre de la dalle pleine

Au centre du panneau et pour une bande de largeur unitaire (1 m) la valeur des moments est :



Sens l_x : $M_{ox}= \mu_x.p.l_x^2$

Sens l_y :$M_{oy}= \mu_y.M_{ox}$

Où :

μ_x et μ_y : Coefficients données par le tableau de **l'annexe E.3 du BAEL 91** en fonction du rapport $\boldsymbol{\alpha} = \rho_x = \frac{l_x}{l_y}$, donc :

Pour $\frac{l_x}{l_y} = 0.8$:

- **A l'ELU** $\upsilon = 0 \rightarrow : \mu_x = 0.0565$ et $\mu_y = 0.595$
- **A l'ELS** $\upsilon = 0.2 \rightarrow : \mu_x = 0.0612$ et $\mu_y = 0.710$

Poids propre de la dalle pleine :G= (25x0.15+ 22x0.05) x1= 4.85kN/ml.

Surcharge d'exploitation : Q= 1kN/ml.

- **À l'ELU**

. $M_{xU}' = \mu_x.p.l_x^2 = 0.0565x\ (1.35x4.85 + 1.5x1)\ x1.35^2 = 0.82$ kN.m.

. $M_{yU}' = \mu_y.M_{ox} = 0.595x0.82 = 0.487$ kN.m.

- **À l'ELS**

. $M_{xS}' = \mu_x.p.l_x^2 = 0.0612x\ (4.85 + 1)\ x1.35^2 = 0.65$ kN.m.

. $M_{yS}' = \mu_y.M_{ox} = 0.710x0.65 = 0.46$ kN.m.

- **Superposition des moments :**
- **À l'ELU**

. $M_x = M_{xU} + M_{xU}' = 8.38 + 0.82 = 9.2$ kN.m.

. $M_y = M_{yU} + M_{yU}' = 5.46 + 0.487 = 5.947$ kN.m.

- **À l'ELS**

. $M_x = M_{xS} + M_{xS}' = 7.02 + 0.65 = 7.67$ kN.m.

. $M_y = M_{yS} + M_{yS}' = 5.292 + 0.46 = 5.752$ kN.m.

Afin de tenir compte du semi-encastrement du panneau au niveau de son pourtour, les moments calculés seront minorés en leur effectuant le coefficient **(0.85)** en travée et **(0.3)** aux appuis.

➢ **À l'ELU**

En travée

. M_x^t = 0.85x9.2 = 7.82 kN.m.

M_y^t = 0.85x5.947 = 5.05 kN.m.

Aux appuis

. M_x^a = - 0.3x9.2= - 2.76 kN.m.

M_y^a = - 0.3x5.947 = - 1.515 kN.m.

➢ **À l'ELS**

En travée

. M_x^t = 0.85x7.67 = 6.52 kN.m.

M_y^t = 0.85x5.752 = 4.88 kN.m.

Aux appuis

. M_x^a = - 0.3x7.67 = - 2.3 kN.m.

M_y^a = - 0.3x5.752 = - 1.725 kN.m.

III.8.6. Calcul des armatures

Le calcul se fait à l'ELU en flexion simple pour une bonde de longueur unité (1m) avec :

➢ **En travée**

- **Selon x :**

. $\mu = \frac{Mx}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{7.82\,x10^6}{1000\,x130^2x14,2} = 0.032 \leq 0.392$

$\beta = 0.984$

. À partir des abaques la valeur de β est déterminée en fonction de μ.

. $A = \frac{Mx}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{7.82x10^3}{0.984x13x348} = 1.75\ cm^2$

Soit 4HA10= 3.14 cm² avec espacement S_t = 25 cm²

- **Selon y**

. $\mu = \frac{My}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{5.05\,x10^6}{1000\,x130^2x14,2} = 0.021 \leq 0.392$

$\beta = 0.9895$

. À partir des abaques la valeur de β est déterminée en fonction de μ.

. $A = \frac{My}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{5.05x10^3}{0.9895x13x348} = 1.12\ cm^2$

Soit 4HA10= 3.14 cm² avec espacement S_t = 25 cm²

➢ **Aux appuis**

- **Selon x**

. $\mu = \frac{Mx}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{2.76\,x10^6}{1000\,x130^2x14,2} = 0.011 \leq 0.392$

$\beta = 0.9945$

. $A = \frac{Mx}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{2.76x10^3}{0.9945x13x348} = 0.797 cm^2$

Soit 4HA10=3.14cm² avec espacement S_t = 25 cm²

- **Selon y**

. $\mu = \frac{My}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{1.515\,x10^6}{1000\,x130^2x14,2} = 0.006 \leq 0.392$

$\beta = 0.997$

. $A = \frac{My}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{1.515x10^3}{0.997x13x348} = 0.33\ cm^2$

Soit 4HA10=3.14cm² avec espacement S_t = 25 cm²

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.15 : Résultats du calcul des armatures du panneau de dalle de la salle machine

Zone	Sens	M_u [kN.m]	M	B	A [cm²]	$A_{adoptée}$ [cm²]		S_t [cm]
En travée	**x-x**	7.82	0.032	0.984	1.75	4HA 10	3.14	25
	y-y	5.05	0.021	0.9895	1.12	4HA 10	3.14	25
Aux appuis	**x-x**	- 2.76	0.011	0.9945	0.797	4HA10	3.14	25
	y-y	- 1.515	0.006	0.997	0.33	4HA10	3.14	25

.

III.8.7. Vérifications à l'ELU

1. Condition de non-fragilité (BAEL 91 modifié 99/ Art. B.7.4)

$\rho_x = \frac{A_x}{b.h} \geq \rho_o \frac{3-\frac{l_x}{l_y}}{2}$ et $\rho_y = \frac{A_y}{b.h} \geq \rho_o$

Avec :

$\rho_x$et ρ_y : Les taux minimaux d'acier en travée dans le sens « x » et dans le sens « y ».

ρ_o : Rapport du volume des aciers à celui du béton. ρ_o= 0.0008 pour des barres à haute adhérence de classe FeE400 de diamètre supérieur à 6 mm.

- **Sens x-x**

$\rho_x = \frac{A_x}{b.h} \geq \rho_o \frac{3-\frac{l_x}{l_y}}{2} \Rightarrow A_x \geq \rho_o \frac{3-\frac{l_x}{l_y}}{2}(b.h) = 0.0008x\frac{3-0.8}{2}x(100x15) \Rightarrow A_{x.min} = 1.29\ cm^2.$

A_x= 3.14cm² >$A_{x.min}$= 1.29 cm². La condition est vérifiée.

- **Sens y-y**

$\rho_y = \frac{A_y}{b.h} \geq \rho_o \Rightarrow A_y \geq \rho_o(b.h) = 0.0008x(100x15) \Rightarrow A_{y.min} = 1.20\ cm^2.$

A_y= 3.14 cm² >$A_{y.min}$= 1.20 cm². La condition est vérifiée.

2. Diamètre maximal des barres (BAEL 91 modifié 99/ Art. A.7.2,1)

D'après l'article, le diamètre des barres employées comme armatures de dalles doit être au plus égale au dixième de l'épaisseur de l'élément, donc :

$\varphi_{max} \leq \frac{h}{10} = \frac{150}{10} = 15$ mm.

$\Phi_{adopté}$ = 10 mm < 15 mm.→ **La condition est vérifiée**

3. Espacements des barres (BAEL 91 modifié 99/ Art. A.8.2, 42)

Pour des charges concentrées et une fissuration non préjudiciable :

Direction la plus sollicitée (x-x) : S_t= 25 cm ≤ min (2h ; 25 cm) = 25 cm.

Direction perpendiculaire à la plus sollicitée (y-y) : S_t= 25 cm ≤min (3h ; 33 cm) = 33 cm.

→ Conditions vérifiées

4. Poinçonnement (BAEL 91 modifié 99 / Art. A.5.2, 42)

$Q_u \leq 0{,}045.U_c.h.\frac{f_{cj}}{\gamma_b}$

Avec :

. Q_u : La charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime,

. h : L'épaisseur totale de la dalle,

. U_c : Le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen

U_c= 2[U+V]= 2[1.05+1.05]= 4.2 m.

Donc :

Q_u = 1.35x90= 121.5 kN.

$0{,}045.U_c.h.\frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0{,}045x4{,}2\ x\ 0{,}15.\frac{25000}{1.5} = 472.5$ kN.

Q_u= 121.5 kN < 472.5 kN .La condition est vérifiée, donc, les armatures transversales ne sont pas requises.

5. Justification des armatures d'effort tranchant (BAEL 91 modifié 99/ Art. A.5.2,2) [14]

$\tau_u = \frac{V_{max}}{b.d}$ est au plus égale à $\bar{\tau}_u = 0{,}07\frac{f_{cj}}{\gamma_b}$.

- **Au milieu de U :** $Vu = \frac{P}{2U+V}$

Avec : p =1.35G=1.35x90=121.5 Kn

$V_U = \frac{135}{2x1.05+1.05} = 38.57$ kN.

- **Au milieu de V :** $Vv = \frac{P}{3U}$

$V_U = \frac{121.5}{3x1.05} = 38.57$ kN.

D'où : $\tau_u = \frac{38.57x10^3}{1000x130} = 0.29$ MPa.

$\bar{\tau}_u = 0{,}07\frac{25}{1.5} = 1.167$ MPa.

τ_u = 0.29 MPa < $\bar{\tau}_u$= 1.167 MPa. **La condition est vérifiée**, donc, aucune armature d'effort tranchant n'est requise.

III.8.8. Vérifications à l'ELS

1. Etat limite de compression du béton

➢ **Sens x-x**

- **En travée**

. $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15$ MPa.

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$

$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1.d.A}$

$\rho = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100x3.14}{100x13} = 0.242$. Des abaques et pour une valeur de ρ = 0.241

$\beta_1 = 0.9214$; $K_1 = 48.63$

Donc :

. $\sigma_{st} = \frac{6.52x10^6}{0.9214x130x3.14.10^2} = 173.35$ MPa

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{173.35}{48.63} = 3.56$ MPa

$\sigma_{bc} = 3.56$ MPa < $\bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa. →**La condition est vérifiée.**

- **Sur appuis**

$$\rho = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100x3.14}{100x13} = 0.241$$

. Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0.241$: $\beta_1 = 0.9214$; $K_1 = 48.63$

Donc : $\sigma_{st} = \frac{2.3x10^6}{0.9214.130x3.14.10^2} = 61.15$ MPa $\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{61.15}{48.63} = 1.25$ MPa

$\sigma_{bc} = 1.25$ MPa $< \bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa. $\rightarrow$ **La condition est vérifiée.**

➢ **Sens y-y**

- **En travée**

$$\rho = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100x3.14}{100x13} = 0.241$$

. Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0.241$: $\beta_1 = 0.9214$; $K_1 = 48.63$

Donc : $\sigma_{st} = \frac{4.88x10^6}{0.9214x130x3.14.10^2} = 129.74$ MPa $\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{129.74}{48.63} = 2.66$ MPa

$\sigma_{bc} = 2.66$ MPa $< \bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa. $\rightarrow$ **La condition est vérifiée.**

- **Sur appuis**

$$\rho = \frac{100.A}{b.d} = \frac{100x3.14}{100x13} = 0.241$$

. Des abaques et pour une valeur de $\rho = 0.241$: $\beta_1 = 0.9214$; $K_1 = 48.63$

Donc :.

$$\sigma_{st} = \frac{1.725x10^6}{0.9214x130x3.14.10^2} = 45.86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{45.86}{48.63} = 0.94 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 1.67$MPa $< \bar{\sigma}_{bc} = 15$ MPa. $\rightarrow$ **La condition est vérifiée**.

2. Etat limite d'ouverture des fissures

La dalle de la salle machine n'est pas exposé aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (Article **A.4.5, 32 du BAEL 91 modifié 99**)

3. Etat limite de déformation

Il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont satisfaites (**BAEL 91 modifié 99/ Art. B.7.5**)

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{tx}}{20.M_x} \; ; \; \rho_x = \frac{A_x}{b.d} \leq \frac{2}{f_e}$$

D'où :

$\frac{h}{L_x} = \frac{15}{135} = 0.11 > \frac{M_{tx}}{20.M_x} = \frac{6.52}{20x7.67} = 0.042$ →**La condition est vérifiée.**

$\frac{A_x}{b.d} = \frac{3.14}{100\ x13} = 0.0024 < \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005$ →**La condition est vérifiée.**

Les deux conditions sont vérifiées. Donc, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire (La flèche est vérifiée).

Le ferraillage retenu pour la dalle de la salle des machines est le suivant :

- **Sens x-x**

. En travée : 4HA 10/ml= 3.14 cm^2 (S_t= 25 cm).
. Aux appuis : 4HA 10/ml= 3.14 cm^2 (S_t= 25 cm).

- **Sens y-y**

. En travée : 4HA 10/ml = 3.14 cm^2 (S_t= 25 cm).
. Aux appuis : 4HA 10/ml = 3.14 cm^2 (S_t= 25 cm)

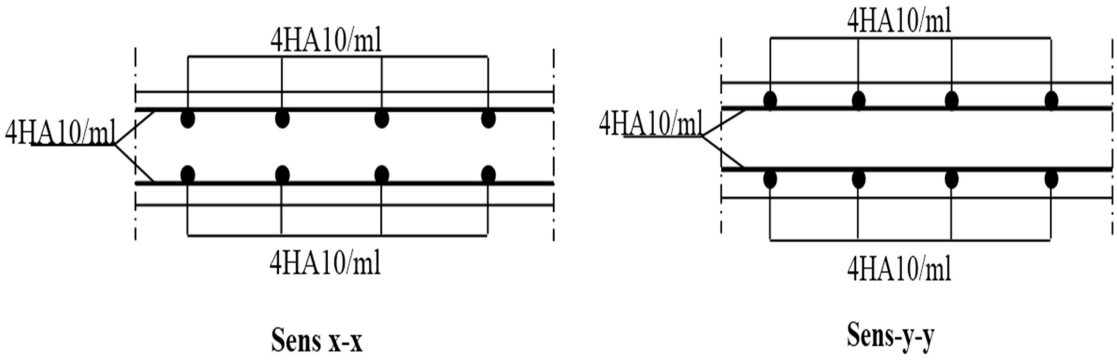


Figure III.54 : Ferraillage de la dalle machine

IV.1. Introduction

Le séisme est un phénomène naturel qui peut engendrer d'importants dommages sur les constructions, ainsi que de grandes pertes de vies humaines. Pour cela des règlements parasismiques ont été conçus pour prévoir des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions de manière à assurer leurs protections.

IV.2. Choix de la méthode de calcul :(Art 4.1.1 RPA99/mod2003)

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes

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

a) la méthode statique équivalente (Art 4.1.2 RPA99/mod2003)

La méthode statique équivalente n'est pas applicable car Le bâtiment étudié ne vérifie pas la condition complémentaire pour utiliser la méthode statique équivalente qui dit :
Zone II : groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
La condition n'est pas satisfaite (notre bâtiment a une hauteur de 39.24 m).

b) La méthode d'analyse modale spectrale (Art 4.1.3 RPA99/mod2003)

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Conclusion

On choisit la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.2.1. Principe de la méthode d'analyse modale spectrale

La méthode dynamique modale spectre permet d'avoir le maximum des effets engendres dans la structure par les forces sismique représentées par un spectre de réponse de calcul pour chaque mode de vibration .ces effets sont par la suite combines pour obtenir la réponse de la structure.
Pour notre étude nous avons décidé de faire cette partie de calculs en utilisant le logiciel ETABS (Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems) version 9.6.0

IV.3.Vérification des exigences du RPA

IV.3.1. Introduction

Le **RPA** exige de vérifier que la résultante des forces sismiques à la base $\mathbf{V_t}$ obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente **V** et ce, pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

IV. vérification de la période

IV.6.1. Estimation de la période fondamentale de la structure (Art 4.2.4.RPA99/mod 2003)

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.
La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$\mathbf{T = \min\left\{C_T h_n^{3/4}, 0.09\frac{h_n}{\sqrt{D}}\right\}}$$

$\mathbf{h_n}$: hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
$\mathbf{C_T}$ **:** coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage. Il est donné par le tableau **(4.6) du RPA 99**.

Dans cette étude :
$C_T = 0.05$
h_n=32.64m
$\mathbf{T = C_T h_n^{3/4}}$
$T = 0.05 \times 39.24^{3/4} = 0.78s$
$\mathbf{T = 0.78}$

Tableau IV.1des périodes (calculées avec logiciel)

Mode	Period	UX	UY
1	0,993016	72,5744	3,8726
2	0,904763	4,1297	67,6559
3	0,811593	0,4731	0,2312
4	0,290927	12,5522	0,0837
5	0,224575	0,0420	16,5588
6	0,193471	0,0130	0,0035
7	0,136874	3,8189	0,0100
8	0,097215	0,0037	5,1707
9	0,084225	2,2082	0,0019
10	0,082022	0,2141	0,0009

$\boldsymbol{T_{etabs} = 0.99 < 1.3T = 1.02}$**……condition vérifiée.**

IV.3.2.Pourcentage de participation de la masse modale

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions 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 **.(article 4.3.4 RPA99 version 2003).**

Tableau IV.2 : la période fondamental et le taux de participation massique.

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	0,993016	72,5744	3,8726	0,0000	72,5744	3,8726
2	0,904763	4,1297	67,6559	0,0000	76,7040	71,5285
3	0,811593	0,4731	0,2312	0,0000	77,1772	71,7597
4	0,290927	12,5522	0,0837	0,0000	89,7294	71,8434
5	0,224575	0,0420	16,5588	0,0000	89,7714	88,4022
6	0,193471	0,0130	0,0035	0,0000	89,7844	88,4057
7	0,136874	3,8189	0,0100	0,0000	93,6033	88,4157
8	0,097215	0,0037	5,1707	0,0000	93,6070	93,5864
9	0,084225	2,2082	0,0019	0,0000	95,8152	93,5883

La somme des masses dans le8^{eme} modales dépasse 90% de la masse totale du bâtiment, dans les deux directions, d'où la condition du RPA est vérifiée.

IV.3.3.vérification de la torsion

- Mode -1 : U_X=72.57% ⟶ translation, condition vérifier
- Mode-2 : U_Y=67.65% ⟶ translation, condition vérifier

Tableau IV.3 : le pourcentage de rotation selon z -z

SumUZ	RX	RY	RZ
0,0000	5,3444	93,8733	0,2947
0,0000	92,8105	5,2267	0,3785
0,0000	0,3132	0,5569	70,7112
0,0000	0,0177	0,1212	0,0104
0,0000	1,2050	0,0000	0,0066
0,0000	0,0001	0,0000	17,1438

Mode-3 :R_Z=70.71 % ⟶ rotation, condition vérifier

IV.3.4.Vérification de l'excentricité (Art 4.2.7RPA99/mod2003)

Quand on procède à une analyse par modèles plans dans les deux directions orthogonales. Les effets de la torsion accidentelle d'axe vertical sont à prendre en compte (**Art 4.2.7.RPA99/2003**).

$$\mathbf{e_x = XCM - XCR \leq 5\%L_X}$$

$$\mathbf{e_Y = YCM - YCR \leq 5\%L_Y}$$

Avec:

- **CM** : Le centre de masse.
- **CR** : Le centre de torsion.

Suivant le sens x-x : On doit vérifier que

Tableau IV .4: l'excentricité selon x-x

Story	XCM	XCR	EX	0,05Lx	condition
SS	12,656	12,625	0,031	1,4375	vérifier
ES	12,659	12,633	0,026	1,4375	vérifier
RDC	12,664	12,621	0,043	1,4375	vérifier
ET1	12,666	12,611	0,055	1,4375	vérifier
ET2	12,666	12,600	0,066	1,4375	vérifier
ET3	12,665	12,589	0,076	1,4375	vérifier
ET4	12,665	12,578	0,087	1,4375	vérifier
ET5	12,665	12,568	0,097	1,4375	vérifier
ET6	12,665	12,558	0,107	1,4375	vérifier
ET7	12,665	12,550	0,115	1,4375	vérifier
TERASSE	12,669	12,543	0,126	1,4375	vérifier

Suivant le sens y-y: On doit vérifier que

Tableau IV.5: l'excentricité selon y-y

Story	YCM	YCR	EY	0,05Ly	condition
SS	7,646	7,641	0,005	0,88	vérifier
ES	8,092	7,681	0,411	0,88	vérifier
RDC	7,556	7,740	-0,184	0,88	vérifier
ET1	7,550	7,770	-0,22	0,88	vérifier
ET2	7,550	7,795	-0,245	0,88	vérifier
ET3	7,549	7,814	-0,265	0,88	vérifier
ET4	7,548	7,832	-0,284	0,88	vérifier
ET5	7,548	7,848	-0,300	0,88	Vérifier
ET6	7,548	7,863	-0,315	0,88	Vérifier
ET7	7,548	7,877	-0,329	0,88	Vérifier
TERASSE	7,536	7,890	-0,354	0,88	Vérifier

IV.3.5. Justification de la l'interaction « portiques-voiles »

L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer. (R coefficient de comportement)

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

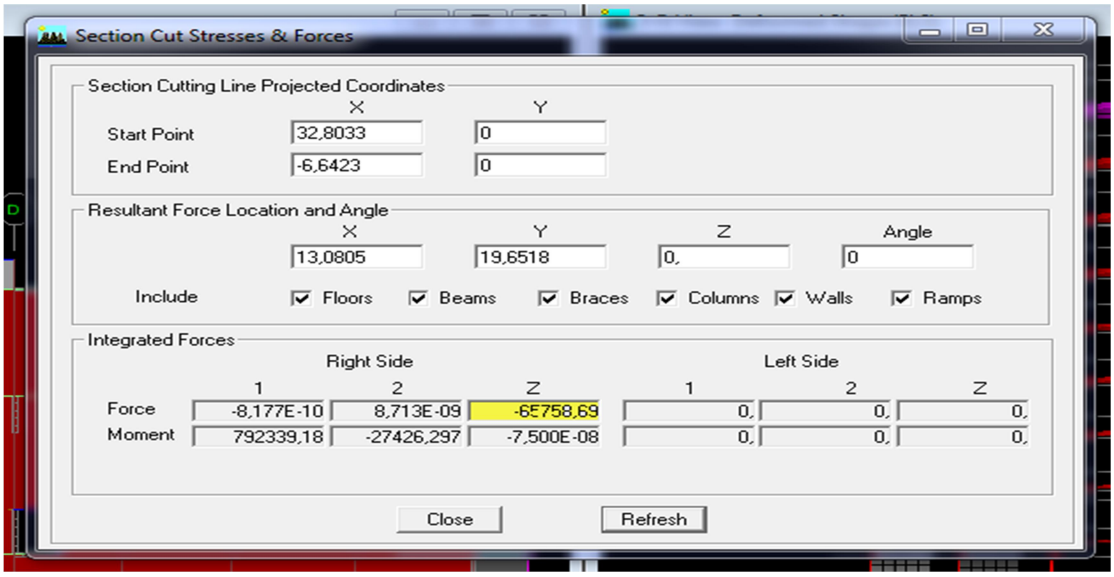
- on choisit d'abord la combinaison en cliquant sur :

Display →show Deformed shape →Load: ELS

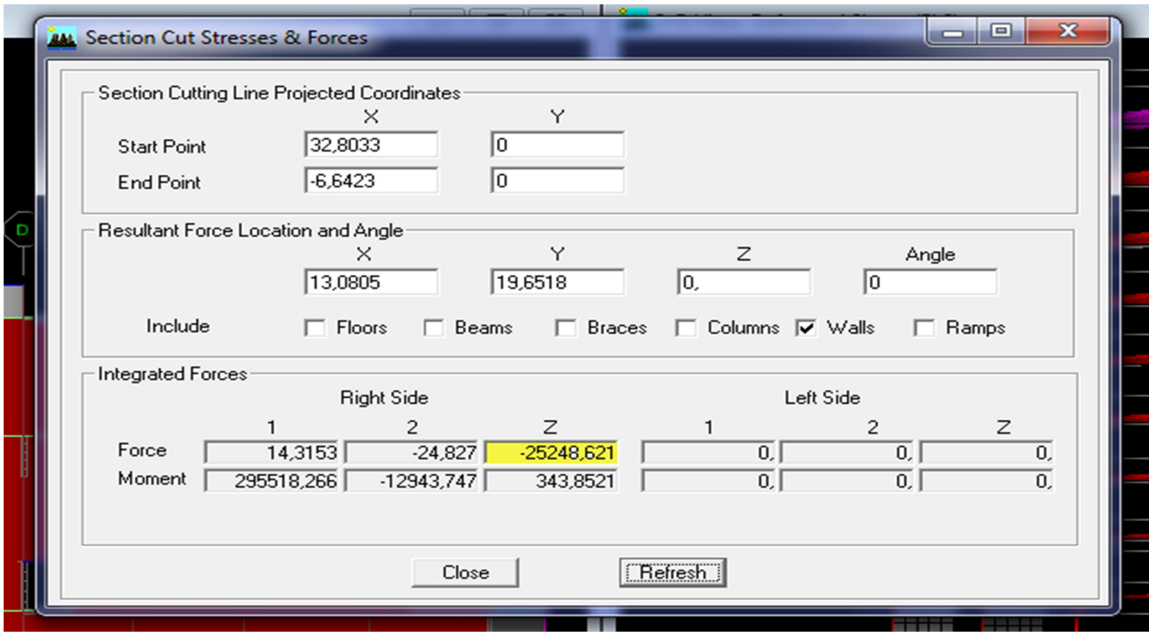
- On met la structure en élévation puis on coupe à la base avec :

Draw →Draw Section Cut

- Une fenêtre s'affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l'image suivante:



Ensuite, on clique sur **Refresh** et on relève la valeur sur la case **(Force-Z) :** c'est la valeur de la force reprise par les voiles et les poteaux à la fois.
Puis on décoche les cases **columns, floors, beams, braces, ramps** et on clique sur **Refresh** comme indiqué sur l'image suivante :



Enfin, on relève de nouveau la valeur de la force reprise uniquement par les voiles
De même pour le sens longitudinale, il suffit de changer la combinaison ELS par Ex et relever les valeurs sur la case (Force-1).Ainsi pour calculer le pourcentage des charges transversale, on choisit la combinaison ''Ey'' puis on relève les valeurs sur la case (Force-2).

- **Récapitulatif des résultats**

Tableau IV.6 : Justification du système de contreventement

	Force reprise par les voiles et poteaux		**Force reprise par les voiles uniquement**	
Unités	**[KN]**	**[%]**	**[KN]**	**[%]**
ELS	65758.69	100	25248.62	38.39
Sens EX	1826.77	100	1398.81	76.57
Sens EY	1907.39	100	1512.33	79.28

Selon les résultats présentés dans le tableau ci-dessus, on remarque que la majorité des efforts verticaux sont repris par les voiles ≥ 20%
D'après l'article 3.4 du RPA 99 qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure on prend le système de contreventement constitué par des voiles porteurs ; dont le coefficient de comportement **R=3,5** ce qui nous a amène à changer le spectre et l'introduire dans ETABS, puis refaire l'analyse.

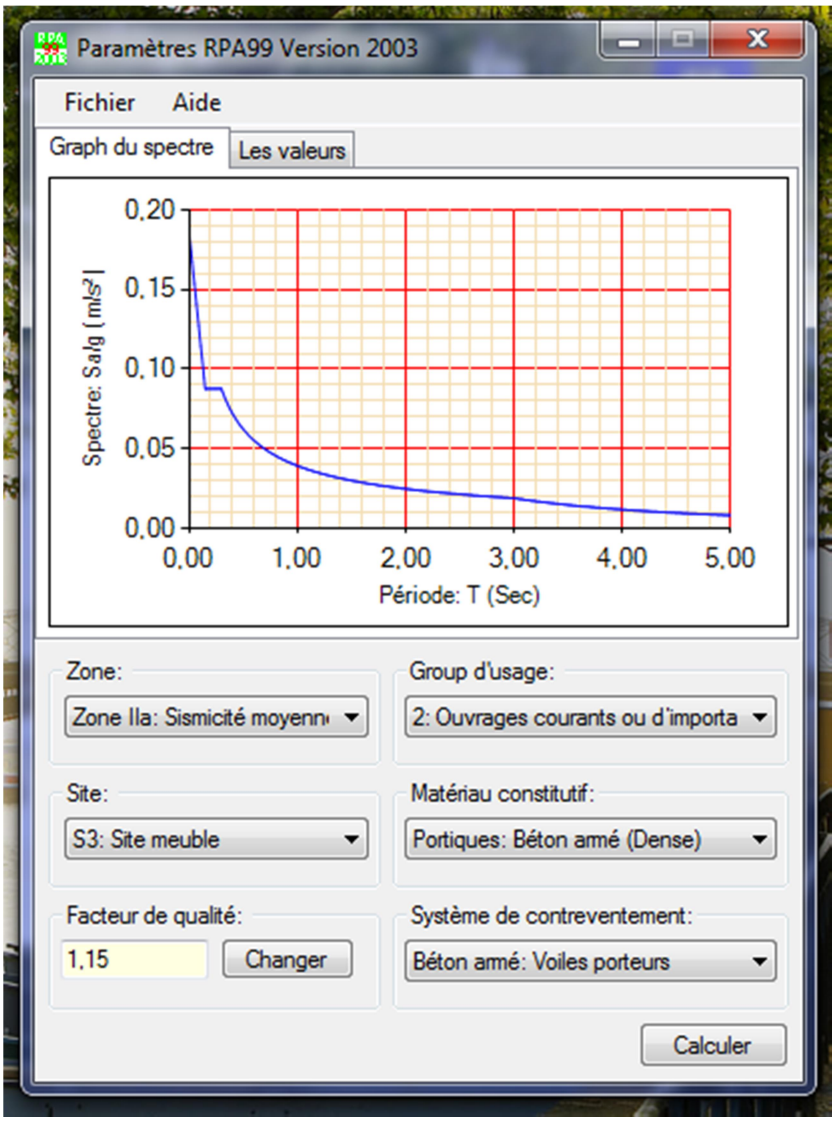


Figure IV.1 : Spectre RPA

IV.3.6. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux (Art 7.4.3.1 RPA99/mod 2003)

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensembles dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton tiré du logiciel, sous la combinaison accidentelle.

B_c : section du poteau considéré.

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton

Les valeurs obtenues après calcul sont données dans le tableau suivant

Tableau IV-7 : Résumé de calcul de du paramètre ν

Etage considère	N_d(KN)	B_c(m²)	f_{c28}(KN/m²)	N	condition
S-sol et E-sol	2202.01	0.3025	25000	0.29	**Vérifier**
RDC et 1er étage	1853.53	0.25	25000	0.29	**Vérifier**
2eme et 3eme étage	1403.55	0.2025	25000	0.27	**Vérifier**
4eme et 5eme étage	990.64	0.16	25000	0.24	**Vérifier**
Du 6eme ou 8eme étage	591.16	0.1225	25000	0.19	**Vérifier**

IV.3.7. Déplacement maximal

$$\delta_{max} \leq f = \frac{H_t}{500}$$

Avec :

H_t: la hauteur de bâtiment.

f : la flèche admissible.

Suivant Ex :

- **Déplacement maximal dans le sens x-x**

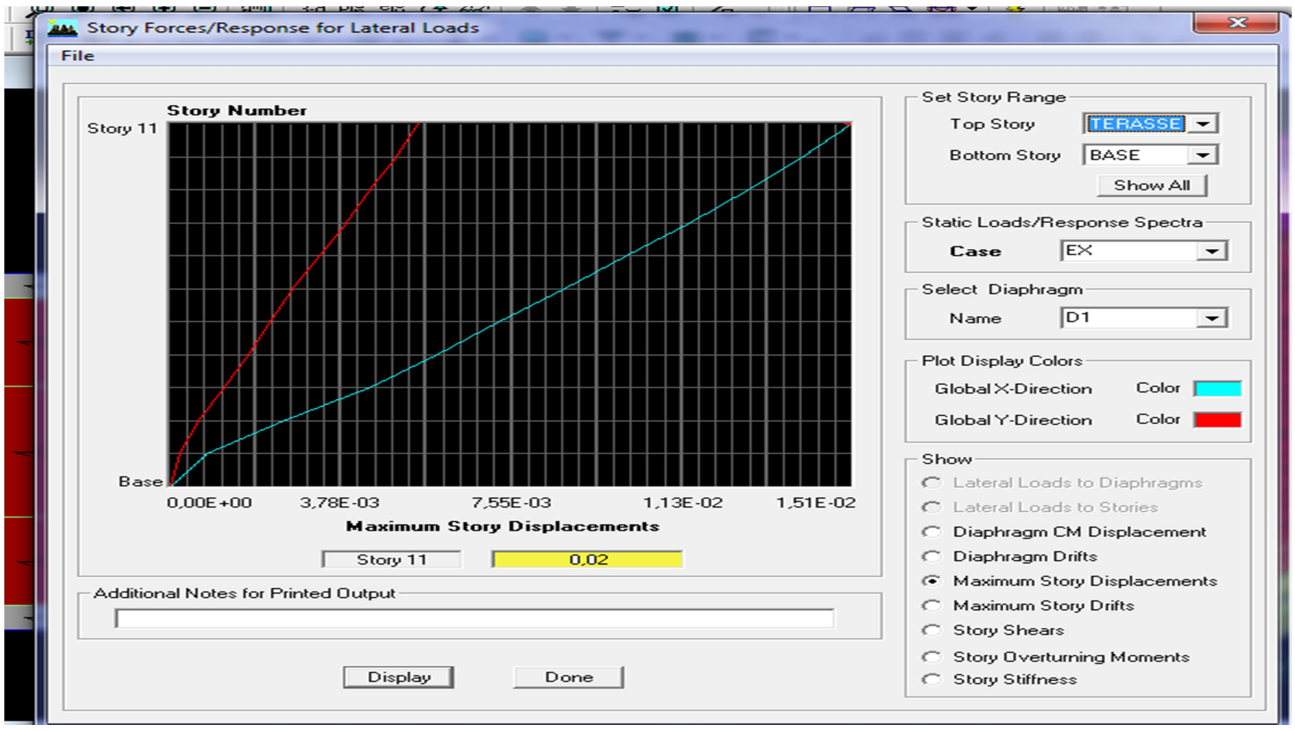


Figure IV.2 : Déplacement maximal dans le sens x-x

$\delta max = 0.02 \leq f = \frac{39.24}{500} = 0,078m$ ..... condition vérifiée

Suivant E_Y

- **Déplacement maximal dans le sens y-y**

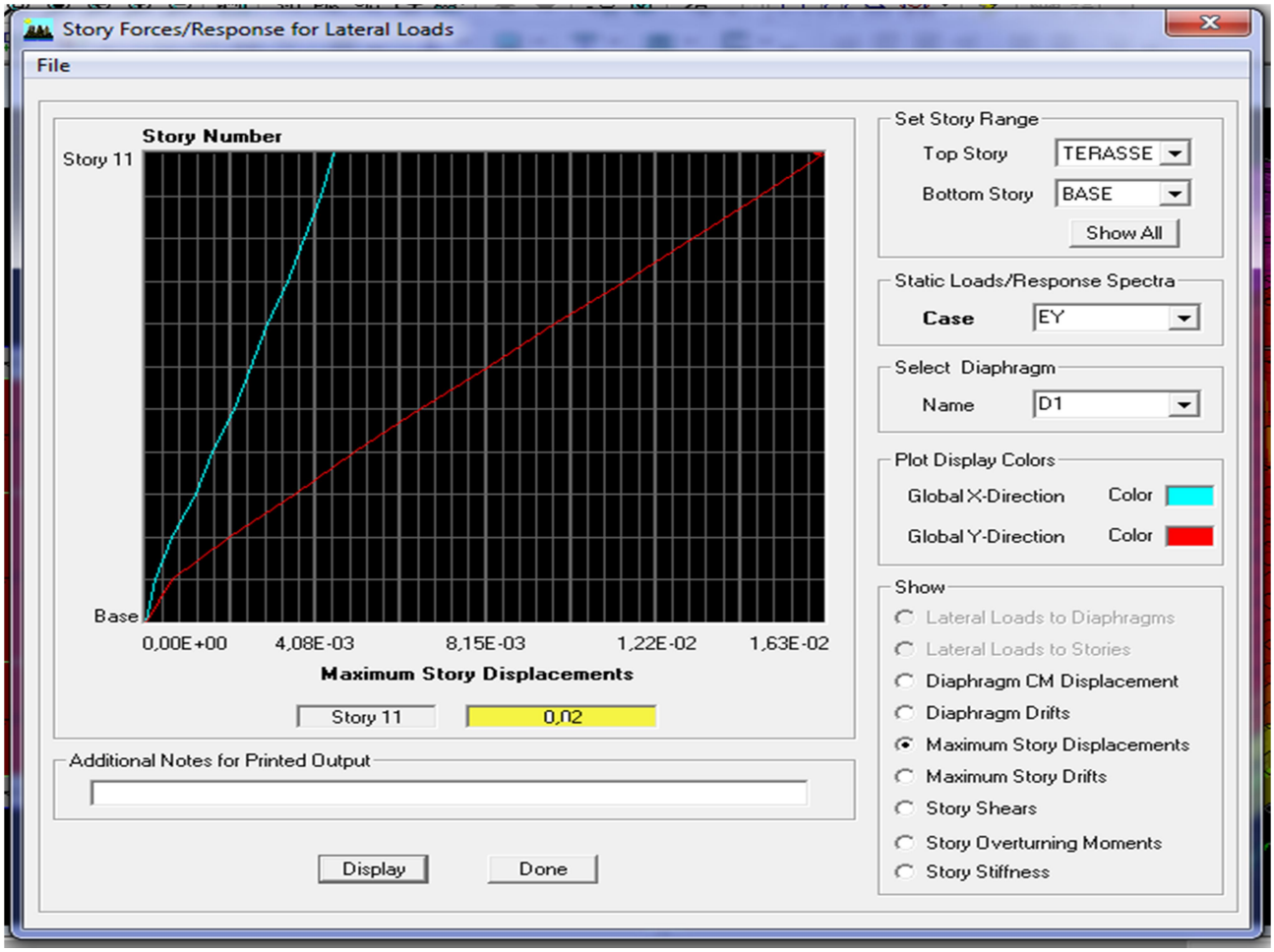


Figure IV.3 : Déplacement maximal dans le sens y-y

$\delta max = 0.02 \leq f = \frac{39.24}{500} = 0.078m$ ..... condition vérifiée

IV.3.8. Vérification des déplacements inter-étages (Art 5.10 RPA99/mod2003)

L'une des vérifications préconisées par le RPA 99, concerne les déplacements latéraux inter-étages. En effet, l'inégalité ci-dessous doit être vérifiée :

$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta}$et $\Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$

Avec :

$\bar{\Delta} = 0.01 h_e$

h_e : représente la hauteur d'étage.

$\Delta_x^k = \delta_{kx} - \delta_{kx-1}$

$\Delta_y^k = \delta_{ky} - \delta_{ky-1}$

$\delta_{kx} = \delta_{ek}{}^{x} \times R$

$\delta_{ky} = \delta_{ek}{}^{y} \times R$

Δ_x^k , Δ_y^k: déplacements relatifs au niveau k par rapport au niveau k-1dansle sens X et dans le sens Y.

δ_{kx} ,δ_{ky}: déplacements horizontaux dus aux forces sismiques au niveau k dans le sens X et dans le sens Y.

Le calcul est résumé dans le tableau suivant

Tableau IV-8 : Résumé de calcul des déplacements inter-étages selon x-x

Story	Δ_{ek}x	R	Δkx	Δkx2	0,01 he	condition
TERASSE	0,0133	3,5	0,0465	0,0035	0,0306	Vérifier
ET7	0,0123	3,5	0,0430	0,0035	0,0306	Vérifier
ET6	0,0113	3,5	0,0395	0,0038	0,0306	Vérifier
ET5	0,0102	3,5	0,0357	0,0039	0,0306	Vérifier
ET4	0,0091	3,5	0,0318	0,0045	0,0306	vérifier
ET3	0,0078	3,5	0,0273	0,0042	0,0306	vérifier
ET2	0,0066	3,5	0,0231	0,0046	0,0306	vérifier
ET1	0,0053	3,5	0,0185	0,0042	0,0306	vérifier
RDC	0,0041	3,5	0,0143	0,0049	0,0408	vérifier
ES	0,0024	3,5	0,0094	0,0070	0,0498	vérifier
SS	0,0007	3,5	0,0024	0,0024	0,0435	Vérifier

Tableau IV-9 : Résumé de calcul des déplacements inter-étages selon y-y

Story	Δ_{ek}y	R	Δky	Δky2	0,01 he	Condition
TERASSE	0,0123	3,5	0,0430	0,0042	0,0306	Vérifier
ET7	0,0111	3,5	0,0388	0,0042	0,0306	Vérifier
ET6	0,0099	3,5	0,0346	0,0045	0,0306	Vérifier
ET5	0,0086	3,5	0,0301	0,0042	0,0306	Vérifier
ET4	0,0074	3,5	0,0259	0,0046	0,0306	Vérifier
ET3	0,0061	3,5	0,0213	0,0042	0,0306	Vérifier
ET2	0,0049	3,5	0,0171	0,0038	0,0306	Vérifier
ET1	0,0038	3,5	0,0133	0,0039	0,0306	Vérifier
RDC	0,0027	3,5	0,0094	0,0042	0,0408	Vérifier
ES	0,0015	3,5	0,0052	0,0038	0,0498	Vérifier
SS	0,0004	3,5	0,0014	0,0014	0,0435	Vérifier

IV.3.9. Vérification de l'effet P-Delta (Art 5.9 RPA99/mod2003)

Les effets du 2° ordre (ou l'effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments, si la Condition suivantes est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

Avec

Δ_k: Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1».

V_k: Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

h_k: Hauteur de l'étage « k ».

P_k: poids de chaque étage $W_I = W_{GI} + \beta W_{QI}$

Les valeurs obtenues après calcul sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV-10 : Résumé de calcul de l'effet P-Δ.

Story	P	Δkx	Δky	v_x	v_y	H_e	Θkx	Θky	condition
TERASSE	5338,57	0,0035	0,0042	403.62	464.80	3,06	0.0151	0,0157	Vérifier
ET7	10239,07	0,0035	0,0042	666.72	740.66	3,06	0,0175	0,0189	Vérifier
ET6	15139,56	0,0038	0,0045	876.72	935.15	3,06	0,0214	0,0238	Vérifier
ET5	20131,86	0,0039	0,0042	1045.78	1092.45	3,06	0,0245	0,0252	Vérifier
ET4	25124,16	0,0045	0,0046	1184.72	1227.41	3,06	0,0311	0,0307	Vérifier
ET3	30220,49	0,0042	0,0042	1308.37	1351.72	3,06	0,0317	0,0306	Vérifier
ET2	35316,83	0,0046	0,0038	1429.60	1473.67	3,06	0,0371	0,0297	Vérifier
ET1	40529,45	0,0042	0,0039	1550.25	1594.34	3,06	0,0358	0,0323	Vérifier
RDC	46108,44	0,0049	0,0042	1670.86	1719.05	4,08	0,0331	0,0276	Vérifier
ES	52126,03	0,0070	0,0038	1767.36	1829.92	4,98	0,0418	0,0219	Vérifier
SS	57511,82	0,0024	0,0014	1826.78	1907.39	4,35	0,0173	0,0097	Vérifier

IV.3.10. Vérification de l'effort tranchant à la base (Art 4.2.3RPA99/mod2003)

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente VMSE.

La force sismique totale VMSE, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W$$

$$0.8 V_{RPA} < V_{ETABS}$$

W : poids de la structure.

A : coefficient d'accélération de zone,

D : facteur d'amplification dynamique moyen, en fonction de la catégorie de site, de facteur de correction d'amortissement (η) et la période fondamentale de la structure T.

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta(^{T_2}/_{T})^{2/3} & T_2 \le T \le 3.0s \\ 2.5\eta(^{T_2}/_{3.0})^{\frac{2}{3}}(^{3.0}/_{T})^{5/3} & T \ge 3.0s \end{cases}$$

Avec :

T: Période fondamentale de la structure. **T2**: Période caractéristique, associée à la catégorie dusite est donnée **par le tableau4.7.Art4.3.3RPA99/version2003**.

La nature du sol : meuble (site S3) **T2=0,78s**

η: facteur de correction d'amortissement donné par la formule suivante :

$$\boldsymbol{\eta = \sqrt{^{7}/_{2+\xi}} \ge 0.7}$$

Où **ξ(%)** est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$$\xi = 7\eta = \sqrt{^{7}/_{2+7}} = 0.88 \ge 0.7$$

$T_2 = 0.78 \le T = 0.99 \le 3.0s$ ⟶ Application de la 2eme équation pour calcule D.

$$D = 2.5\eta(^{T_2}/_{T})^{2/3} = 2.5 \times 0.88(^{0.78}/_{0.99})^{2/3} = 1.87$$

Tableau IV.11. Valeurs des pénalités à retenir dans le sens X-X et le sens Y-Y

Critère	**Observé sens X-X**	**Observé sens Y-Y**	$\mathbf{p_q}$
Conditions minimale sur les fils de contreventement	OUI	OUI	**0**
Redondance en plan	OUI	OUI	**0**
Régularité en plan	OUI	OUI	**0**
Régularité en élévation	OUI	OUI	**0**
Contrôle de qualité des matériaux	NON	NON	**0.05**
Contrôle de qualité de l'exécution	NON	NON	**0.10**
	$\sum \mathbf{p_q}$		**0.15**

Les valeurs de A, D, Q, R, T et W_T sont résumés dans le tableau suivant

Tableau IV.12.Récapitulatif des valeurs de A, D, R, T et Wt

Paramètre	Valeur	Article RPA
Coefficient de zone A	0.15	**Tableau 4.1**
Facteur de qualité Q	1.15	**Tableau 4.4**
Période caractéristique T	0.78	**Tableau 4.7**
Poids total de la structure W_T	56162.93	/
Facteur d'amplification D	1.87	**Formule 4.2**
Coefficient de comportement R 1	3.5	**Tableau 4.3**

Méthode statique équivalente

$$\mathbf{V_X} = \frac{\mathbf{A.D.Q}}{\mathbf{R}}\mathbf{W} = \frac{0.15\times1.87\times1.15}{3.5} \times 57511.82$$

$$\mathbf{V_y} = \frac{\mathbf{A.D.Q}}{\mathbf{R}}\mathbf{W} = \frac{0.15 \times 1.87 \times 1.15}{3.5} \times 57511.82$$

$\mathbf{V_{XRPA} = 5300.53\ KN}$ $\mathbf{0.8V_{XRPA} = 4240.42\ KN}$

$\mathbf{V_{YRPA} = 5300.53KN}$ $\mathbf{0.8V_{YRPA} = 4240.42\ KN}$

Méthode spectrale modale :

$\mathbf{V_{XETABS} = 4281.11\ KN}$

$\mathbf{V_{YETABS} = 4250.31\ KN}$

- **Comparaison des résultats**

$\mathbf{V_{XETABS} = 4281.11\ KN} > \mathbf{0.8V_{XRPA} = 4240.42\ KN}$ Condition vérifiée.

$\mathbf{V_{YETABS} = 4250.31\ KN} > 0.\mathbf{8V_{YRPA} = 4240.42\ KN}$ Condition vérifiée

IV.4. Conclusion

Toutes les exigences recommandées par le RPA99/2003 sont vérifiées. Dans le prochain chapitre, nous allons extraire les efforts internes afin de ferrailler les éléments structuraux.

V.1. Introduction

Une construction en béton armé doit demeurer résistante avant et après le séisme grâce à ces éléments principaux. En conséquence ces derniers doivent être bien armé et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tout genre de sollicitations.

Le ferraillage des éléments résistants doit être calculé conformément aux règles en vigueur, en l'occurrence : le BAEL91, le CBA93, RPA99v2003.
Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

- Les poutres
- Les poteaux
- Les voiles

V.2. Les combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions sont les ensembles constitués par les actions à considérer simultanément, et représentent une étape nécessaire pour la détermination des sollicitations revenant aux éléments de résistance.

1. Les actions

Les actions sont des forces et des couples, directement appliqués à une construction, ou résultant des déformations imposées (retrait, fluage, variation de température)

- Action permanente notée G (poids propre de la structure).
- Action variable notée Q
- Action accidentelle notée E

2. Les sollicitations

- Ce sont des efforts (normaux ou tranchants) et des moments de flexion ou de torsion, développés dans une section par combinaisons d'actions, calculés par les méthodes de la RDM ou forfaitaires.
- Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

➢ **Selon BAEL 91 :Situation durable**

♦ **E.L.U :** $1{,}35\,G + 1{,}5\,Q$ ..... (1)

♦ **E.L.S :** $G + Q$..... (2)

➢ **Selon le R.P.A : Situation accidentelle**

$G + Q \pm E$..... (3)

$0.8G \pm E$ ..... (4)

Les armatures seront calculées à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et dans les situations cité dans le tableau suivant :

Tableau V.1: caractéristiques mécanique des matériaux

Situation	γ_s	γ_b	f_{c28}(MPa)	$\sigma_{bc}(MPa)$	$Fe(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$
Durable	1.5	1.15	25	14.2	400	348
Accidentelle	1.15	1		18.5		400

V.3.Ferraillage des poteaux

1. Définition

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal et transversal qui sont dus à **(G)**, **(Q)** et l'effort sismique **(E)**, ainsi que des efforts tranchants. Donc, ils sont calculés en flexion composée.

Les poteaux sont calculés à l'état limite ultime et au séisme, selon la combinaison la plus défavorable puis vérifiés à L'ELS en flexion composée, le calcul est effectué en considérant les efforts et moments fléchissant suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.
-

2. Recommandation du RPA 2003

a. Armatures longitudinales

-Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence (HA), et droit sans crochet.

-Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

- Le pourcentage minimal d'armatures sera de **0.8% (b×h)** en zone IIa.
- Le pourcentage maximal d'armatures sera de **4%(b×h)** en zone courante.

Le pourcentage maximal d'armatures sera de **6% (b×h)** en zone de recouvrement.

Tableau V.2 : Récapitulatif des sections d'aciers recommandés par le RPA

Section des poteaux (cm²)	Pourcentage minimal A_{min}=0.8%xbxh (cm²)	Pourcentage maximal (cm²)	
		Zone de recouvrement A_{max}=6%xbxh	Zone courante A_{max}=4%xbxh
(55X55)	24.2	181.5	121
(50X50)	20	150	100
(45X45)	16.2	121.5	81
(40X40)	12.8	96	64
(35X35)	9.8	73.5	49

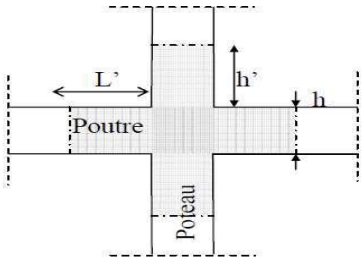
- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critique).

$h' = \text{Max}\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right)$.

$L' = 2h$

b_1, h_1:les dimensions de la section transversale du Poteau.

h_e : la hauteur du poteau.



« Délimitation de la zone nodale »

Figure .V.1. La zone nodale des poteaux.

b. Les armatures transversales (Art 7.4.2 rpa /v2003)

Les armatures transversales ont principalement un rôle de maintien des armatures longitudinales, elles évitent ainsi leur flambement.

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec :

$\mathbf{V_u}$ **:** Effort tranchant de calcul.

$\mathbf{S_t}$ **:** Espacement des armatures transversales.

$\mathbf{f_e}$ **:** Contrainte limite élastique des armatures transversales$\mathbf{f_e = 400MPa.}$

$\mathbf{h_1}$ **:** Hauteur totale de la section brute.

$\boldsymbol{\rho}$: Coefficient correcteur (rupture prise en compte).

$$\begin{cases} \boldsymbol{\rho = 2.5 \rightarrow \lambda_g \geq 5} \\ \boldsymbol{\rho = 3.75 \rightarrow \lambda_g < 5} \end{cases}$$

$\boldsymbol{\lambda_g}$: L'élancement géométrique du poteau.

$\boldsymbol{\lambda_g = \frac{L_f}{a} Ou \lambda_g = \frac{L_f}{b} L_f = 0.7 h_e}$

$\boldsymbol{L_f}$: La longueur de flambement des poteaux.

$\mathbf{S_t}$ **:** espacement des armatures transversales.

$\boldsymbol{S_t \leq \min\left(10\emptyset_l^{min}; 15cm\right) \rightarrow}$ **En zone nodal.**

$\boldsymbol{S'_t \leq \left(15\emptyset_l^{min}\right) \rightarrow}$ **En zone courante.**

Avec :

$\boldsymbol{\emptyset_l^{min}}$: est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en% est donnée par :

$\boldsymbol{\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0.3\% b \times S_t}$

$\boldsymbol{\lambda_g \leq 3 \rightarrow 0.8\% b \times S_t}$

$\boldsymbol{3 < \lambda_g < 5}$ Interpolation entre les valeurs limite du poteau

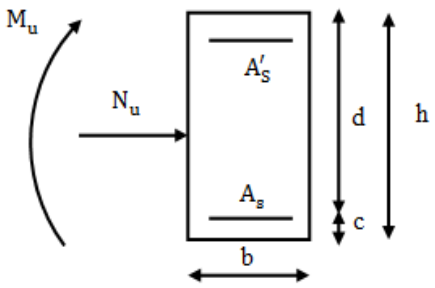
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants Ø>12mm pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.
- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de ($10Ø_{min}$).

3. Calcul du ferraillage

a.L'armature longitudinale

Chaque poteau est soumis à un effort normal **N** (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant **M**, ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants :

-Section partiellement comprimée (SPC).
-Section entièrement comprimée (SEC).



Calculs centre de pression : $\mathbf{e_u = \frac{M_u}{N_u}}$

- **Section partiellement comprimée (SPC)**

La section est partiellement comprimée Si Le centre de pression se situe à l'extérieur du segment délimité par les armatures (l'effort normal est un effort de traction ou de compression).
Une section est partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est satisfaite :

- $e_u = \frac{M_u}{N_u} > \left(\frac{h}{2} - c\right)$
- $N_u \times (d - c') - M_f \leq (0.337 \times h - 0.81 \times c) b h^2 f_{bc}$
- Avec := $M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right) \rightarrow$ moment fictif

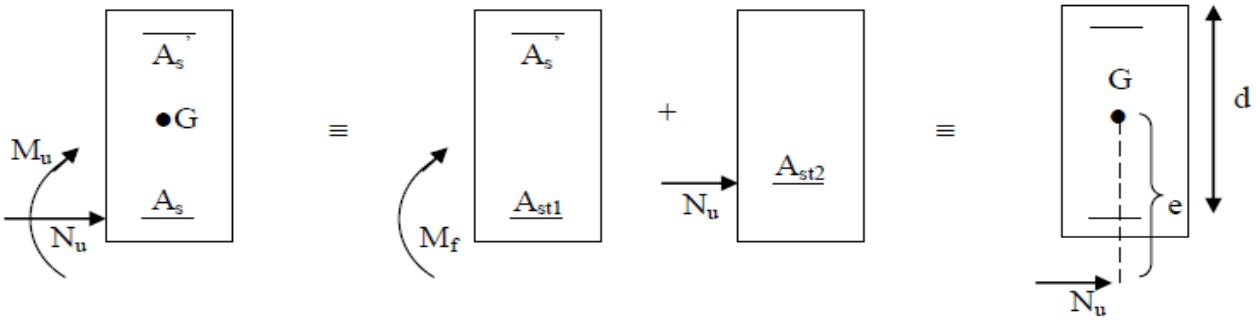


Figure V.2 : Schéma de calcul en flexion composée.

✓ Si l'égalité est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, et le calcul se fait comme suit :

$$\mu = \frac{M_f}{b d^2 f_{bu}}$$

Si $\mu \leq \mu_l = 0.392 \rightarrow$ la section est simplement armee. (**SSA**)

$\mu \rightarrow$ tableau $\rightarrow \beta$

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s}$$

La section réelle d'armature est : $A_s = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_s}$

Si $\mu \geq \mu_l = 0.392 \rightarrow$ la section est doublement armee. (**SDA**)

On calcul :

$\Delta M = M_f - M_r$

$$M_r = \mu b d^2 f_{bu}$$

$$\mathbf{A_{stf}} = \frac{\mathbf{M_f}}{\mathbf{\beta_r d \sigma_s}} + \frac{\mathbf{\Delta M}}{\mathbf{(d - c')\sigma_s}} \boldsymbol{A'} = \frac{\boldsymbol{\Delta M}}{\boldsymbol{(d - c')\sigma_s}}$$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348MP$$

M_r : Moment ultime pour une section simplement armée.

La section réelle d'armature ;$A'_s = A'; A_s = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_s}$

- **Section entièrement comprimée (SEC)**

Une section est entièrement comprimée, si la condition suivante est satisfaite :

- $e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$
- $N_u \times (d - c') - M_f > (0.337 \times h - 0.81 \times c) b h^2 f_{bc}$

Deux cas peuvent se présentent :

✓ Si la partie moins comprimée ne nécessite pas d'armature inférieure comprimées càd :

$$(0.337 \times h - 0.81 \times c) b h^2 f_{bc} < N_u \times (d - c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont :

$$\mathbf{A'_s = \frac{N - 100 \Psi b h f_{bc}}{100 \sigma_s}} \quad ; \mathbf{A_s = 0}$$

Avec :

$$\Psi = \frac{\mathbf{0.3571 + \frac{N(d - c') - 100 M_u}{100 b h^2 f_{bc}}}}{\mathbf{0.8571 - \frac{c'}{h}}}$$

✓ Si les deux parties nécessitent des armatures comprimées c à d :

$$N_u (d - c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont

$$\mathbf{A'_s = \frac{M_u - (d - 0.5h) b h f_{bc}}{(d - c')\sigma_s}} \quad \mathbf{A_s = \frac{N - b h f_{bc}}{\sigma_s} - A'_S}$$

Remarque : Si la section A_s est négative

$$\mathbf{A_s \geq \left\{\frac{bh}{1000}; 0.23bh\frac{f_{t28}}{f_e}\right\}}$$

➢ **Section entièrement tendue (SET)**

La section est entièrement tendue c'est-à-dire l'effort normale est un effort de traction.

Efforts normaux

$N > 0: traction\ ;\ N < 0: compression$

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

$$\mathbf{A'_s = \frac{N_u a}{(d - c')\sigma_s} A_s = \frac{N_u}{\sigma_s} - A'_s}$$

4. ferraillage

Le ferraillage des poteaux est fait par un calcul automatique a l'aide du logiciel «**SOCOTEC**» les résultats de calcul a l'état limite ultime sont résumes dans le tableau suivant :

Tableau V.3 : Ferraillage des poteaux

Niv	N (KN)	M (KN.m)	Situation	Sect (cm2)	Obs	A_{sup} (cm2)	A_{inf} (cm2)	A_{min} (cm2)
E-sol et S-sol	N_{max}=-2202.01	M_{cor}=-12.443	Dur.able	55x55	SEC	0	0	24.2
	N_{min}=419.33	M_{cor}=13.136	Acc		SPC	5.26	6.8	
	N_{cor}=-1673.84	M_{max}=-108.789	Acc		SEC	0	0	
RDC et 1er etage	N_{max}=-1853.53	M_{cor}=-16.878	Durable	50x50	SEC	0	0	20
	N_{min}=313.46	M_{cor}=27.134	Acc		SPC	2.74	6.28	
	N_{cor}=-1208.84	M_{max}=-133.061	Acc		SEC	0	0	
2 et 3eme Etage	N_{max}=-1403.55	M_{cor}=-8.258	Durable	45x45	SEC	0	0	16.2
	N_{min}=245.77	M_{cor}=28.307	Acc		SPC	1.45	5.62	
	N_{cor}=-846.56	M_{max}=-121.138	Acc		SPC	0	0	
4 et 5eme étage	N_{max}=-990.64	M_{cor}=-5.776	Durable	40x40	SEC	0	0	12.8
	N_{min}=180.46	M_{cor}=24.905	Acc		SPC	0.49	4.7	
	N_{cor}=-527.48	M_{max}=-105.345	Acc		SPC	0	0	
6 , 7 et 8eme étage	N_{max}=-591.16	M_{cor}=-5.978	Durable	35x35	SEC	0	0	9.8
	N_{min}=59.93	M_{cor}=38.678	Acc		SPC	0	4.47	
	N_{cor}=-124.65	M_{max}=-80.455	Acc		SPC	0	0	

Puisque les sections trouvées sont inférieures à celles exigées par le RPA donc les poteaux seront ferraillés avec la section minimale réglementaire.

Tableau V.4 : ferraillage des poteaux

Section des poteaux (cm²)	A_{min} (cm²)	A_{sadop} (cm²)	Ferraillage	Vérification
55x55	24.2	28.65	4HA20+8HA16	$A_{min} < A_{sadop}$
50x50	20	20.396	4HA16+8HA14	
45x45	16.2	18.47	12HA14	
40x40	12.8	13.57	12HA12	
35x35	9.8	13.57	12HA12	

5. Vérifications à l'ELU

- **Armatures transversales selon les recommandations du RPA [Art 7.4.2.2 RPA 99/ version 2003]**

Le rôle des armatures transversales est de reprendre la sollicitation due à l'effort tranchant ; la détermination du diamètre dépend des dimensions de la section et de la section des armatures longitudinales.

a. Le Diamètre des barres (Art A.8.1,3/BAEL91modifiée 99)

D'après le BAEL91 Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent

$$\emptyset_l = \frac{\emptyset_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm} \qquad \text{soit } \emptyset_l = 8\text{mm}$$

$\emptyset_l$: Diamètre max des armatures longitudinales.

On adoptera pour 4HA8=2.01cm²

b. Espacement des armatures : (Art 7.4.2.2 RPA99 modifié 2003)

L'espacement des armatures transversales des poteaux est calcule a l'aide de la formule suivante :

- **En zone nodal**

$$\mathbf{S_t \leq \min\left(10\emptyset_l^{min}; 15cm\right)}$$

$$S_t \leq \min(10 \times 1.2; 15\text{cm}) = 12\text{cm}$$

Nous adoptons : S_t = 10 cm

- **En zone courante**

$$\mathbf{S'_t \leq \left(15\emptyset_l^{min}\right)}$$

$$S'_t \leq (15 \times 1.2) = 18\text{cm}$$

Nous adoptons : S_t = 15 cm

Avec :

$\emptyset_l^{min}$: Diamètre minimal des armatures longitudinales.

c. Longueurs de recouvrement : (Art 7.5.2.1 RPA99 modifié 2003)

Pour les HA20 :

$L_r = 40\emptyset = 40 \times 2 = 80cm$

Pour les HA16 :

$L_r = 40\emptyset = 40 \times 1.6 = 64cm$

Pour les HA14 :

$L_r = 40\emptyset = 40 \times 1.4 = 56cm$

Pour les HA12 :

$L_r = 40\emptyset = 40 \times 1.2 = 48cm$

d. La longueur de scellement droit (Art A6.1.23 BAEL 91)

$$\mathbf{l_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{su}}}$$

$\tau_{su} = 0.6\Psi^2_s f_{t28}$

$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28}$

$\Psi_s = 1.5$pour les aciers a haute adherence.

Pour les HA16 :

$$l_s = \frac{2 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 70.54 \text{ cm}$$

On prend :**L_s= 75 cm**

Pour les HA16 :

$$l_s = \frac{1.6 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 56.43cm$$

On prend :**L_s= 60 cm**

Pour les HA14 :

$$l_s = \frac{1.4 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 49.38cm$$

On prend :**L_s= 50cm**

Pour les HA12 :

$$l_s = \frac{1.2 \times 40000}{4(0.6 \times 1.5^2 \times 210)} = 42.33cm$$

On prend :**L_s= 45 cm**

e. Vérification de la quantité d'armatures : (Art 7.4.2.2 RPA99 modifié 2003)

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b}$$

Avec:

$$L_f = 0.7h_e$$

➢ **Poteaux55x55:**

Pour sous-sol:$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0.7\times435}{55} = 5.53 > 5$

- **En zone nodale (St = 10 cm) :**

A_{tmin}= 0, 3%×S_t×b = 0,003 ×10 ×55 = 1,65 cm^2

- **En zone courante (St = 15cm) :**

A_{tmin}= 0, 3%×S_t×b = 0,003 ×15×55 =2.47 cm^2

Pour l entre sol :$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0.7\times498}{55} = 6.33 > 5$

- **En zone nodale (St = 10 cm) :**

A_{tmin} = 0, 54%×S_t×b = 0,003 ×10 ×55 = 1.65 cm^2

- **En zone courante (S_t = 15cm)**

A_{tmin}= 0, 54%×S_t×b = 0,003×15 ×55 = 2.47 cm^2

➢ **Poteaux50x50:**

Pour le RDC :$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0.7\times408}{50} = 5.71 > 5$

- **En zone nodale (St = 10 cm) :**

A_{tmin}= 0, 3%×S_t×b = 0,003 ×10 ×50 = 1,5 cm^2

- **En zone courante (S_t = 15cm) :**

A_{tmin}= 0, 3%×S_t×b = 0,003 ×15×50 =2.25 cm^2

Pour le 1eretage :$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0.7\times306}{50} = 4.28 \rightarrow 3 < 4.28 < 5$

Par interpolation :$\frac{A_t}{S_t b_1} = 0.62\%$

- **En zone nodale (St = 10 cm) :**

A_{tmin} = 0, 54%×S_t×b = 0,0062 ×10 ×50 = 3.1 cm^2

- **En zone courante (S_t = 15cm)**

A_{tmin}= 0, 54%×S_t×b = 0,0062×15 ×50 = 4.65 cm^2

➢ **Poteaux 45x45 :**

$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0.7x306}{45} = 4.76 \rightarrow 3 < 4.5 < 5$

Par interpolation :$\frac{A_t}{S_t b_1} = 0.76\%$

- **En zone nodale (St = 10 cm) :**

A_{tmin} = 0, 43%×S_t×b = 0,0076 ×10 ×45 = 3.42cm^2

- **En zone courante (S_t = 15cm)**

A_{tmin}= 0, 43%×S_t×b = 0,0076×15 ×45= 5.13 cm^2

➢ **Poteaux 40x40 :**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0.7 \times 306}{40} = \mathbf{5.35} > 5$$

- **En zone nodale (St = 10 cm) :**

A_{tmin} = 0, 3%×S_t×b = 0,003 ×10 ×40 = 1.2 cm^2

- **En zone courante (S_t = 15cm)**

A_{tmin}= 0, 3%×S_t×b = 0,003 ×15 ×40 = 1.80 cm^2

➢ **Poteaux 35x35 :**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0.7 \times 306}{35} = \mathbf{6.12} > 5$$

- **En zone nodale (St = 10 cm) :**

A_{tmin} = 0, 3%×S_t×b = 0,003 ×10 ×35= 1.05 cm^2

- **En zone courante (St = 15cm) :**

A_{tmin} = 0, 3%×S_t×b = 0,003 ×15 ×35= 1.57 cm^2

On adopte**4HA10= 3.14 cm²≥ $A_t$min**

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets de 135° ayant une longueur droite minimum de 10$\emptyset_t$=100mm=10cm.

f. Délimitation de la zone nodale

$$\mathbf{L' = 2 \times h}$$

$$\mathbf{h = max\left\{\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60cm\right\}}$$

b_1, h_1:les dimensions de la section transversale du Poteau.

h_e : la hauteur du poteau

h : hauteur de la poutre

On aura :h=50cm

$L' = 2 \times 50 = 100cm$

$h = max\{83,55,55,60cm\}$

Donc : h=83 cm.

g. Vérification de la contrainte de cisaillement : (Art 7.4.3.2 RPA99 modifié 2003)

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_b \begin{cases} 0.075 & si \quad \lambda_g > 5 \\ 0.04 & si \quad \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Tableau V.5: Vérification de l'effort tranchant

Niveau	V_u(KN)	b(cm)	h(cm)	λ_g	ρ_b	τ_b(MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$(MPa)	Vérification
Sous sol	39.99	55	55	5.53	0.075	0.139	1.875	$\tau_b < \bar{\tau}_{bu}$
Entre sol	39.99	55	55	6.33	0.075	0.139	1.875	
RDC	84.9	50	50	5.71	0.075	0.361	1.875	
1er etage	84.9	50	50	4.28	0.04	0.361	1	
2 et 3eme etage	78.9	45	45	4.76	0.04	0.417	1	
4 et 5emeetage	68.11	40	40	5.35	0.075	0.460	1.875	
6,7et 8etage	53.48	35	35	6.12	0.075	0.478	1.875	

6. Vérification à L'ELS

a. Condition de non fragilité(Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99)

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est de :

$$A \geq A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}\left[\frac{e_s - 0.455d}{e_s - 0.185d}\right]$$

Tableau V.7 : vérification non fragilité

Poteaux	N (KN)	M (KN.m)	e_s	A_{min} (cm²)	A (cm²)	vérification
55x55	N_{max}=-1596.03	M_{cor}=-8.873	0.0055	8.49	28.65	Condition vérifiée
	N_{min}=-1287.01	M_{cor}=14.948	-0.011	8.48		
	N_{cor}=-1458.05	M_{max}=25.466	-0.017	8.48		
50x50	N_{max}=-1344.24	M_{cor}=-12.07	0.0089	6.98	20.36	
	N_{min}=-963.21	M_{cor}=20.26	-0.021	6.96		
	N_{cor}=-979.21	M_{max}=-27.742	0.028	6.99		
45x45	N_{max}=-1018.03	M_{cor}=5.739	0.0056	5.61	18.47	
	N_{min}=-695.99	M_{cor}=24.015	-0.034	5.59		
	N_{cor}=-708.95	M_{max}=-31.945	0.045	5.63		
40x40	N_{max}=-719.73	M_{cor}=-4.128	0.0057	4.40	13.57	
	N_{min}=-447.66	M_{cor}=25.517	-0.057	4.37		
	N_{cor}=-457.9	M_{max}=-34.466	0.075	4.42		
35x35	N_{max}=-429.84	M_{cor}=-4.357	0.010	3.33	13.57	
	N_{min}=-106.48	M_{cor}=27.682	-0.250	3.24		
	N_{cor}=-114.32	M_{max}=-35.244	0.300	3.43		

b. Vérification des contraintes à L'ELS

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes maximales du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

Contrainte admissible de l'acier : $\overline{\sigma_s} = 348MPa$

Contrainte admissible du béton :$\overline{\sigma_{bc}} = 15MPa$

- **Vérification d'une section partiellement comprimée**

Si $\frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6}$ → la section parciellemnet comprimée.

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + l_c l_c = \frac{h}{2} - e_s$$

Avec :

y_1 : la distance entre axe neutre a l'ELS est la fibre la plus comprimée.

y_2 : la distance entre l'axe neutre a l'ELS et le centre de pression Cp

l_c :la distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée.

$y_2$est obtenu avec la résolution de l'équation suivante :$y_2^3 + p \times y_2 + q = 0$

$$p = -3 \times l_c{}^2 - 90A'_s \frac{l_c - c'}{b} + 90A'_s \frac{d - l_c}{b}$$

$$q = -2 \times l_c^3 - 90A'_S \frac{(l_c - c'^2)}{b} + 90A'_s \frac{(d - l_c)^2}{b}$$

Pour la résolution de l'équation on calcul Δ :

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$$

Si $\Delta \geq 0 : t = 0.5\left(\sqrt{\Delta} - q\right)$ $;u = \sqrt[3]{t}$ $;y_2 = u - \frac{p}{3 \times u}$

Si $\Delta < 0 \rightarrow$ l'equation admet trois racines:

$$y_2^1 = acos\left(\frac{a}{3}\right) y_2^2 = acos\left(\frac{a}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) y_2^3 = acos\left(\frac{a}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec :

$$a = arcos\left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) \quad ; \quad a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour $y_2$la valeur positif ayant un sens physique tel que :$0 < y_1 = y_2 + 1 < h$ donc$y_1 = y_2 + l_c$

On calcul l'inertie de la section homogène réduite

$$I_{x-x} = \frac{b \times y_l^3}{3} + 15[A_s(d - y_1)^2 + A'_s(y_1 - c')^2]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton vaut :$\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I_{x-x}} y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Et la contrainte de compression dans l'acier vaut$\sigma_s = 15\sigma_{bc}$

- **Section entièrement comprimée**

  Si $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \rightarrow$ la section entièrement comprimée

  La section homogène est : $B_0 = b \times h + \eta(A_s + A'_s)$

$$V_1 = \frac{1}{B_0}\left[\frac{b \times h^2}{2} + 15(A_s \times C' + A'_s \times d)\right] V_2 = h - V_1$$

Le moment d'inerties de la section totale homogène :

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3)\frac{b}{3} + 15[A_s(V_1 - C)^2 + A_s(V_2 - C)^2]$$

$$\sigma_{b1} = \left[\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I_0} V_1\right] \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \; \sigma_{b2} = \left[\frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s}{I_0} V_2\right]$$

N_s : effort de compression a l'ELS

M_s : moment fléchissant a l'ELS

Le calcul des contraintes du béton et de l'acier se fera dans les deux directions 3-3 et 2-2

A l'aide du logiciel SOCOTEC la vérification à l'ELS nous donne les résultats présentés dans le tableau suivant :

Tableau V.7: vérification ELS

Section	N_s (KN)	M_s (KN.m)	e (m)	h/6	Obs	Béton				Acier			
						σ_{sup}	σ_{inf}	$\overline{\sigma_{bc}}$	Obs	σ_{sup}	σ_{inf}	$\overline{\sigma_s}$	Obs
55x55	-1596.03	-8.873	0.0055	0.091	SEC	4.86	4.38	15	ok	72.5	66.1	348	Ok
	-1287.01	14.948	-0.011	0.091	SEC	3.63	2.99	15	ok	54	45.4	348	Ok
	-1458.05	25.466	-0.017	0.091	SEC	4.91	3.53	15	ok	72.5	54.5	348	Ok
50x50	-1344.24	-12.07	0.0089	0.083	SEC	5.24	4.34	15	ok	77.8	65.9	348	Ok
	-963.21	20.26	-0.026	0.083	SEC	3.72	2.48	15	ok	54.6	38.3	348	Ok
	-979.29	-27.74	0.028	0.083	SEC	2.3	4.00	15	ok	36	58.4	348	Ok
45x45	-1018.03	5.739	0.0056	0.075	SEC	4.71	4.13	15	ok	70.1	62.6	348	Ok
	-695.99	24.015	-0.034	0.075	SEC	3.68	1.72	15	ok	53.2	27.8	348	Ok
	-708.95	-31.94	0.045	0.075	SEC	1.45	4.05	15	ok	24.3	58.1	348	Ok
40x40	-719.73	4.128	0.0057	0.066	SEC	4.29	3.69	15	ok	63.7	65	348	Ok
	-447.66	25.517	-0.057	0.066	SEC	3.77	0.69	15	ok	53.1	13.8	348	Ok
	-457.9	-34.46	0.075	0.066	SPC	0.2	4.36	15	ok	7.67	60.8	348	Ok
35x35	-429.84	-4.354	0.010	0.058	SEC	3.46	2.55	15	ok	50.8	39.5	348	Ok
	-106.48	27.682	-0.25	0.058	SPC	3.3	0	15	ok	41.2	-38.9	348	Ok
	-114.32	-35.24	0.30	0.058	SPC	0	4.1	15	ok	-55	50.6	348	Ok

Le ferraillage final des poteaux est récapitulé dans le tableau suivant :

Tableau V.8: Ferraillage des poteaux.

Niveaux	Section	Armature longitudinale
Sous sol et entre sol	55x55	4HA20 + 8HA16
RDC, 1er étages	50x50	4HA16 + 8HA14
2, 3eme étages	45x45	12HA14
4, 5eme étages	40x40	12HA12
6, 7, 8emeétages	35x35	12HA12

V.4. Ferraillage des poutres

1. Définition

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchant, donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

2. Recommandation du RPA

➢ **Armatures longitudinales [Art 7.5.2.1 RPA 99/ version 2003]**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5 %** en toute section;
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

-4 % en zone courante;

-6 % en zone de recouvrement.

Les calculs sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau V.9 : Section des armatures longitudinales

	0,5 %	**4 %**	**6 %**
Poutre principale (35x50)	8.75	70	105
Poutre secondaire (30x40)	6	48	72

La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕen zone IIa .

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inferieur dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

- **Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003)**

Les quantités minimale des armatures transversales est de :

$A_t \geq 0{,}003 \times S_t \times b$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est de :

$S_t = \min(\frac{h}{4};\ 12\phi_{min})$ En zone nodale.

$S_t \leq \frac{h}{2}$ En zone de recouvrement.

Avec : ϕ_{min} le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales

Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

3. Etape de calcul des armatures longitudinales

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

Soit :

Un moment de flexion $\mathbf{M_u}$supporté par la section.

On calcule le moment réduit :

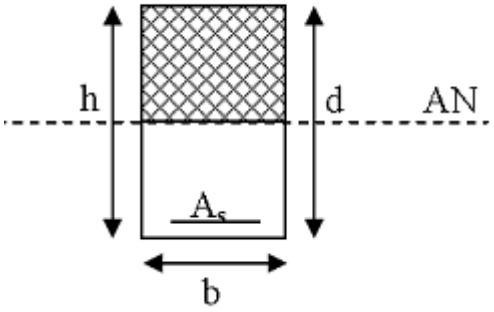
$$\boldsymbol{\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bc}}}$$

$$\mathbf{f_{bc}} = \frac{0{,}85\mathbf{f_{c28}}}{\gamma_b \times \theta},\ \gamma_b = 1{,}5 \rightarrow\ f_{bc} = 14{,}2\text{Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s},\qquad \gamma_s = 1{,}15 \qquad \rightarrow \sigma_{st} = 348\text{Mpa}$$

Si $\boldsymbol{\mu \leq \mu_1 = 0,392}$ la section est simplement armée (SSA) c à d la section ne contiendra que les aciers tendus alors :

$$\mathbf{A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}}$$



FigureV.3 : disposition des armatures tendues SSA

Si $\boldsymbol{\mu \geq \mu_1 = 0,392}$ la section est doublement armée (**SDA**) c à d la section contiendra des aciers tendues ainsi que des aciers comprimées :

On calcul $M_r = \mu_r b d^2 f_{bc}$

$\Delta M = M_u - M_r$

Avec :

M_r : Moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : Moment maximum à l'ELU dans les poutres.

Armatures tendues :

$$A_{st} = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - \acute{c})\sigma_s}$$

Armatures comprimées :

$$A_{st} = \frac{\Delta M}{(d - \acute{c})\sigma_s}$$

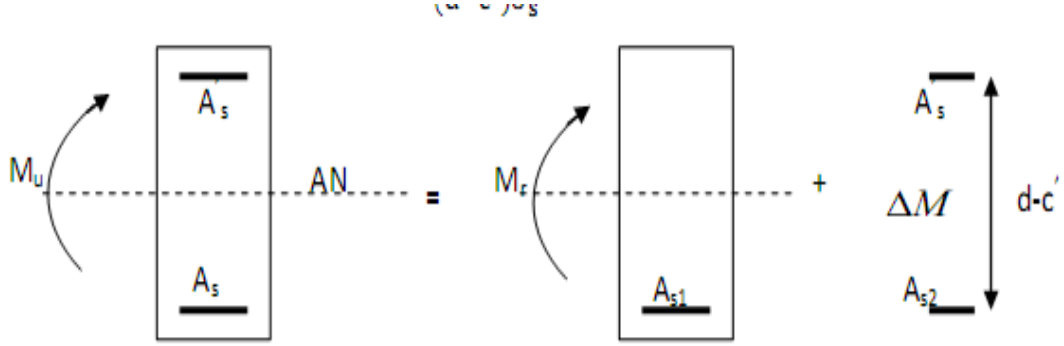


Figure V.4 : Disposition des armatures SDA

Remarque

Une part du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit être inférieure à 40% du moment total c à d $\Delta M \leq 0{,}4 \ M_u$ (art BAEL 6.6.1)

4. Calcul des Armatures

- **Poutre principale**
  - **En travées:**

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

$$\mu = \frac{97.619 \times 10^3}{35 \times 47^2 \times 14.2} = 0.088 < \mu_l = 0{,}392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow \beta = 0.954$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_{st} = \frac{97.619 \text{x} 10^3}{0.954 \times 47 \times 348} = 6.25 \text{cm}^2$$

  - **Aux appuis:**

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

$$\mu = \frac{166.14 \times 10^3}{35 \times 47^2 \times 14.2} = 0.151 < \mu_l = 0{,}392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow \beta = 0.938$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_{st} = \frac{166.14 \text{x} 10^3}{0.938 \times 47 \times 348} = 10.82 \text{cm}^2$$

➢ **Poutre secondaire**

- **En travées:**

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

$$\mu = \frac{24.773 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 14.2} = 0.0.042 < \mu_l = 0{,}392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow \beta = 0.975$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_{st} = \frac{24.773 \text{x} 10^3}{0.975 \times 37 \times 348} = 1.973 \text{ cm}^2$$

- **Aux appuis:**

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

$$\mu = \frac{87.815 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 14.2} = 0.150 < \mu_l = 0{,}392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow \beta = 0.918$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_s}$$

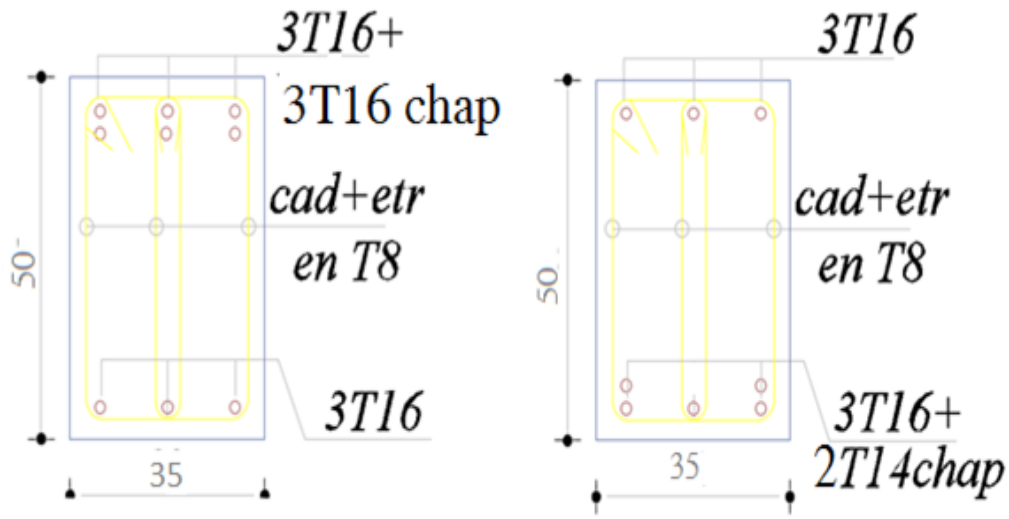
$$A_{st} = \frac{87.815 \text{ x} 10^3}{0.918 \times 37 \times 348} = 7.42 \text{ cm}^2$$

Le ferraillage est résumé dans les tableaux suivants:

a. Ferraillage des poutres principales (35×50)

Tableau V.10: ferraillage des poutres principales

	M_{max} (KN.m)	μ	obs	β	A_{st} (cm^2)	Ferraillage	A_{adopte} (cm^2)
Travée	97.619	0.088	SSA	0.954	6.25	**3HA16 fil+2HA14 chap**	9.11
Appuis	166.14	0.151	SSA	0.938	10.82	**3HA16 fil+3HA16 chap**	12.06

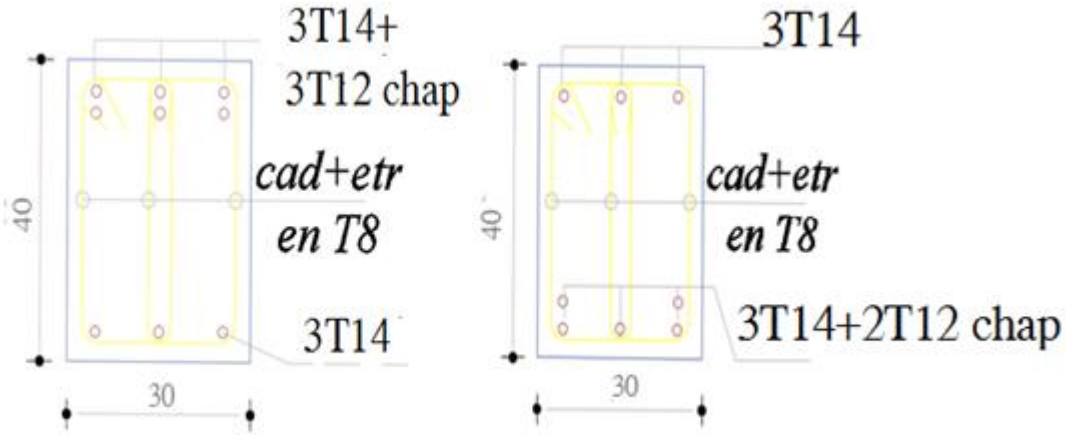


Aux appuis **En travée**

b. Ferraillage des poutres secondaire (30×40)

Tableau V.11 : ferraillage des poutres secondaires

	M_{max} (KN.m)	μ	Obs	β	A_{st} (cm^2)	Ferraillage	A_{adopte} (cm^2)
Travée	24.773	0.042	SSA	0.975	1.973	**3HA14fil+2HA12chap**	6.88
Appuis	87.815	0.150	SSA	0.918	7.42	**3HA14fil+3HA12 chap**	8.01



Aux appuis **En travée**

5. Vérification à l'ELU

a. Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5 %** en toute section.

Tableau V.12 : Vérifications armatures longitudinales à l'ELU.

		A_{st}	A_{min}	Vérification
Poutre principale	**En travée**	9.11	8.75	CV
	Aux appuis	12.06		CV
Poutre secondaire	**En travée**	6.88	6	CV
	Aux appuis	8.01		CV

b.Calcul des armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003)

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$\mathbf{A_t = 0{,}003 \times S_t \times b}$

Calcul de l'espacement S_t:

Tableau V.13: Vérifications armatures transversale à l'ELU.

	Calcul de S_t (cm)			A_t=0.003x$S_t$xb	**Ferraillage (cm^2)**
Poutre principale	**Zone nodale** $S_t \leq min\left(\frac{h}{4}, 12\emptyset_t\right)$	$\min(12.5\,;14.4)$	**S_t= 10**	1.05	**4HA8=2.01cm^2**
	Zone courante $S'_t \leq \frac{h}{2}$	$S'_t \leq 25$	**S_t= 15**	1.57	
Poutre secondaire	**Zone nodale** $S_t \leq min\left(\frac{h}{4}, 12\emptyset_t\right)$	$min(10\,;14.4)$	**S_t= 10**	0.9	**4HA8=2.01cm^2**
	Zone courante $S'_t \leq \frac{h}{2}$	$S'_t \leq 20$	**S_t= 15**	1.8	

c. Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99)

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

V_u^{max} **:** Effort tranchant maximal à l'ELU.

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\ Mpa\right) = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1.5} ; 5\ \text{MPa}\right) = (3.33; 5\text{MPa})$$

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

Tableau V.14: Vérification au cisaillement

Poutre	Effort tranchant (KN)		B	d	τ_u	$\bar{\tau}_u$	Observe
Principale	V_u^{max}	158.83	35	47	0.965	3.33	**Condition vérifiée**
Secondaire	V_u^{max}	85.91	30	37	0.773	3.33	**Condition vérifiée**

d. Influence de l'effort tranchant :

✓ **Influence sur le Béton (BAEL 91 /Art A.5.1. 3.1.3)**

Il faut vérifier que :

$$V_u \leq \bar{V}_u = \frac{0.4 \times 0.9 \times d \times b \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Tableau V.15: Influence de l'effort tranchant sur le béton.

Poutre	Effort tranchant (KN)		B	d	f_{c28}	$\bar{V}_u$	Observation
Principale	V_u^{max}	158.83	35	47	25	987	**Condition vérifiée**
Secondaire	V_u^{max}	85.91	30	37	25	666	**Condition vérifiée**

✓ **Influence sur les armatures (BAEL 91 /Art A.5.1. 3.2)**

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e}\left(V_u + \frac{M_u}{0,9d}\right)$$

Avec : M_u en valeur algébrique

Si $\left(V_u + \frac{M_u}{0,9d}\right) < 0 \implies$ la vérification n'est pas nécessaire.

-Pour les poutres principales : $V_u - \frac{M_u}{0,9d} = 158.83 - \frac{97.619}{0,9 \times 0,47} = -71.947 < 0$

$\Longrightarrow$Donc aucune vérification n'est nécessaire.

-Pour les poutres principales :$V_u - \frac{M_u}{0,9d} = 85.91 - \frac{24.773}{0,9\times0,37} = 11.51 > 0$

On doit vérifier :

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e}\left(V_u + \frac{M_u}{0,9d}\right)$$

7.42>0.33condition vérifiée

e. Vérification de l'adhérence et de l'entrainement des barres BAEL [Art A.6.1.3]

$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = \Psi_s f_{t28} = 1,5x2,1 = 3,15MPa.$

Avec :

τ_{se} étant que la contrainte d'adhérence d'entrainement : $\boldsymbol{\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0,9d\Sigma U_i}}$

$\Sigma \boldsymbol{U_i}$ **:**somme des périmétres utiles des barres.

✓ **Poutres principales :**

$\Sigma Ui = n \times л \times \phi = 6 \times 3,14 \times 1.6 = 30.14\ cm$

$\tau_{se} = \frac{158.83x10^3}{0,9\times470\times301.4} = 1,24\ MPa < \overline{\tau_{se}} = 3,15MPa$.....Condition vérifiée

✓ **Poutres secondaires :**

$\Sigma Ui = n \times л \times \phi = 3 \times 3,14 \times 1.4 + 3 \times 3.14 \times 1.2 = 24.5cm$

$\tau_{se} = \frac{85.91x10^3}{0,9\times370\times245} = 1.05\ MPa < \overline{\tau_{se}} = 3,15MPa$ .....Condition vérifiée

f. Ancrage des armatures BAEL [Art A.6.1.22] :

$$\boldsymbol{l_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_{su}}}$$

Avec

$\boldsymbol{\tau_{su}}$ **:**la contrainte d'adhérence à l'ancrage :

$\boldsymbol{\tau_{su} = 0,6\Psi_s^2 f_{t28} = 0,6(1,5^2)2,1 = 2,835\ MPa}$

Les barres que nous avons utilisé sont de diamétres $(\boldsymbol{\emptyset 12; \emptyset 14 et \emptyset 16})$ donc leurs longueursde scellements sont respectivement :

- $l_s = \frac{1,2\times400}{4\times2,835} = 42,32\ cm = 45\ cm$
- $l_s = \frac{1,4\times400}{4\times2,835} = 49,38\ cm = 50\ cm$
- $l_s = \frac{1,6\times400}{4\times2,835} = 56,43\ cm = 60\ cm$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal,la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet « l_c » est au moins égale à « 0,4 l_s» pour barre à haute adhérence.

- Pour les HA 12 : $l_c = 0{,}4 \times 42{,}32 = 16{,}92cm$
- Pour les HA 14 : $l_c = 0{,}4 \times 49{,}38 = 19{,}75cm$
- Pour les HA 16 : $l_c = 0{,}4 \times 56{,}43 = 22{,}57cm$

6. Vérification à l'ELS

a. Condition de non fragilité (BAEL 91 Art A.4.2)

Le ferraillage de la poutre doit satisfaire la**C.N.F : $A_{st} \geq A_{min}$**

Avec:

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

Et

$$\mathbf{f_{t28}} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 2.1MPa$$

Tableau V.16: Condition de non fragilité du béton de la section minimale.

		A_{St}	A_{min}	Condition
Poutre Principale	**En travée**	9.11	1.98	Vérifiée
	Aux appuis	12.06		Vérifiée
Poutre secondaire	**En travée**	6.88	1.34	Vérifiée
	Aux appuis	8.01		Vérifiée

b. Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

c. Vérification des contraintes

➢ **Vérification de la contrainte dans les aciers**

$$\boldsymbol{\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \, dA_s} \leq \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$\mathbf{\bar{\sigma}_{st} = \frac{400}{1.15} = 348MPa}$$

$$\boldsymbol{\rho_1 = \frac{100A_s}{bd}} \rightarrow \begin{cases} \mathbf{K_1} \\ \boldsymbol{\beta_1} \end{cases} \rightarrow \text{à partir des tableaux, à l'ELS}$$

➢ **Vérification de la contrainte dans le béton (Art. A.4.5, 2 /BAEL91)**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\boldsymbol{\sigma_{bc}} = \frac{\boldsymbol{\sigma_s}}{\boldsymbol{k}} \leq \bar{\boldsymbol{\sigma}}_{\boldsymbol{bc}} = 0{,}6\, f_{c28} = 15\ MPa$$

Tableau V.17: Moments à l'ELS.

Poutre		**Moments (KN.m)**		**Combinaison**
Poutre principale	Travée	M_{st}	69.528	ELS
	Appui	M_{st}	-101.858	ELS
Poutre secondaire	Travée	M_{st}	15.891	ELS
	Appui	M_{st}	-43.146	ELS

Résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.18: Vérifications des contraintes à L'ELS

Poutre		**Moments (KN.m)**	$\boldsymbol{\rho_1}$	$\boldsymbol{\beta_1}$	$\mathbf{K_1}$	$\mathbf{A_{st1}}$	**d**	$\boldsymbol{\sigma_{st}}$	$\bar{\boldsymbol{\sigma}}_{\mathbf{st}}$	**Obs**	$\boldsymbol{\sigma_{bc}}$	$\bar{\boldsymbol{\sigma}}_{\boldsymbol{bc}}$	**Obs**
PP	**Travée**	69.528	0.553	0.889	30.01	9.11	47	182.65	348	CV	6.08	15	CV
	Appuis	-101.858	0.733	0.876	25.32	12.06	47	205.13	348	CV	8.1	15	CV
PS	**Travée**	15.891	0,619	0.884	28.10	6.88	37	70.61	348	CV	2.51	15	CV
	Appuis	-43.146	0.721	0.8762	25.48	8.01	37	166.15	348	CV	6.52	15	CV

d. Vérification de la flèche : (Art .B.6.5.2/BAEL modifiées 99)

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, qui ne doit pas dépasser la valeur limite f.

➢ **Poutres principales**

- $\frac{\mathbf{h}}{\mathbf{L_{max}}} \geq \frac{\mathbf{1}}{\mathbf{16}} \longrightarrow \frac{50}{650} = 0{,}076 \geq \frac{1}{16} = 0{,}0625$ →**Condition vérifiée**
- $\frac{\mathbf{A_s}}{\mathbf{bd}} \leq \frac{\mathbf{4{,}2}}{\mathbf{f_e}} \longrightarrow \frac{12.06}{35x47} = 0{,}0073 \leq \frac{4{,}2}{400} = 0{,}0105$ →**Condition vérifiée**
- $\frac{\boldsymbol{h}}{\boldsymbol{L}} \geq \frac{\boldsymbol{M_t}}{\mathbf{10}\, \boldsymbol{M_0}}$

$q_s = 18{,}56 + 9{,}75 = 28{,}31\ KN/ml$

$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{28{,}31x5{,}5^2}{8} = 107{,}04KN.m$$

$\frac{45}{550} = 0{,}08 \geq \frac{84{,}178}{10x107{,}04} = 0{,}07$ →**Condition vérifiée**

➢ **Poutres Secondaires**

- $\frac{\mathbf{h}}{\mathbf{L_{max}}} \geq \frac{\mathbf{1}}{\mathbf{16}} \longrightarrow \frac{40}{385} = 0{,}104 \geq \frac{1}{16} = 0{,}0625$ →**Condition vérifiée**
- $\frac{\mathbf{A_s}}{\mathbf{bd}} \leq \frac{\mathbf{4{,}2}}{\mathbf{f_e}} \longrightarrow \frac{6.88}{30x37} = 0{,}0072 \leq \frac{4{,}2}{400} = 0{,}0105$ →**Condition vérifiée**
- $\frac{\mathbf{h}}{\mathbf{L}} \geq \frac{\mathbf{M_t}}{\mathbf{10\ M_0}}$

$q_s = 10{,}62 + 10{,}75 = 21{,}37\ \mathrm{Kn/ml}$

$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{21{,}37x4{,}25^2}{8} = 48{,}24\mathrm{Kn.m}$

$\frac{40}{425} = 0{,}09 \geq \frac{42{,}08}{10x107{,}04} = 0{,}08$ →**Condition vérifiée**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire dans les deux sens.

V.5.Ferraillage des voiles

1. Définition

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales etdes forces horizontales. Le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures enflexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q) ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues au séisme

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Nous allons ferrailler par zone, car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferraillage pour un certain nombre de niveaux ;

- **Zone I :**sous sol etEntre sol.
- **Zone II :**RDC et 1ére étage.
- **Zone III :** Niveaux 2, 3eme étage.
- **Zone IV :** Niveaux 4 et 5eme étage.
- **Zone V :** Niveaux 6,7 et 8eme étage.

Dans notre projet on a introduit les voiles dans les deux directions :

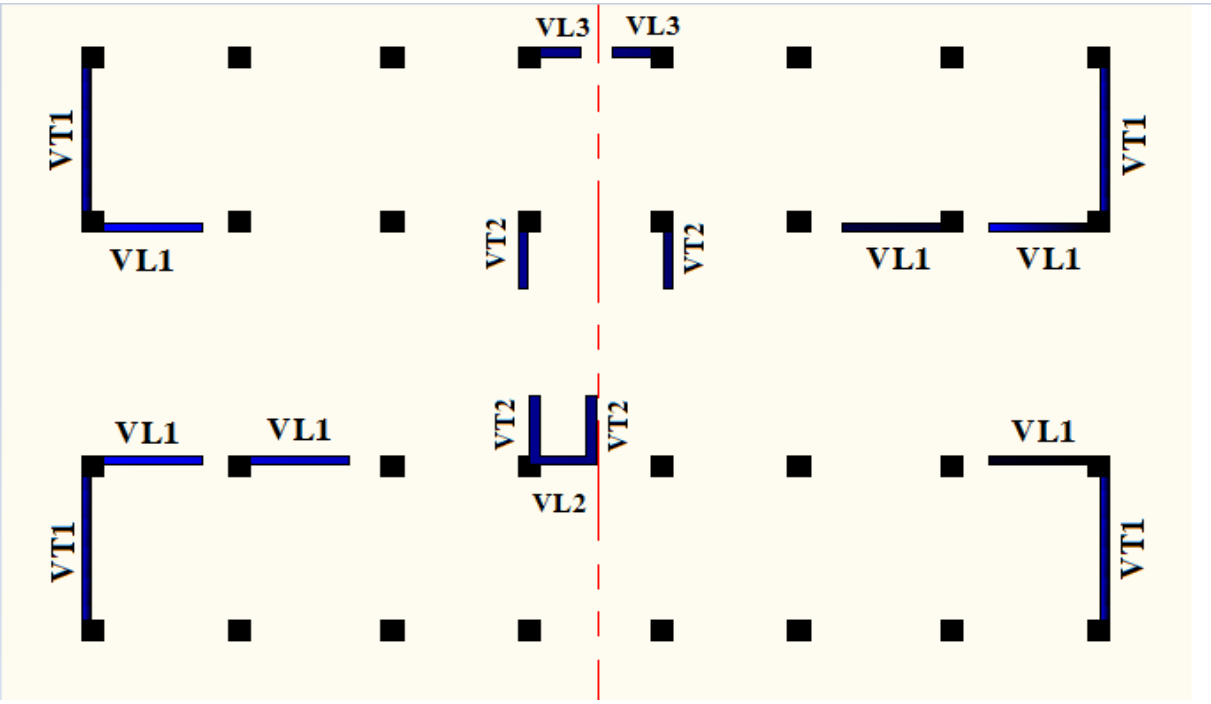


Figure V.5: Disposition des voiles

2. Combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

RPA. 99/modifiée 2003 $\begin{cases} 0{,}8\ G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases}$

BAEL.91/modifiée 99 $\begin{cases} \text{ELU: } 1{,}35\ G + 1{,}5\ Q \\ \text{ELS} : G + Q \end{cases}$

3. Exposé de la méthode

La méthode à utiliser pour le ferraillage des voiles est la méthode de **RDM.** Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables.

Les contraintes seront relevées du logiciel ETABS.

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur (d) :

$\mathbf{d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right)}$ **[Art 7.7.4 RPA99/mod2003]**

Avec:

he: La hauteur entre nus de plancher du voile considéré.

Lc:La longueur de la zone comprimée.

$$\mathbf{Lt} = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$$

L: longueur du voile.

Lt:La longueur de la zone tendue.

Lc = L–Lt

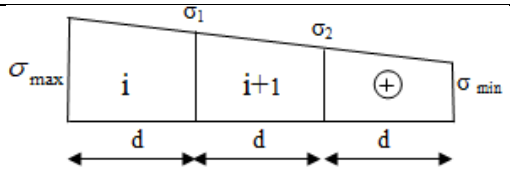
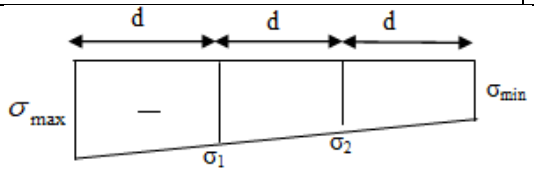
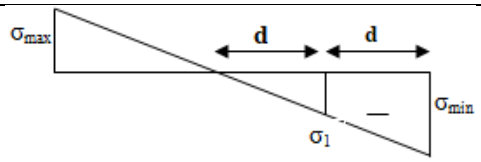
4. Détermination des diagrammes de contraintes

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (**S.E.C)**
- Section entièrement tendue (**S.E.T)**
- Section partiellement comprimé (**S.P.C)**

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

Tableau V.19 : Tableaux des efforts normaux

Section	Diagramme des contraintes	L'effort normal N_i	L'effort normal N_{i+1}
SEC		$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
SET		$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$
SPC		$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$

5. Calcul des armatures

a. Armatures verticales

Situation accidentelle=400MPa

Situation courante =348MPa

Tableau V.20 : Tableau des armatures verticales

Section	Armatures verticales :
S.E.C	$A_{vi} = \frac{N_i + B \times f_{t28}}{\sigma_s}$
S.E.T	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$
S.P.C	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$

On peut concentrer les armatures à l'extrémité du voile. L'espacement des armatures verticales doit être réduit de moitié sur une distance $\left[\frac{L}{10}\right]$de chaque extrémité et il doit être au plus égale à 15 cm.

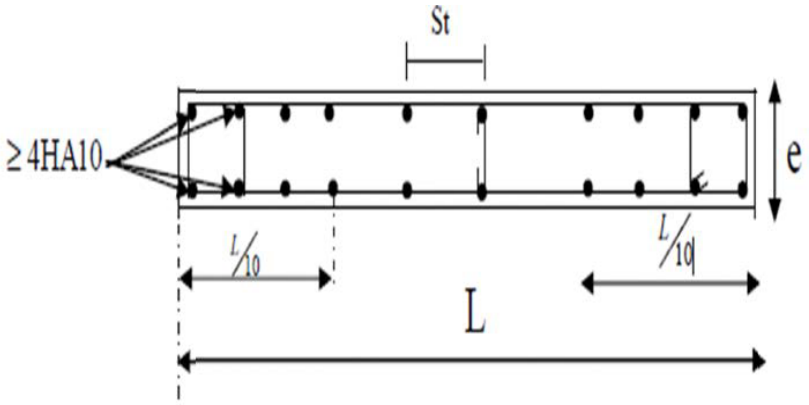


Figure V.6: Disposition des armatures verticales dans les voiles

Les barres verticales des zones extrêmes, sont ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement est inférieur à l'épaisseur du voile formant ainsi des potelets.

b. Armatures minimales

➢ **Section entièrement comprimée (Art .8.1, 21 BAEL 91).**

$\mathbf{A_{min} \geq 4cm^2}$ par mètre de parement mesurée perpendiculaire a ces a la direction des armature

$$\mathbf{0,20\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0,5\ \%}$$

Avec :

B : section du béton comprimée.

Traction simple (Art A.4.2.1/ BAEL91modifié99)

$$\boldsymbol{A_{min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}}$$

Avec :

B :section du béton comprimée.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0,2 % de la section horizontale du béton tendu **(Art.7.7.4.1 RPA 99/2003).**

$\boldsymbol{A_{min} \geq 0,002B}$

c. Armatures horizontales

Les barres horizontales doivent être munies de crochet à 135° ayant une longueur de 10Ø. **(Art 7.7.4.2 RPA99/2003).**

D' après le BAEL 91 :

$$\mathbf{A_H = \frac{A_V}{4}}$$

$\mathbf{A_v}$: Section des armatures verticales.

Les armatures horizontales sont disposées vers l'extérieur dans chaque nappe d'armatures.

d. Règles communes du RPA pour les armatures verticales et horizontales (Art 7.7.4.3 RPA99/2003)

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

Av et A_H > 0,15%B……Globalement dans la section du voile.

Av et A_H> 0,10%B……en zone courante.

Avec :

B: section du béton

e. Espacement

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$\boldsymbol{S_t \leq 1,5a}$ Avec : a=25cm : épaisseur du voile.

$\boldsymbol{S_t \leq 30cm}$

Dans notre cas :

$S_t \leq min\{37{,}5cm\ , 30\ cm\} \rightarrow \mathbf{S_t = 30cm}$

f. Longueur de recouvrement

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

40Ø pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

20Ø pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

g. Diamètre maximale

Le diamètre utilisé pour les armatures verticales et horizontales à l'exception des

Armatures des potelets doit être inferieur ou égale au $\frac{1}{10}$ éme de l'épaisseur du voile.

$\boldsymbol{Ø \leq 0,1a = 0,1 \times 250 = 25mm}$.

h. Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles (au moins 4 épingles par m^2), dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression.

i. Armatures de coutures

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$\mathbf{A_{vj} = 1,1\frac{\bar{V}}{f_e}}$$

Avec :

$$\mathbf{\bar{V} = 1,4V_U}$$

$\boldsymbol{V_u}$ **:**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.

6. Les vérifications

a. Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS

$$\mathbf{\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times fc28 = 15MPa}$$

Avec :

$\mathbf{N_s}$: L'effort normal appliqué.

B : section du béton.

A : section des armatures adoptées (verticales).

$\bar{\boldsymbol{\sigma}}_{\boldsymbol{bc}}$: Contrainte admissible.

b. Vérification de la contrainte limite de cisaillement (Art A.5.1.21 BAEL91/ modifié 99)

- D'après (Art A.5.1.21 BAEL91/ modifié 99):

$$\mathbf{\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u}$$

Avec :

$\bar{\boldsymbol{\tau}}_{\mathbf{u}}$**:** Contrainte limite de cisaillement $\bar{\tau}_u = \boldsymbol{min}(0,15\frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPA)$

- D'après (Art 7.7.2 RPA 99/2003):

$$\mathbf{\bar{\tau}_u = \frac{\bar{V}_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28}}$$

Avec :

$\mathbf{\bar{V}_u = 1,4V_u}$

Vu: Effort tranchant calculé au niveau considéré.

b: Epaisseur du voile.

d: Hauteur utile (d= 0,9 h).

h: Hauteur totale de la section brute.

7. Exemple de calcul

Soit à calculer le ferraillage d'un voile transversal L= 4,35m sur la zone I.

➢ **Caractéristiques géométriques**

Tableau V.21 : Caractéristiques géométriques

L(m)	e(m)	B (m^2)	I (m^4)
4.35	0,20	1.08	1,715

➢ **Sollicitations de calcul :**

On calcul les efforts (Ni et Ni+1) agissant sur le voile considéré pour tous les étages de la zone et en tirant les contraintes les plus défavorables pour enfin calculer le ferraillage que l'on adoptera pour tous les étages de la zone.

Les contraintes les plus défavorables sont données par ETABS :

$$\boldsymbol{\sigma_{max} = 6070.99 KN/m^2}$$

$$\boldsymbol{\sigma_{min} = -5211.96 KN/m^2}$$

➢ **Largeur de la zone comprimée « Lc » et de la zone tendue « Lt » :**

$$\mathbf{L_t = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} - \sigma_{min}} \times L = \frac{6070.99}{6070.99 + 5211.96} \times 4.35 = 2m}$$

$$\mathbf{L_c} = L - \mathbf{L_t} = 4.35 - 2 = \mathbf{2.35m}$$

➢ **Calcul « d » :**

Le découpage du diagramme est en deux bandes de longueur (d):

$$\boldsymbol{d \leq min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right) = min(3.85; 1.33) = 1.33m.}$$

$$\textbf{Avec : } \boldsymbol{h_e = h_{étage} - h_{poutre} = 4.35 - 0,40 = 3.95m}$$

- **Détermination de N :**

Pour la zone tendue :

$$\frac{\sigma_{min}}{l_t} = \frac{\sigma_1}{L_t - d}$$

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{min}(L_t - d)}{L_t} = \frac{5211.96(2.35 - 1.33)}{2.35} = 2262.21 KN/m^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{5211.96 + 2262.21}{2} \times 1.33 \times 0,20 = 1242.58 KN$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{2262.21}{2} \times 1.33 \times 0,20 = 376.09 KN.$$

➢ **Calcul des armatures verticales**

1ere bande : $\mathbf{A_{v1}} = \frac{N_1}{\sigma_S} = \frac{1242.58}{400\times10^{-1}} = \mathbf{31.06}cm^2$

2ere bande : $\mathbf{A_{v2}} = \frac{N_2}{\sigma_S} = \frac{376.09}{400\times10^{-1}} = \mathbf{9.4}cm^2$

➢ **Les armatures de coutures**

$$A_{vj} = 1,1\frac{\overline{V}}{f_e} = 1,1 \times \frac{850.74 \times 1,4}{400 \times 10^{-1}} = 32.75cm^2$$

➢ **Armatures minimales**

$A_{min} \geq \max(\frac{d\times e\times f_{t28}}{f_e}; 0,2\%B)$ **Avec** $\boldsymbol{B = d \times e}$

$$A_{min} \geq max\left(\frac{1,33 \times 0,20 \times 2,1}{400}; 0,002 \times 1,33 \times 0,20\right) = \max(17.45\,;6.65) = \mathbf{17,45}cm^2$$

$$\boldsymbol{A_{min} = 17,45cm^2}$$

Calcul des sections totales :

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 31,06 + \frac{32,75}{4} = 39,24cm^2$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 9,4 + \frac{32,75}{4} = 13,47cm^2$$

➢ **Ferraillage adopté**

Tableau V.22 : Ferraillage adopté.

	Section total	**Ferraillage adoptée**	**Espacement**
1er bande	$A_1 = 39,24cm^2$	2×10HA16=40.2cm^2	St=10cm
2 eme bande	$A_2 = 13,47cm^2$	2×6HA16=24.13cm^2	St=15cm

➢ **Armatures horizontales**

D'après le BAEL 91 : $\mathbf{A_H} = \frac{A_V}{4} = \frac{40.22}{4} = \mathbf{10.05}cm^2$

D' après le RPA 2003 : $\mathbf{A_H \geq 0.15\,\%\,B = 0,0015 \times 0,20 \times 4,35 = 16,2}cm^2$

On prend : $\mathbf{A_H = 16,2}cm^2$

Soit : 10HA12= 11.3cm² / 1m de hauteur ; avec $\mathbf{S_H}$ **= 15 cm.**

➢ **Armatures transversales**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit avec HA8. (4HA8)

➢ **Les vérifications**

- **Vérification des espacements**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$\boldsymbol{S_t = \min(1,5e\,;30cm) = S_t = \min(37.5\,;30cm)}$

$S_t = 10$ cm et 15 cm**……..condition vérifiée**

$S_H = 15$ cm**……..condition vérifiée**

- **Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times fc28 = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1950{,}22 \times 10^3}{1{,}08 \times 10^6 + 15 \times 64.33 \times 10^2} = 1{,}64 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 1{,}64$ MPa $< \bar{\sigma}_{bc} = 15$MPa**……..condition vérifiée**

➢ **Vérification des contraintes de cisaillement**

- **Selon le RPA 2003 :**

$\boldsymbol{\tau_b \leq \overline{\tau_b}}$

$$\tau_b = \frac{\overline{V_u}}{b \times d} = \frac{1{,}4 \times 850{,}74 \times 10^3}{250 \times 0{,}9 \times 4350} = 1{,}625\text{MPa}$$

$\boldsymbol{\overline{\tau_b} = 0{,}2 f_{c28} = 5MPa}$

$\tau_b = 1{,}625$MPa $< \boldsymbol{\overline{\tau_b} = 5MPa}$**……..condition vérifiée**

- **D'après le BAEL 91 :**

$$\boldsymbol{\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u}$$

$$\boldsymbol{\tau_u = \frac{850.74 \times 10^3}{200 \times 0{,}9 \times 4350} = 0{,}87}\text{MPa}$$

$$\boldsymbol{\bar{\tau}_u = min\left(0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\,MPA\right) = 2{,}5MPa}$$

$\boldsymbol{\tau_u = 0{,}87}$MPa $< \boldsymbol{\bar{\tau}_u = 2{,}5MPa}$**……..condition vérifiée**

8. Ferraillage des Voile

Tableau V.23 : ferraillage des voiles transversaux (Vt1)

Zones			Zone I	Zone II	zone III	zone IV	zone V
Caractéristiques géométriques	L (m)		4,35	4,35	4,35	4,35	4,35
	e (m)		0.20	0.15	0,15	0.15	0.15
	B (m)		1,08	0,87	0,87	0,87	0,87
Sollicitations de calcul	σ_{max}[KN/m²]		6070,99	3736,57	3094,04	1066,67	1021,95
	σ_{min}[KN/m²]		-5211,96	-5288,38	-5959,29	-2311,67	-2009,75
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		850,74	817,06	621,59	476,39	329,02
	L_t(m)		2,35	2,55	2,87	2,98	2,89
	L_c(m)		2	1,8	1,48	1,37	1,46
	d (m)		1,33	1,2	0,99	0,91	0.97
	σ_1 [KN/m²]		2262,21	2799,73	3903,64	1605,75	1335,19
	N (kN)	N_1	1242,58	970,57	976,43	356,48	324,45
		N_2	376,09	335,96	386,46	146,12	129,51
	A_v (cm²)	A_{v1}	**31,06**	**24,31**	**24,41**	**8,91**	**8,11**
		A_{v2}	**9,4**	**8,4**	**9,66**	**3,65**	**3,23**
	A_{vj} (cm²)		32,75	31,45	23,93	18,34	12,66
	A (cm²)	A1=A_{v1}+ A_{vj}/4	**39,24**	**32,17**	**30,39**	**13,49**	**11,28**
		A2=A_{v2}+ A_{vj}/4	**13.47**	**16,26**	**15,64**	**8,23**	**6,4**
	A_{min} (cm²)		17,45	12,6	10,39	9,55	10,19
	$A_{vadopté}$ (cm²)	Bonde1	**40,2**	**40,2**	**30,78**	**22,62**	**22,62**
		Bonde 2	**24.13**	**18,47**	**18,47**	**13.57**	**9.42**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	**2x10HA16**	**2x 10HA16**	**2x 10HA14**	**2x 10HA12**	**2x 10HA10**
		Bonde 2	**2x6 HA16**	**2x 6HA14**	**2x 6HA14**	**2 x6HA12**	**2 x 6HA10**
	S_t (cm)	Bonde1	15 cm	15cm	15cm	15 cm	15cm
		Bonde 2	15cm	15cm	17cm	18 cm	20cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		16,2	16,2	13,05	13,05	13,05
	A_H /nappe (cm²)		10,05	10,05	7,69	3,39	3.39
	Choix des barres/nappe (cm²)		**10HA12/nappe**	**10HA12/nappe**	**8HA12/nappe**	**8HA12/nappe**	**8HA12/nappe**
			A=11,3	**A=11,3**	**A=9.05**	**A=9.05**	**A=9.05**
Vérification des contraintes	Armature transversale		**4 Epingles HA8/m²**				
	contrainte	τ_u (MPa)	0,87	1,29	0,79	0,61	0,42
		τ_b (MPa)	1,218	1,652	1,106	0,854	0,558
	ELS	N_s (kN)	1950,22	1943,52	1578,41	1216,1	784,75
		σ_b(MPa)	**1,64**	**2,02**	**1,67**	**1,34**	**0,86**

Tableau V.24 : ferraillage des voiles transversaux (Vt2)

Zones			Zone I	Zone II	zone III	zone IV	zone V
Caractéristiques géométriques	L (m)		1,85	1,85	1,85	1,85	1,85
	e (m)		0.20	0.15	0,15	0.15	0.15
	B (m)		0,463	0,37	0,37	0,37	0,37
Sollicitations de calcul	σ_{max}[KN/m²]		1945,48	1704,72	976,89	851,47	719,64
	σ_{min}[KN/m²]		-6164,08	-5013,41	-2322,81	-2342,68	-1089,47
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		158,75	168,61	182,65	182,78	171,41
	L_t(m)		1,41	1,39	1,3	1,36	1,11
	L_c(m)		0,44	0,46	0,55	0,49	0,74
	d (m)		0,29	0,31	0,37	0,33	0,49
	σ_1 [KN/m²]		4896,29	3895,31	1661,7	1774,23	608,53
	N (kN)	N_1	400,93	276,17	147,42	135,85	83,2
		N_2	177,49	120,75	61,48	58,55	29,81
	A_v (cm²)	A_{V1}	**10,02**	**6,9**	**3,68**	**3,4**	**2,08**
		A_{V2}	**4,43**	**3,02**	**1,54**	**1,46**	**0,75**
	A_{vj} (cm²)		6,11	6,49	6,49	7,04	6,6
	A (cm²)	A1=$A_{v1}+A_{vj}/4$	**11,54**	**8,52**	**5,3**	**5,16**	**3,73**
		A2=$A_{v2}+A_{vj}/4$	**5,96**	**4,64**	**3,16**	**3,22**	**2,4**
	A_{min} (cm²)		3,81	3,26	3,89	3,47	5,15
	$A_{vadopté}$ (cm²)	Bonde1	**12,32**	**12,32**	**12,32**	**9,05**	**9,05**
		Bonde 2	**6,79**	**6,79**	**6,79**	**6,79**	**4,71**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	**2x 4HA14**	**2x 4HA14**	**2x 4HA14**	**2x 4HA12**	**2x 4HA12**
		Bonde 2	**2x 3HA12**	**2x 3HA12**	**2x 3HA12**	**2 x 3HA12**	**2 x 3HA10**
	S_t (cm)	Bonde1	10cm	10cm	10cm	10 cm	10 cm
		Bonde 2	18cm	18cm	18cm	20 cm	20cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		6,95	5,55	5,55	5,55	5,55
	A_H /nappe (cm²)		3,39	2,83	2,83	1,97	1,97
	Choix des barres/nappe (cm²)		**6HA12**	**6HA12**	**6HA10**	**6HA10**	**6HA10**
			A=6,78	**A=6,78**	**A=4,71**	**A=4,71**	**A=4,71**
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²				
	contrainte	τ_u (MPa)	0,38	0,5	0,55	0,54	0,51
		τ_b (MPa)	0,532	0,7	0,77	0,756	0,714
	ELS	N_s (kN)	1144,77	906,97	734,58	574,89	387,49
		σ_b(MPa)	**2,33**	**2,27**	**1,84**	**1,46**	**0,99**

Tableau V.25 : ferraillage des voiles longitudinaux (Vl1).

Zones			Zone I	Zone II	zone III	zone IV	zone V
Caractéristiques géométriques	**L (m)**		2,5	2,5	2,5	2,5	2,5
	e (m)		0.20	0.15	0,15	0.15	0.15
	B (m)		0,63	0,5	0,5	0,5	0,5
Sollicitations de calcul	**σ_{max}[KN/m²]**		2980,62	3162,37	1021,95	1450,89	1547,22
	σ_{min}[KN/m²]		-4140,46	-5510,68	-2009,75	-2881,17	-2161,31
	Nature de la section		**SPC**	**SPC**	**SPC**	**SPC**	**SPC**
	V_u (kN)		476,39	352,94	303,22	220,53	204,25
	L_t(m)		1,45	1,59	1,66	1,67	1,46
	L_c(m)		1,05	0,91	0,84	0,83	1,04
	d (m)		0,55	0,61	0,56	0,55	0,68
	σ_1 [KN/m²]		3172,76	3396,51	1331,76	1932,28	1154,67
	N (kN)	**N_1**	502,78	400,09	324,45	264,74	324,45
		N_2	174,5	207,19	187,12	106,28	78,52
	A_v (cm²)	**A_{v1}**	**12,56**	**10**	**8,11**	**6,11**	**6,39**
		A_{v2}	**4,36**	**5,17**	**4,678**	**2,66**	**1,96**
	A_{vj} (cm²)		18,34	13,59	9,17	8,49	7,86
	A (cm²)	**A1=A_{v1}+A_{vj}/4**	**17,14**	**13,39**	**10,4**	**8,23**	**8,36**
		A2=A_{v2}+A_{vj}/4	**8,945**	**8,56**	**6,97**	**4,78**	**3,93**
	A_{min} (cm²)		5,78	6,41	5,88	5,78	7,14
	$A_{vadopté}$ (cm²)	**Bonde1**	**18,47**	**18,47**	**13,57**	**13,57**	**9,42**
		Bonde 2	**13,57**	**13,57**	**9,42**	**9,42**	**9,42**
Ferraillage des voiles	**Choix des barres**	**Bonde1**	**2x6HA14**	**2x 6HA14**	**2x 6HA12**	**2x 6HA12**	**2x 6HA10**
		Bonde 2	**2x 6HA12**	**2x 6HA12**	**2x 6HA10**	**2 x 6HA10**	**2 x 6HA10**
	S_t (cm)	**Bonde1**	10 cm	10 cm	10 cm	10 cm	10 cm
		Bonde 2	17 cm	17 cm	20 cm	20 cm	20 cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		9,45	7,5	7,5	7,5	7,5
	A_H /nappe (cm²)		4,62	4,62	2,36	2,36	2,36
	Choix des barres/nappe (cm²)		**6HA12**	**6HA12**	**6HA10**	**6HA10**	**6HA10**
			A=6,78	**A=6,78**	**A=4,71**	**A=4,71**	**A=4,71**
Vérification des contraintes	**Armature transversal**		**4 Epingles HA8/m²**				
	contrainte	**τ_u (MPa)**	0,85	0,78	0,67	0,49	0,45
		τ_b (MPa)	1,19	1,092	0,938	0,686	0,63
	ELS	**N_s (kN)**	1950,22	1943,52	1578,41	1223,22	985,36
		σ_b(MPa)	**2,89**	**3,54**	**2,95**	**2,28**	**1,86**

Tableau V.26: ferraillage des voiles longitudinaux (Vl2, vl3).

Zones			Zone I	Zone II	zone III	zone IV	zone V
Caractéristiques géométriques	L (m)		1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
	e (m)		0.20	0.15	0,15	0.15	0.15
	B (m)		0,338	0,27	0,27	0,27	0,27
Sollicitations de calcul	σ_{max}[KN/m²]		1998,7	1722,14	979,09	876,8	860,36
	σ_{min}[KN/m²]		-6213,65	-5073,76	-2385,11	-2309,51	-1112,24
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		238,57	163,51	102,41	91,65	71,73
	L_t(m)		1,02	1,01	0,96	0,98	0,76
	L_c(m)		0,33	0,34	0,39	0,37	0,59
	d (m)		0,22	0,23	0,26	0,25	0,39
	σ_1 [KN/m²]		4873,45	3918,34	1739,14	1720,35	541,49
	N (kN)	N_1	304,89	206,81	107,23	100,75	64,49
		N_2	134,02	90,12	45,22	43,01	21,12
	A_v (cm²)	A_{V1}	**7,94**	**5,94**	**3,08**	**2,89**	**1,85**
		A_{V2}	**3,49**	**2,59**	**1,3**	**1,24**	**0,61**
	A_{vj} (cm²)		9,18	6,29	3,94	3,53	2,76
	A (cm²)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	**10,24**	**7,51**	**4,07**	**3,77**	**2,54**
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	**5,79**	**4,16**	**2,29**	**2,12**	**1,3**
	A_{min} (cm²)		2,31	2,415	2,73	2,63	4,095
	$A_{vadopté}$ (cm²)	Bonde1	**12,06**	**9,24**	**6,79**	**6,79**	**4,71**
		Bonde 2	**6,79**	**6,79**	**4.71**	**4.71**	**4,71**
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	**2x3HA16**	**2x 3HA14**	**2x 3HA12**	**2x 3HA12**	**2x 3HA10**
		Bonde 2	**2x 3HA12**	**2x 3HA12**	**2x 3HA10**	**2 x 3HA10**	**2 x 3HA10**
	S_t (cm)	Bonde1	10cm	10cm	10cm	10 cm	10 cm
		Bonde 2	15cm	15cm	17cm	17 cm	20 cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		5,07	4,05	4,05	4,05	4,05
	A_H /nappe (cm²)		3,39	2,83	2,83	1,97	1,97
	Choix des barres/nappe (cm²)		**6HA12**	**6HA10**	**6HA10**	**6HA10**	**6HA10**
			A=6,78	**A=4,71**	**A=4,71**	**A=4,71**	**A=4,71**
Vérification des contraintes	Armature transversal		**4 Epingles HA8/m²**				
	contrainte	τ_u (MPa)	0,98	0,67	0,42	0,38	0,3
		τ_b (MPa)	1,37	0,938	0,59	0,532	0,42
	ELS	N_s (kN)	1144,77	906,97	734,58	574,89	387,49
		σ_b(MPa)	**3,11**	**3,05**	**2,47**	**1,96**	**1,34**

VI.1 .Introduction

Les fondations sont des éléments qui constituent la base d'une construction. Elles ont pour objectif la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (semelles reposant sur le sol ; radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (semelles sur pieux et puits).

Dans un cas général, un élément de la structure peut transmettre à sa fondation :

- **Un effort normal** : dû aux charges et surcharges verticales.
- **Une force horizontale** : résultante de l'action sismique.
- **Un moment** ; qui peut être exercé sur différents plans.

VI.2. Type de fondation

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieures :

Fondation superficielle

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une grande capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface (profondeur d'ancrage relativement petite).Les principaux types de fondations superficielles rencontrées dans la pratique sont :

- les semelles isolées
- les semelles continues sous poteaux, sous murs ou sous voiles
- les radiers

Fondation profondes

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante. Les principaux types de fondation profonde sont :

- Les semelles sur pieux
- Les semelles sur puits

Ce type de fondations est généralement utilisé dans le cas de sols de faible capacité portante.

VI.3. Etude géotechnique du sol

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Le résultat de cette étude est :

✓ Contrainte admissible du sol ; σ_{sol} **=5 bars=500KN/m²**.

✓ absence de nappe phréatique ; pas de risque de remonté des eaux.

VI.4. Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres :

✓ Type d'ouvrage à construire.

✓ Caractéristiques du sol.

✓ Nature et homogénéité du bon sol.

✓ Charge totale transmise au sol.
✓ Raison économique.

Dans notre cas on choisit entre les semelles isolée, les semelles filantes et le radier général selon les résultatsdu dimensionnement.

VI.5.Dimensionnement des semelles

1. Etude de semelle isolée

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} obtenu à la base de tous les poteaux du sous-sol

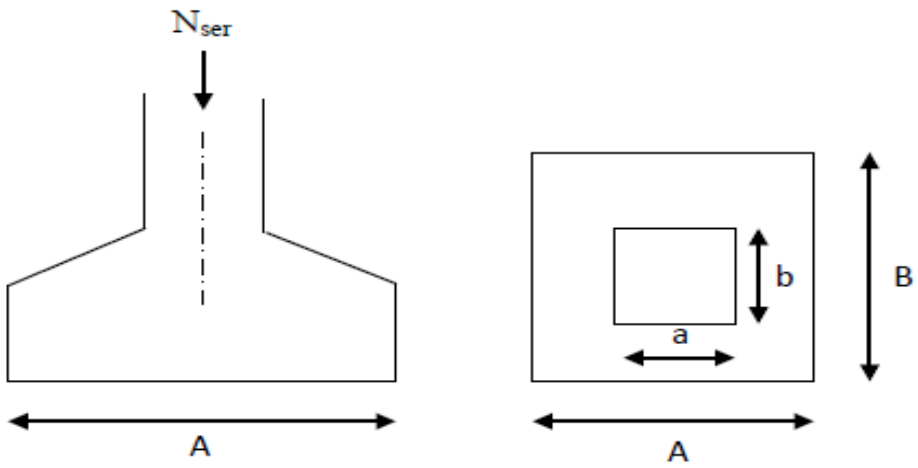


Figure VI.1 : Dimensionnement d'une fondation

$$\mathbf{A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

Poteau rectangulaire :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K\frac{55}{55} = 1 \rightarrow A = B$$

D ou $\mathbf{B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}}$

Remarque : Le calcul se fait pour le cas le plus défavorable.

$N_{ser} = 2047.92\,KN$, $\bar{\sigma}_{sol} = 500KN/m^2$ $\Rightarrow$ $B = 2.10\,m$

Dimensions des semelles trop importantes on opte pour des semelles filantes.

2. Etude de semelle filante

a. Dimensionnement des semelles filantes sous voiles

$$\frac{N_S}{S} \leq \sigma_{SOL} \Rightarrow \frac{G+Q}{B \cdot L} \leq \sigma_{SOL} \Rightarrow B \geq \frac{G+Q}{\sigma_{SOL} \cdot L}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

G et Q : Charge et surcharge permanente revenant au voile considéré.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau VI.1 : Surface des semelles filantes sous voiles sens longitudinal

Voile	N_s[KN]	L[m]	B [m]	L*B [m²]
VL1	1176.92	2.5	0.95	2.37
VL2	1268.62	2.5	1.10	2.75
VL3	1308.29	2.5	1.10	2.75
VL4	1212.39	2.5	1	2.5
VL5	1287.57	2.5	1.1	2.75
VL6	1279.41	2.5	1.1	2.75
VL7	1114.14	1	2.25	2.25
VL8	1102.99	1	2.2	2.2
VL9	1152.73	1.35	1.8	2.43
			Somme	22.75

TableauVI.2 : Surface des semelles filantes sous voiles sens transversal

Voile	N_s[KN]	L[m]	B [m]	L*B [m²]
VT1	1176.92	4.35	0.6	2.61
VT2	1308.29	4.35	0.6	2.61
VT3	1212.39	4.35	0.6	2.61
VT4	1268.62	4.35	0.6	2.61
VT5	1323.60	1.5	1.8	2.7
VT6	1439.36	1.5	2	3
VT7	1152.73	1.85	1.25	2.31
VT8	225.86	1.85	0.3	0.56
			Somme	19

La somme des surfaces des semelles sous voiles est :

$$S_v = \sum S_i = 22.75 + 19 \rightarrow \mathbf{S_v = 41.75 m^2}$$

b.Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux

- **Hypothèse de calcul**

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissant sur la semelle.

- **Etape de calcul**

✓ Détermination de la résultante des charges $R = \sum N_i$

✓ Détermination de la coordonnée de la résultante des forces : $e = \dfrac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$

✓ Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$e < \dfrac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdal

$e > \dfrac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire

$$\begin{cases} q_{min} = \dfrac{R}{L} \times \left(1 - \dfrac{6 \cdot e}{L}\right) \quad \text{Et} \quad q_{max} = \dfrac{R}{L} \times \left(1 + \dfrac{6 \cdot e}{L}\right) \\ q_{(L/4)} = \dfrac{R}{L} \times \left(1 + \dfrac{3 \cdot e}{L}\right) \end{cases}$$

On fait le calcul suivant le sens longitudinal pour le portique le plus défavorable.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

TableauVI.3: Surface des semelles filantes sous poteaux

Poteaux	**N_s**	**e_i**	**$N_s e_i$**	**M_s**
1	1596.03	-7.56	-12065.98	-8.873
2	1486.05	-3.21	-4770.22	-11.15
3	1956.51	3.29	6436.91	9.652
4	1618.66	7.64	12366.56	11.598
Σ	**6657.25**		**1967.27**	**1.225**

Coordonnée de la résultante des forces : $e = \dfrac{1968.49}{6657.25} = 0.29$

e = 0.29 m $< \dfrac{L}{6} = 2.53m \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$$\mathbf{q_{max}} = \frac{R}{L}\left(1 + 6\frac{e}{L}\right) = \frac{6657.25}{15.2}\left(1 + 6 \times \frac{(0.29)}{15.2}\right) = \mathbf{488.11KN/ml}$$

$$\mathbf{q_{min}} = \frac{R}{L}\left(1 - 6\frac{e}{L}\right) = \frac{6657.25}{15.2}\left(1 - 6 \times \frac{(0.29)}{15.2}\right) = \mathbf{387.84\ KN/ml}$$

$$\mathbf{q_{(L/4)}} = \frac{R}{L}\left(1 + 3\frac{e}{L}\right) = \frac{6657.25}{15.2}\left(1 + 3 \times \frac{(0.29)}{15.2}\right) = \mathbf{463.04KN/ml}$$

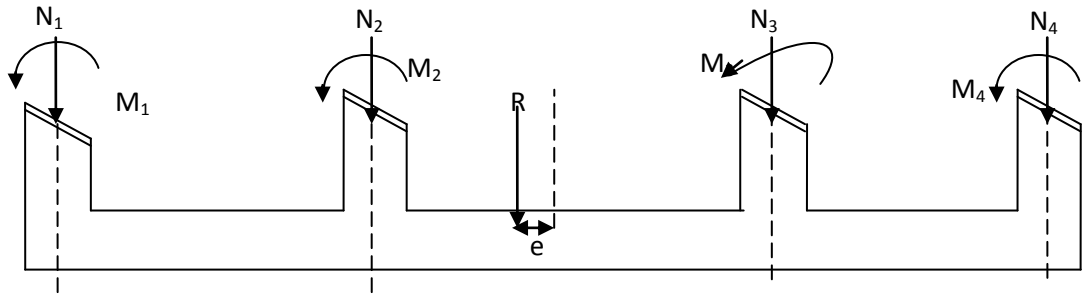


Figure VI.2: Distribution des sollicitations

- **Calcul de la largeur de la semelle**

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\sigma_{sol}} = \frac{463.04}{500} = 0.92m$$

On prend : B=1.50m.

On a donc :$S = 1.5 \times 15.2 = 22.8m^2$

Nous avons la surface totale des semelles sous poteaux : $\mathbf{S_p = S \times n}$

$S_P = 22.8 \times 8 = \mathbf{182.4m^2}$.

$\mathbf{S_t} = S_p + S_v = 182.4 + 41.75 = \mathbf{224.15m^2}$

La surface totale de la structure : $\mathbf{S_{st} = 385.32m^2}$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{224.15}{385.32} = 0.58$$

La surface totale des semelles représente 58 % de la surface de bâtiment.

- **Conclusion**

Puisque les semelles occupent plus de 50% de la surface totale du bâtiment, on opte pour un radier nervuré comme fondation de notre bâtiment.

VI.6. Etude du radier

Un radier est définit comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol et à son poids propre.

Le radier présente les avantages suivants :

✓ Grande rigidité en son plan horizontal.
✓ Bonne répartition des charges.
✓ Evite les tassements différentiels importants.
✓ Facilité de coffrage et la mise en œuvre du béton.
✓ Rapidité d'exécution.

1. Pré-dimensionnement du radier

a. Selon la condition d'épaisseur minimale

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq 25$ cm).

b.Selon la condition forfaitaire

- **sous voile**

$$\frac{\mathbf{L_{max}}}{\mathbf{8}} \leq \mathbf{h} \leq \frac{\mathbf{L_{max}}}{\mathbf{5}}$$

$54.375 \leq h \leq 87$

h : épaisseur du radier.

D'après ces condition, l'épaisseur du radier doit être supérieure à h_{radier}=80cm.

- **Sous poteaux**

La dalle: La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

$\mathbf{h_d} \geq \frac{\mathbf{L_{max}}}{\mathbf{20}}$Avec une hauteur minimale de 25cm

$\mathbf{h_d} \geq \frac{\mathbf{435}}{\mathbf{20}} = \mathbf{21.75cm}$; On prend$\mathbf{h_d} = \mathbf{40cm}$

La nervure : elle doit vérifier :

$$\mathbf{h_{nervure}} \geq \frac{\mathbf{L_{max}}}{\mathbf{10}}$$

$h_{nervure} \geq \frac{435}{10} = 43.5$ cm $\rightarrow \mathbf{h_{nervure}} = \mathbf{50\ cm}$

$0.4h \leq b_{nervure} \leq 0.7h \rightarrow 20 \leq b_{nervur\ e} \leq 35$ on prend $\mathbf{b_{nervure}}$**= 30 cm**

c. Condition de longueur élastique

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.B}} \geq \frac{2}{\pi} L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol.Le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{max}\right)^4 \frac{3K}{E}}$$

Avec :

L_{max} : distance maximale entre nus de nervure

L_e : longueur élastique

K : module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface K=40 [MPa] pour un sol moyen

I : Inertie de la section du radier (b = 1m).

E : module de déformation longitudinale différée E=10818.86 [MPa]

$E = 3700\sqrt[3]{f_{c28}}$=10818.86MPa.Avec : f_{c28}=25MPa.

B : Largeur de la bande (B=1m).

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E}\left(\frac{2L_{max}}{\pi}\right)^4}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3\times 40}{10818{,}86}\left(\frac{2\times 4.35}{3{,}14}\right)^4} = 0.86m$$

D'après ces conditions, l'épaisseur du radier doit être supérieure à $h_{nervure}$ =86 cm

On prend **:$h_{nervure}$=120 cm.**

- **La largeur de la nervure**

$0.4h \leq b_{nervure} \leq 0.7h \rightarrow 84 \leq b_{nervure} \leq 48$

on prend **$b_{nervure}$=60 cm**

D'après les calculs précédents, on adopte le dimensionnement suivant :

$h_{nervure}$=120cm……..hauteur de la nervure.

h_d = 40cm……..hauteur de la dalle.

$b_{nervure}$=60 cm……hauteur de la nervure.

2. détermination de la surface nécessaire du radier

Pour déterminer cette surface, on a besoin de charges permanentes et de charges d'exploitations qui sont obtenu à partir du logiciel ETABS.

a. Poids de la superstructure

Charge permanentes G_{bat}=55239.45 KN.
Charge d'exploitation Q_{bat}=11361.83 KN.

b. Combinaison d'action

$$\begin{cases} \mathbf{ELU \rightarrow N_u = 1.35G_{bat} + 1.5Q_{bat}} = 1.35 \times 55239.45 + 1.5 \times 11361.83 = \mathbf{91616KN} \\ \mathbf{ELS \rightarrow N_s = G_{bat} + Q_{bat}} = 55239.45 + 11361.83 = \mathbf{66601.21KN} \end{cases}$$

Donc :

A l'ELU: $S_{rad} \geq \frac{N_u}{1{,}33\,\sigma_{sol}} = \frac{91616}{1{,}33 \times 500} = 137.76 m^2$

A l'ELS: $S_{rad} \geq \frac{N_S}{\sigma_{sol}} = \frac{66601.21}{500} = 133.2 m^2$

$S_{radier} = \max(S^{ELU}_{radier} ; S^{ELS}_{radier}) = 137.76\ m^2$

$\mathbf{S_{bat} = 385.32 m^2 > S_{radier} = 137.76\ m^2}$

La surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier.Dans ce cas,on doit ajouter au radier un débord minimal de largeur ($L_{déb}$), comme nous l'impose leBAEL91 modifiée99.
La largeur du débord est calculée comme suit :

$L_{déb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30cm\right) = \max\left(\frac{120}{2}; 30cm\right) = \max(60cm; 30\ cm) = 60\ cm$

Soit un débord de largeur $L_{déb} = 60$ cm

$S_{déb} = L_{déb}(L_x + L_y) \times 2 = 0.60\ (25.35 + 15.2) \times 2 = 48.66\ m^2$

La surface totale du radier devient :

$S_{rad} = S_{bat} + S_{déb} = 385.32 + 48.66 = \mathbf{433.98\ m^2}$

3. Calcul des sollicitations à la base du radier

a. Poids total du radier

$\mathbf{P_{radier} = P_{dalle} + P_{nérvure} + P_{TVO} + P_{dalle\ flottante}}$

- **Poids de la dalle**

$\mathbf{P_{dalle} = S_{rad} \times h_d \times \varphi_b} = 433.98 \times 0.40 \times 25 = \mathbf{4339.8\ KN}$

- **Poids de la nervure**

$\mathbf{P_{ner} = b_{ner}(h_{ner} - h_d) \times L \times n \times \varphi_b} = 0.6(1 - 0.4) \times (15.2 \times 8 + 25.35 \times 4) \times 25$

$\mathbf{P_{ner} = 2007\ KN}$

- **Poids de TVO**

$\mathbf{P_{TVO} = (S_{rad} - S_{ner}) \times (h_{ner} - h_d) \times \rho_{TVO}}$

On a: $\mathbf{S_{ner}} = b_n \times L \times n = (0.6 \times 15.2 \times 8) + (0.6 \times 25.35 \times 4) = \mathbf{133.8\ m^2}$

Donc : $\mathbf{P_{TVO}} = (433.98 - 133.8) \times (1 - 0.4) \times 17 = \mathbf{3061.83\ KN}$

Avec : $\boldsymbol{\rho_{TVO} = 17KN/m^3}$

- **Poids de la dalle flottante**

$\mathbf{P_{dalle\ flottante} = (S_{rad} - S_{ner}) \times e_p \times \varphi_b}$

$P_{dalle\ flottante} = (433.98 - 133.8) \times 0{,}1 \times 25 = \mathbf{750.45\ KN}$

Donc le poids total du radier est :

$\mathbf{P_{rad} = G_{rad\ tot} = P_{dalle} + P_{nérvure} + P_{TVO} + P_{dalle\ flottante}}$

$\mathbf{P_{rad} = G_{rad\ tot} = 10159.08\ KN}$

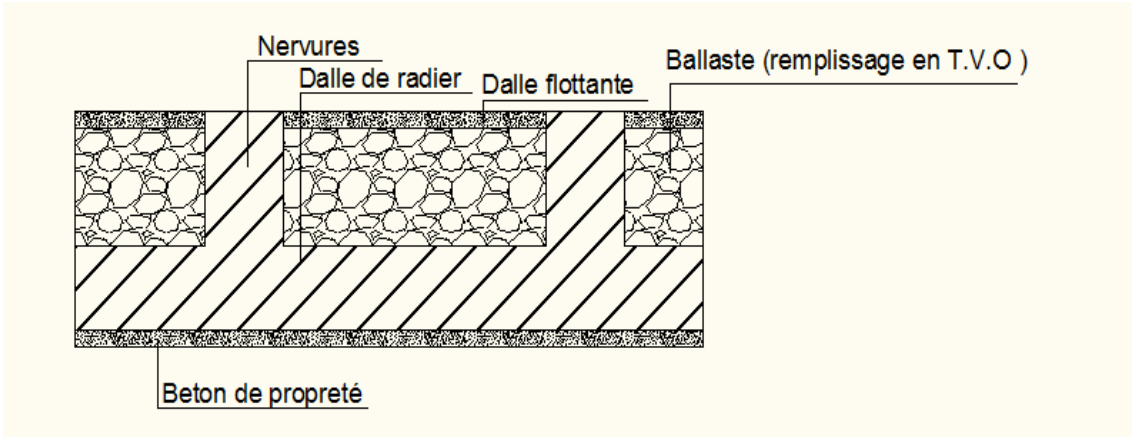


Figure VI.3 : Coupe vertical d'un radier

b. Surcharge de l'exploitation

Surcharge du bâtiment : $\boldsymbol{Q_{bat} = 11361.83KN}$

Surcharge du radier : $\boldsymbol{Q_{rad} = 3.5 \times 433.98 = 1518.98KN}$

c. Poids total de la structure

$\mathbf{G_{tot} = G_{radiertot} + G_{bat}} = 10159.08 + 55239.45 = \mathbf{65398.53KN}$

$\mathbf{Q_{tot} = Q_{radiertot} + Q_{bat}} = 1518.98 + 11361.83 = \mathbf{12880.81\ KN}$

d. Combinaison d'action

$\mathbf{ELU \rightarrow N_u = 1.35G_{bat} + 1.5Q_{tot}} = 1.35 \times 65398.53 + 1.5 \times 12880.81 = \mathbf{107609.23KN}$

$\mathbf{ELS \rightarrow N_s = G_{bat} + Q_{tot}} = 65398.53 + 12880.81 = \mathbf{78279.34KN}$

VI.7. vérifications à L'ELU

1. Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL91 /Art A.5.1.211)

On doit vérifier :

$$\boldsymbol{\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}, 4MPa\right\} = 2.5MPa}$$

Avec :

b=100 cm ; d=0.9h_d =0.9x40=36 cm.

$$\boldsymbol{T_u^{max} = \frac{q \times L_{max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2}} = \frac{107609.23 \times 1}{433.98} \times \frac{6.5}{2} = 539.31\boldsymbol{KN}$$

$$\tau_u = \frac{539.31 \times 10^3}{1000 \times 360} = 1.49\ \mathbf{MPa}$$

$\boldsymbol{\tau_u = 1.49MPa \leq \bar{\tau}_u = 2.5MPa}\Rightarrow$ Condition vérifiée

2. Vérification de la stabilité du radier

a. Calcul du centre de gravité du radier

Les coordonnées du centre de gravité du radier sont calculées comme suit :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = ; \qquad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i}$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

Notre radier présente une symétrie parfaite dans le sens XX.

$$X_G = \frac{(25.35x15.2)x25.35/2}{25.35x15.2} = 12.67m\ ; \qquad Y_G = \frac{(25.35x15{,}2)x15.2/2}{25.35x15.2} = 7.6m$$

X_G =12.67 m et Y_G=7.6 m

b. Moment d'inertie du radier

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{25.35 \times 15{,}2^3}{12} = 7418.69\ m^4$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{15.2 \times 25.35^3}{12} = 20634.60\ m^4$$

La stabilité du radier consiste à faire une vérification des contraintes du sol sous le radier, qui est sollicité par les efforts suivants :

- ✓ Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- ✓ Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 h$$

Avec :

M_0 : Moment sismique à la base du bâtiment ;

T_0 : Effort tranchant à la base du bâtiment ;

Le diagramme trapézoïdal des contraintes donne :

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que

- ➢ **A l'ELU :** $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \cdot \sigma_{SOL}$
- ➢ **A l'ELS :** $\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$

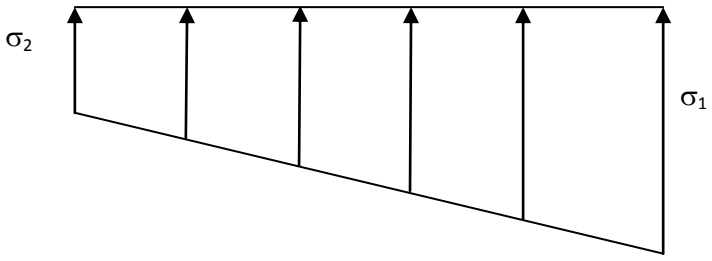


Figure VI.4 : Diagramme des contraintes

Avec :

$$\sigma_1, \sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

- ➢ **Calcul des moments**

M_{xx}=105589.13+ (3945.13x1) =109534.26 KN.m

M_{yy}=103367.19+ (4011.02x1) =107378.21 KN.m

- **Sens longitudinal**

ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} X_G = \frac{107609.23}{433.98} + \frac{109534.26}{20634.60} \times 12.67 = \mathbf{315.21\ KN/m^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} X_G = \frac{107609.23}{433.98} - \frac{109534.26}{20634.60} \times 12.67 = \mathbf{180.70\ KN/m^2}$$

ELS:

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} X_G = \frac{78279.34}{433.98} + \frac{109534.26}{20634.60} \times 12.67 = \mathbf{247.63\ KN/m^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} X_G = \frac{78279.34}{433.98} - \frac{109534.26}{20634.60} \times 12.67 = \mathbf{113.11\ KN/m^2}$$

- **Sens transversal**

ELU:

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} Y_G = \frac{107609.23}{433.98} + \frac{107378.21}{7418.69} \times 7.6 = \mathbf{357.96\ KN/m^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} Y_G = \frac{107609.23}{433.98} - \frac{107378.21}{7418.69} \times 7.6 = \mathbf{137.95\ KN/m^2}$$

ELS:

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} Y_G = \frac{78279.34}{433.98} + \frac{107378.21}{7418.69} \times 7.6 = \mathbf{290.37\ KN/m^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} Y_G = \frac{78279.34}{433.98} - \frac{107378.21}{7418.69} \times 7.6 = \mathbf{70.37\ KN/m^2}$$

3. Vérification de la condition de résistance

ELU: $\sigma_m \leq 1.33\overline{\sigma_{sol}} = 665\text{KN/m}^2$

ELS:$\sigma_m \leq \overline{\sigma_{sol}} = 500\text{KN/m}^2$

Avec $\begin{cases} \overline{\sigma_{sol}} = 5bars = 500\text{KN/m}^2 \\ \sigma_m = \dfrac{3\cdot\sigma_1 + \sigma_2}{4} \end{cases}$

Tableau VI.4 : vérification condition de résistance

	ELU					ELS				
	σ_1 KN/m^2	σ_2 KN/m^2	σ_m KN/m^2	$1.33\overline{\sigma_{sol}}$ KN/m^2	OBS	σ_1 KN/m^2	σ_2 KN/m^2	σ_m KN/m^2	$\overline{\sigma_{sol}}$ KN/m^2	OBS
Sens longitudinal	315.21	180.70	281.58	665	CV	247.63	113.11	214	500	CV
Sens transversal	357.96	137.95	302.95	665	CV	290.37	70.37	235.37	500	CV

4. Vérification au poinçonnement

Aucun calcul n'est exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq \frac{0.07 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\mu_c = 2(a' + b')$$

Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau.

μ_c : Périmètre du contour cisaillé sur le plan du feuillet moyen du radier.

h : Épaisseur totale du radier égale à 70cm.

a' : Epaisseur du voile ou du poteau

b' : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1m)

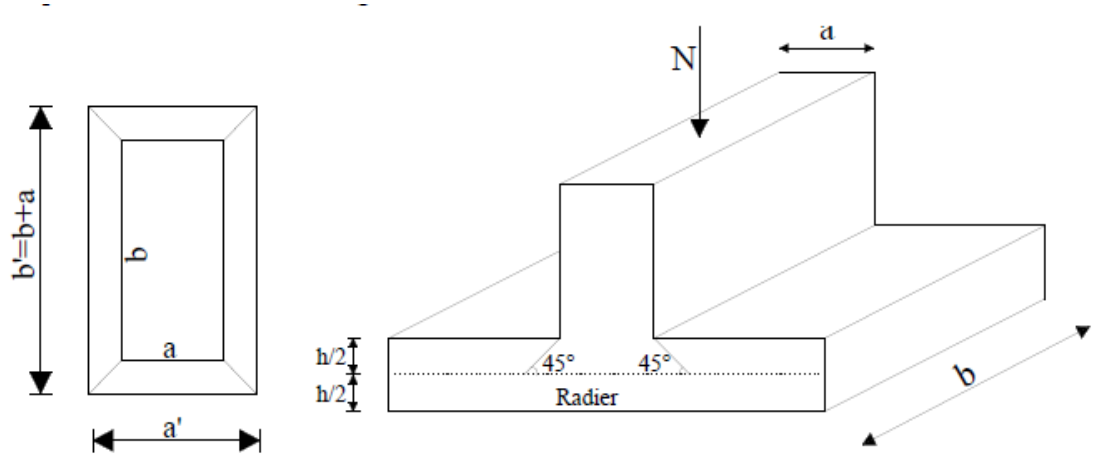


Figure VI.5 : Périmètre utile des voiles et des poteaux

Calcul du périmètre utile

$$\mu_c = 2(a' + b') = 2(a' + b' + 2 \times h) = 2(0.55 + 0.55 + 2 \times 0.8) = 5.4 \text{ m}$$

- **Vérification pour les poteaux**

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicite.

$$\mathbf{N_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}}$$

$\mathbf{N_u = 2824.67\ KN < \frac{0.045 \times 5.4 \times 0.8 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 3240\ KN}$ ⟶ **Condition vérifiée.**

- **Vérification pour les Voiles**

On considère une bande de 1ml du voile :

e=0.25m; b=1m; Nu=1979.94 KN.

μ_c=2× (a+b+2h) =2× (0.25+1+2×0.8) =5.7 m.

$\mathbf{N_u = 1979.94\ KN < \frac{0.045 \times 5.7 \times 0.8 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 3420\ KN}$ ⟶ **Condition vérifiée.**

VI.8.Ferraillage du radier

1. Ferraillage de la dalle

Pour le ferraillage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL 91(modifié 99).Le radier est calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie.

Ferraillage des panneaux encastrés sur 4 cotés

On distingue deux cas :

1erCas:

Si **α<0,4** La flexion longitudinale est négligeable

$M_{0x} = q_u \frac{{l_x}^2}{8} M_{oy} = 0$

2èmeCas :

Si$\mathbf{0.4 < \alpha \leq 1}$: Les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

Dans le sens de la petite potée Lx : $M_{0x} = q_u \times \mu_x \times {l_x}^2$

Dans le sens de la grande potée Ly : $M_{0y} = \mu_x \times M_{0x}$

Les coefficients μx,μy sont donnés par les tables de PIGEAUD.

$$\boldsymbol{\rho = \frac{l_x}{l_y}} \text{Avec} \boldsymbol{(l_x < l_y)}$$

Remarque

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins. Afin d'homogénéiser le ferraillage et de faciliter la mise en pratique, on adopte la même section d'armature, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

2. Identification du panneau le plus sollicité

On distingue 23panneaux de dalle appuyée sur 4 cotés. On y choisit le panneau le plus défavorable.

➢ **Ferraillage du panneau**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.85}{6.5} = 0{,}59 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0{,}0825 \\ \mu_y = 0.292 \end{cases}$$

$0.4 \le \rho \le 1 \Rightarrow$ *la dalle travaille dans les 2 sens.*

Pour le calcul du ferraillage, on a besoin de q_u et q_s :

L'ELU : $q_u = \sigma_m^{max}(\text{ELU}) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left(302.95 - \frac{10159.08}{433.98}\right) \times 1 = 279.54\ \text{KN/m}^2$

L'ELS : $q_s = \sigma_m^{max}(\text{ELS}) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = \left(235.37 - \frac{10159.08}{433.98}\right) \times 1 = 211.96\ \text{KN/m}^2$

Calcul à l'ELU

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.85}{6.5} = 0{,}59 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0{,}0825 \\ \mu_y = 0.292 \end{cases}$$

$0.4 \le \rho \le 1 \Rightarrow$ *la dalle travaille dans les 2 sens.*

On a donc : $\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_u \times {l_x}^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases}$

$M_{0x} = 0.0825 \times 279.54 \times 3.85^2 = \mathbf{341.83KN.m}$

$M_{0y} = 0.292 \times 341.83 = \mathbf{99.81KN.m}$

Remarque

Si le panneau considéré est continu au-delà de ses appuis, alors :

• Moment en travée : 0,75M0x ou 0,75M0y

• Moment sur appuis : 0,5M0x ou 0,5M0y

Si le panneau considéré est un panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel Alors :

• Moment en travée : 0,75M0x ou 0,75M0y

• Moment sur appui de rive : 0,3M0x ou 0,3M0y

• Moment sur appui intermédiaire : 0,5M0x ou 0,5M0y

Afin de tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des nervures, nous allons affecter aux moments isostatiques les coefficients réducteurs suivants :

-0.75 : pour les moments en travée.

-0.5 : pour les moments sur appuis intermédiaires.

-0.3 : pour les moments sur appuis de rive.

- **Moments sur appuis intermédiaire**

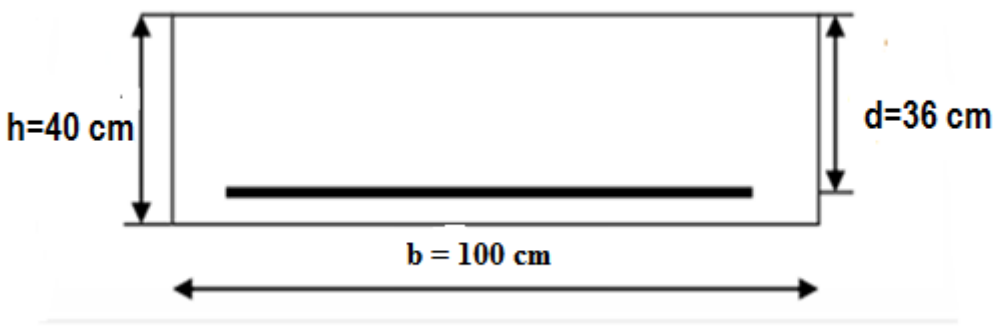
$$\begin{cases} M_{ax} = 0.5 \times 341.83 = 170.92\ KN.m \\ M_{ay} = 0.5 \times 99.81 = 49.90\ KN.m \end{cases}$$

- **Moments sur appuis de rive**

$$\begin{cases} M_{ax} = 0.3 \times 341.83 = 102.54\ KN.m \\ M_{ay} = 0.3 \times 99.81 = 29.94\ KN.m \end{cases}$$

- **Moments en travée**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.75 \times 341.83 = 256.37\ KN.m \\ M_{ty} = 0.75 \times 99.81 = 74.85 KN.m \end{cases}$$



3. Ferraillage longitudinal suivant x-x

➢ **Sur appuis**

$$\mu_u = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{170.92 \times 10^6}{1000 \times 360^2 \times 14.2} = \mathbf{0.094} < 0.392 \ldots\ldots \mathbf{SSA}$$

Du tableau :

$$\boldsymbol{\mu_u = 0.094 \rightarrow \beta = 0.951}$$

$$\mathbf{A_{ax}} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{170.92 \times 10^3}{0.951 \times 36 \times 348} = \mathbf{14.54 cm^2}$$

$$\mathbf{A_{ax} = 14.54 cm^2}$$

Soit **: 8HA20 = 25.13 cm²**avec un espacement **de 12 cm**

➢ **En travée**

$$\mu_u = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{256.37 \times 10^6}{1000 \times 360^2 \times 14.2} = \mathbf{0.140} < 0.392 \ldots\ldots SSA$$

Du tableau :

$$\boldsymbol{\mu_u = 0.048 \rightarrow \beta = 0.924}$$

$$\mathbf{A_{tx}} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{256.37 \times 10^3}{0.924 \times 36 \times 348} = \mathbf{22.14 cm^2}$$

$$\mathbf{A_{tx} = 22.14\ cm^2}$$

Soit **: 8HA20=25.13 cm²**avec un espacement **de 12 cm**

4. Ferraillage longitudinal suivant y-y

➢ **Sur appuis**

$$\mu_u = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{49.90 \times 10^6}{1000 \times 360^2 \times 14.2} = \mathbf{0.028} < 0.392 \ldots\ldots SSA$$

Du tableau :

$$\boldsymbol{\mu_u = 0.028 \rightarrow \beta = 0.987}$$

$$\mathbf{A_{ax}} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{49.90 \times 10^3}{0.987 \times 36 \times 348} = \mathbf{4.03\ cm^2}$$

$$\mathbf{A_{ax} = 4.03\ cm^2}$$

Soit **:6HA16= 12.06 cm²**avec un espacement **de 15 cm**

➢ **En travée**

$$\mu_u = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{74.85 \times 10^6}{1000 \times 360^2 \times 14.2} = \mathbf{0.040} < 0.392 \ldots\ldots SSA$$

Du tableau :

$$\boldsymbol{\mu_u = 0.040 \rightarrow \beta = 0.980}$$

$$\mathbf{A_{tx}} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{74.85 \times 10^3}{0.980 \times 36 \times 348} = \mathbf{6.09 cm^2}$$

$$\mathbf{A_{tx} = 6.09 cm^2}$$

Soit **: 6HA16=12.06 cm²**avec un espacement **de 15cm**

Tableau VI.5 : ferraillage de radier

Sens		M (KN.m)	OBS	A (cm^2)	Choix des barres	$A_{adopté}$(cm^2)	Espacement
Selon (xx)	En travée	256.37	SSA	22.14	8HA20	25.13	12
	En appui	170.92	SSA	14.54	8HA20	25.13	
Selon (yy)	En travée	74.85	SSA	6.09	6HA16	12.06	15
	En appui	49.90	SSA	4.03	6HA16	12.06	

VI.9 .Vérification à l'E.L.U

1. Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91/ Art A.4.2.1)

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e}.b.d = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 100 \times 36 = 4.34\ cm^2$$

Tableau VI.6 : Vérification de la condition de non fragilité

		$A_{adopté}$ (cm^2)	A_{min} (cm^2)	Observation
Sens x-x	ELU	25.13	4.34	Condition vérifiée
		25.13		Condition vérifiée
Sens y-y	ELU	12.06	4.34	Condition vérifiée
		12.06		Condition vérifiée

2. Vérification des espacements : (BAEL91/A8.2, 42)

L'espacement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

- ***Sens x x***

$S_t \leq min(3h\ ;33\ cm) = min\ (3 \times 40cm\ ;33\ cm) \Longrightarrow S_t = 33cm$

$S_t = 12\ cm < 33cm$…… **Condition vérifiée.**

- **Sens y-y**

$S_t \leq \min(4h\ ;45\ cm) = \min(4 \times 40cm\ ;45\ cm) \Longrightarrow S_t = 45cm$

$S_t = 15cm < 45\ cm$ …… **Condition vérifiée.**

VI.10. Calcul et vérification à l'ELS

1. Calcul à l'ELS

Evaluation des moments M_x et M_y

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.85}{6.5} = 0{,}59 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0{,}0825 \\ \mu_y = 0.292 \end{cases}$$

$0.4 \le \rho \le 1 \Rightarrow$ *la dalle travaille dans les 2 sens.*

On aura donc : $\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q_s \times {l_x}^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases}$

$M_{0x} = 0.0825 \times 211.96 \times 3.85^2 = \mathbf{259.19\ KN.m}$

$M_{0y} = 0.292 \times 259.19 = \mathbf{75.68\ KN.m}$

- **Sens x-x :**

Moments en appuis à **l'ELS** : $M_{ax} = 259.19 \times 0{,}5 = 129.59$ kN. m.

Moments en travée à **l'ELS** : $M_{tx} = 259.19 \times 0{,}85 = 220.31$ kN. m.

- **Sens y-y :**

Moments en appuis à **l'ELS** : $M_{ay} = 75.68 \times 0{,}5 = 37.84\ kN.m.$

Moments en travée à **l'ELS** : $M_{ty} = 75.68 \times 0{,}85 = 64.32 kN.m$

2. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

Il faut vérifier que $\sigma_b \le \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$

b=100cm d= 36cm

- $\rho_1 = \frac{100A}{b \times d}$
- $\sigma_s = \frac{M_S}{\beta_1 dA}$
- $\boldsymbol{\sigma_{bc}} = \frac{\boldsymbol{\sigma st}}{\mathbf{K}}$ en (MPa)

Tableau VI.7 : vérification des contraintes dans le béton

Sens	Zone	Ms KN.m	A (cm^2) (ELU)	ρ_1	K_1	β_l	σ_s MPa	$\overline{\sigma_s}$ MPa	σ_{bc} MPa	$\overline{\sigma_{bc}}$ MPa	OBS
X-X	**Appuis**	129.5	25.13	**0.698**	**26.32**	**0.879**	**165.23**	348	6.27	15	Vérifié
	Travée	220.3	25.13	**0.698**	**26.32**	**0.879**	**280.80**	348	11.17	15	Vérifié
Y-Y	**Appuis**	37.84	12.06	**0.335**	**40.56**	**0.910**	**97.09**	348	2.39	15	Vérifié
	Travée	64.32	12.06	**0.335**	**40.56**	**0.910**	**165.07**	348	4.06	15	Vérifié

VI.11. Ferraillage du débord

Le débord doit être calculé comme une console encastrée au niveau du radier, soumise à une charge uniformément repartie. Le calcul se fait pour une bande de 1 m de largeur.

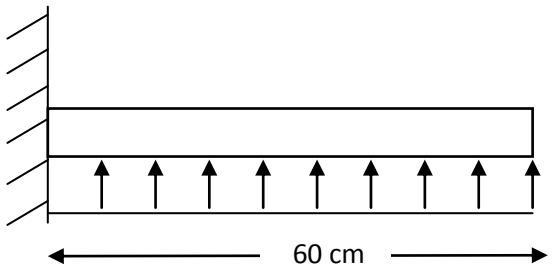


Figure VI.6 : Schéma statique du débord

1. Sollicitations de calcul

- **A l'ELU :**

q_u= 279.54 KN/ml

$$M_u = \frac{-q_u \cdot l^2}{2} = \frac{-279.54 \times (0.60)^2}{2} = -50.31 KN.m$$

- **A l'ELS:**

q_s= 211.96 KN/ml

$$Ms = \frac{-q_s \cdot l^2}{2} = \frac{-211.96 \times 0.60^2}{2} = -38.15 KN.m$$

2. Calcul des armatures

- **Armatures principales**

b= 1 m; d = 36cm; f_{bc} = 14.20 MPa; σ_s = 348 MPa

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{50.31 \times 10^6}{1000 \times 360^2 \times 14.2} = \mathbf{0.028} < 0.392 \ldots\ldots SSA$$

Du tableau :

$$\boldsymbol{\mu_u = 0.028 \rightarrow \beta = 0.986}$$

$$\mathbf{A} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{50.31 \times 10^3}{0.986 \times 36 \times 348} = \mathbf{4.07 cm^2}$$

$$\mathbf{A = 4.07\ cm^2}$$

Soit : A_s=4HA14=6.16 cm² avec un espacement de 25 cm

➢ **Vérification à l'ELU**

- **Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91/ Art A.4.2.1)**

$$\mathbf{A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e}.b.d = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 100 \times 36 = 4.34\ cm^2}$$

Armatures de répartition

$$\mathbf{A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 cm^2}$$

Soit : Ar = 4HA12 = 4.52 cm² avec un espacement de **25 cm**

➢ **Vérification à l'ELS**

Vérification de la contrainte de compression dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\ \text{MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 6.16}{100 \times 36} = 0.174$$

$$\boldsymbol{\rho_1 = 0.142 \rightarrow \beta = 0.932\ ; K = 58.53}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s} = \frac{50.31 \times 10^6}{0.932 \times 360 \times 6.16 \times 10^2} = 243.41\ \text{MPa}$$

σ_{st}= 56,87MPa <$\bar{\sigma}_{st} = 348MPa$..... **Condition vérifiée.**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K} = \sigma_{bc} = \frac{243.41}{58.53} = 4.15\ \text{MPa} < 15\text{MPa}$$ ……. **condition verifie**

Remarque

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord. Afin d'homogénéiser le ferraillage, les armatures de la dalle sont prolongées et constituent ainsi le ferraillage du débord.

VI.12.Ferraillage des nervures

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens. Pour le calcul des sollicitations, la nervure est assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure sont déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

1. Chargement simplifié admis

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastrées à leurs extrémités. Afin de ramener les charges appliquées sur les nervures à des charges uniformément reparties, on doit

calculer le chargement simplifié. Cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur $_{lm}$) et le même effort tranchant (largeur l_t) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire.

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

Charge trapézoïdale

Cas de chargement trapézoïdal :

Moment fléchissant :$L_m = L_x \times \left(0.5 - \frac{\rho_x{}^2}{6}\right)$

Effort tranchant : $L_t = L_x \times \left(0.5 - \frac{\rho_x}{4}\right)$

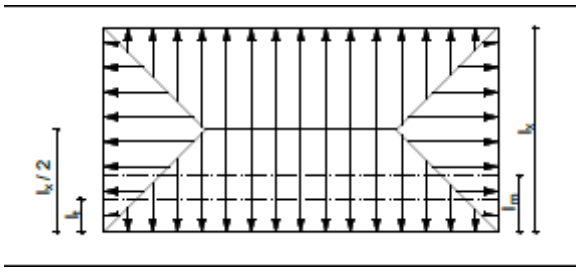


Figure VI.7 : Répartition trapézoïdale

Le Chargement simplifié

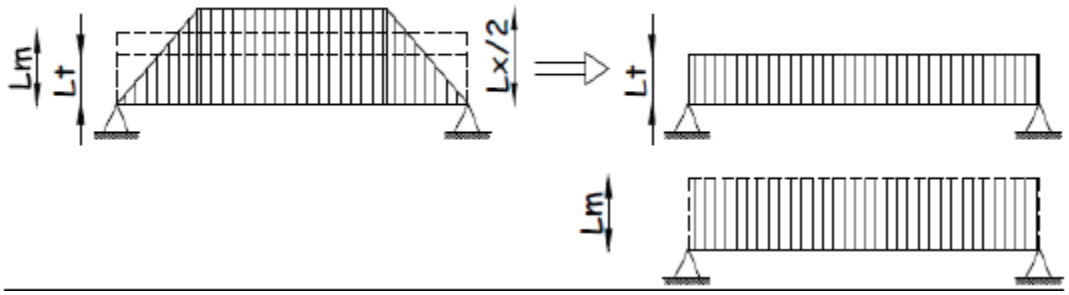


Figure VI.8: Présentation du chargement simplifié

Charge triangulaire

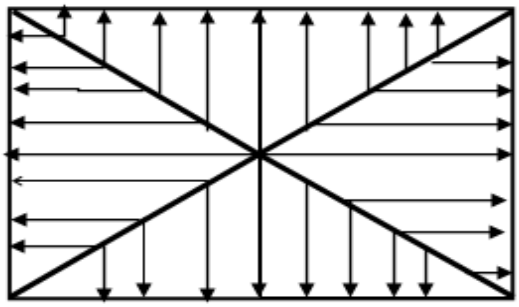


Figure VI.9: Répartition triangulaire

Moment fléchissant : $L_m = 0.333 \times l_x$
Efforttranchant : $L_t = 0.25 \times l_x$

3. Charges à considérer

Pour les moments fléchissant :
$Q_U = q_u . \times L_m$
$Q_s = q_s \times L_m$
Pour les efforts tranchant :
$Q_U = q_u . \times L_t$
$Q_s = q_s \times L_t$

4. Détermination des charges

A L'ELU :

$$\mathbf{q_u} = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{nerv}}\right) = \left(302.95 - \frac{10159.08}{433.98} - \frac{2007}{133.98}\right) = \mathbf{264.56\ KN/m^2}$$

A L'ELS :

$$\mathbf{q_s} = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{nerv}}\right) = \left(235.37 - \frac{101.59}{433.98} - \frac{2007}{133.98}\right) = \mathbf{196.96\ KN/m}$$

Remarque

Pour calculer ces poutres, on choisit la file la plus sollicitée dans les deux sens.

- **Sens X-X :** $Lm = Lx. (0.5 - \rho_{x^2}/6) = 3.85 (0.5 - 0.59^2/6) = 1.70$ m.

$LT = Lx. (0.5 - \rho_{x^2}/4) = 3.85 (0.5 - 0.59^2/4) = 1.58$ m.

- **Sens Y-Y :** $Lm = Ly (0.5 - \rho_{x^2}/6) = 6.5 (0.5 - 0.59^2/6) = 2.87$ m

$LT = Ly (0.5 - \rho_{x^2}/4) = 6.5 (0.5 - 0.59^2/4) = 2.68$ m

- **Sens longitudinal**

$Q_{Mu} = qu. L_m = 264.54x\ 1.70 = 449.71$ KN/ml

$Q_{Ms} = qs. L_m = 196.96x\ 1.70 = 334.83$ KN/ml

$Q_{Tu} = qu. L_t = 264.54 \times 1.58 = 417.97$ KN/ml

$Q_{Ts} = qs. L_t = 196.96 \times 1.58 = 311.19$ KN/ml

- **Sens transversal**

Q_{Mu}= qu. L_m= 264.54 x 2.87 =759.43 KN/ml

Q_{Ms}= qs. L_m= 196.96 x 2.87 = 565.27 KN/ml

Q_{Tu}= qu. L_t= 264.54 x 2.68 = 708.96 KN/ml

Q_{Ts}= qs. L_t= 196.96 x 2.68 = 527.85 KN/ml

Sens longitudinale

Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants

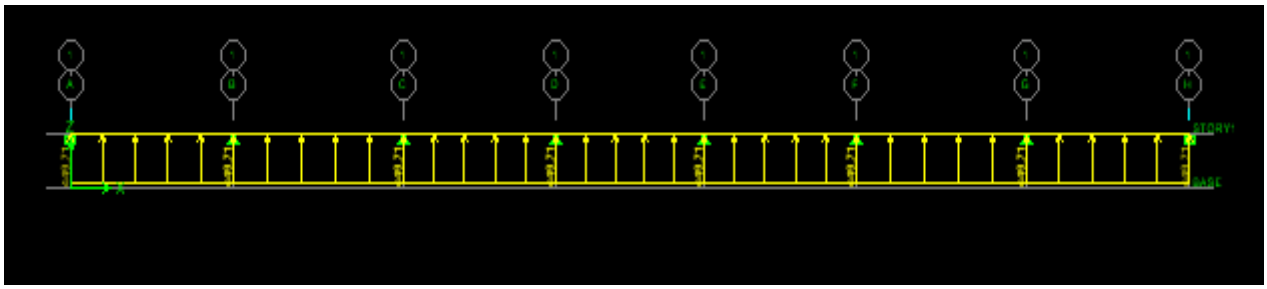


Figure VI.10 : Schéma statique de la nervure ELU (sens longitudinale)

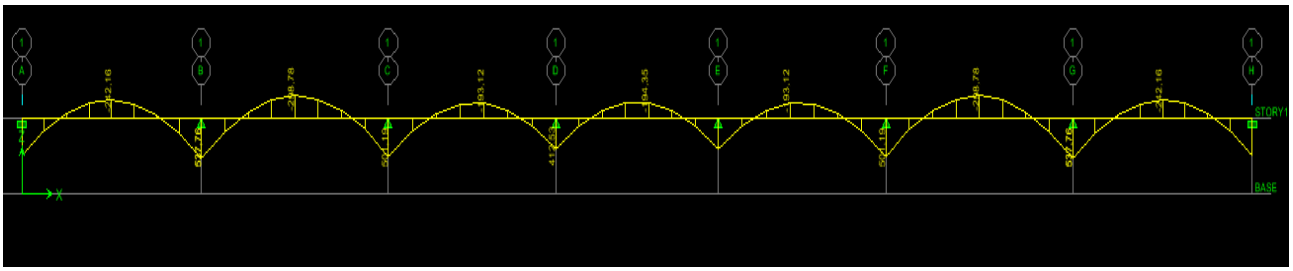


Figure VI.11: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

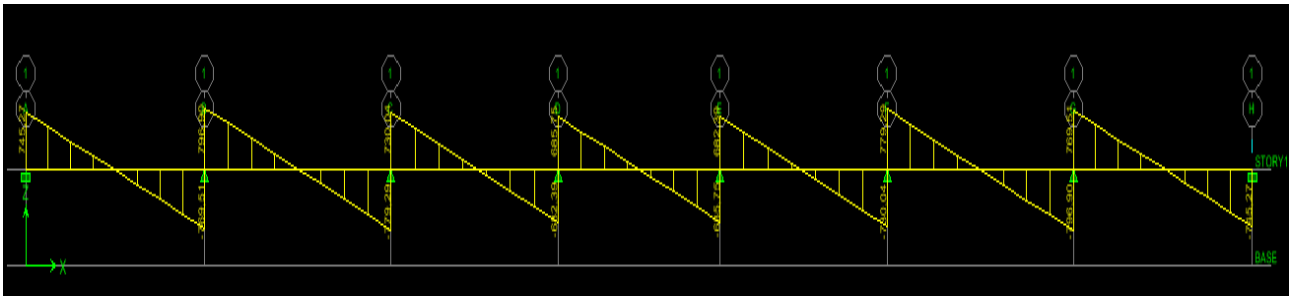


Figure VI.12: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

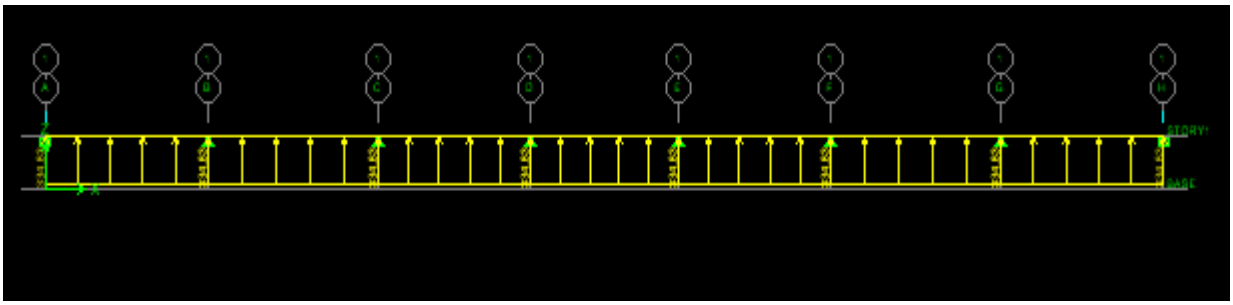


Figure VI.13: Schéma statique de la nervure ELS (sens longitudinale).

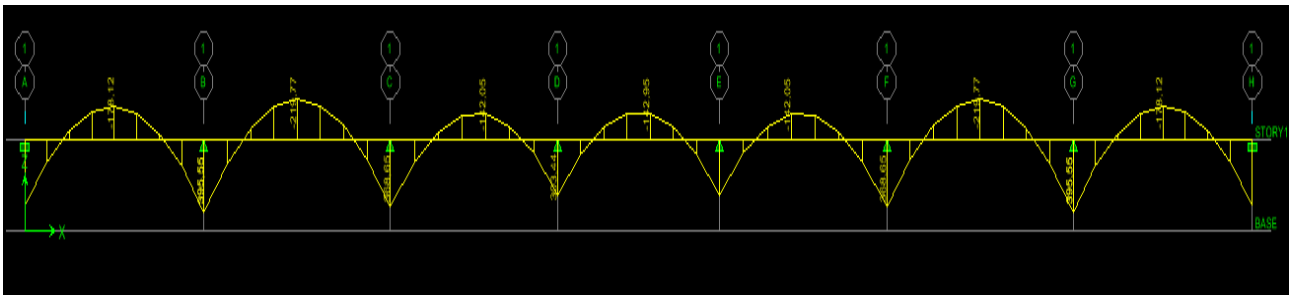


Figure VI.14 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

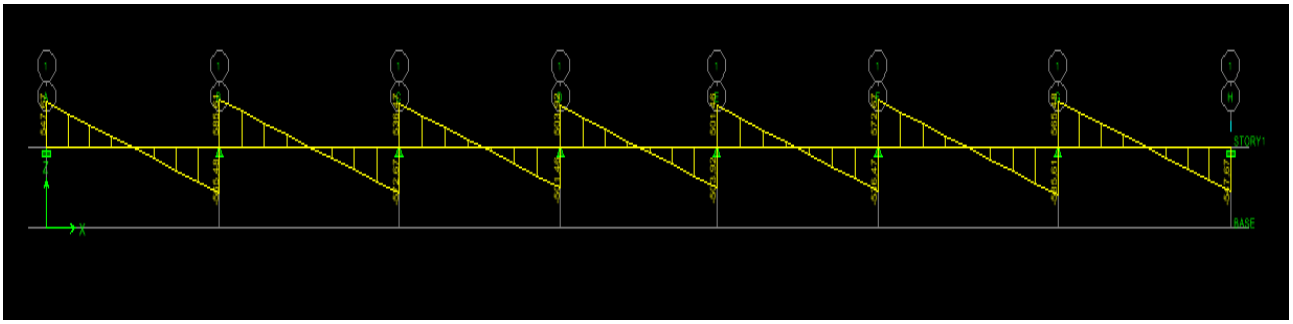


Figure VI.15: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

- **Sens transversale :**

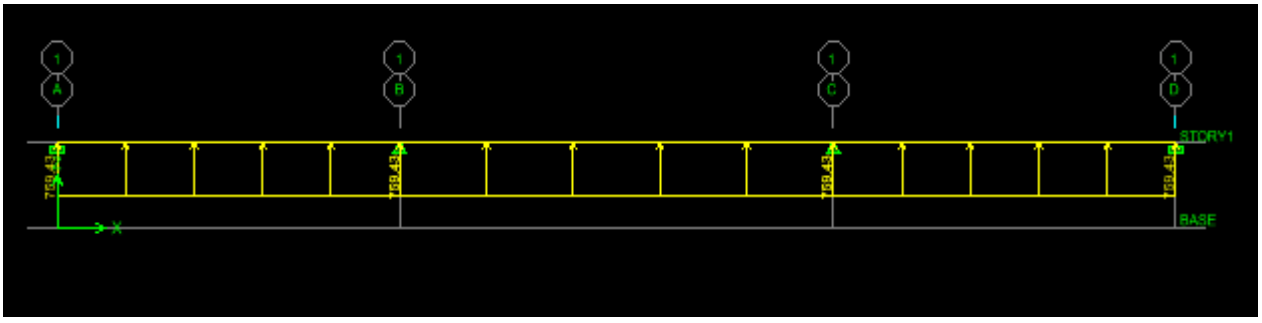


Figure VI.16 : Schéma statique de la nervure ELU (sens transversale).

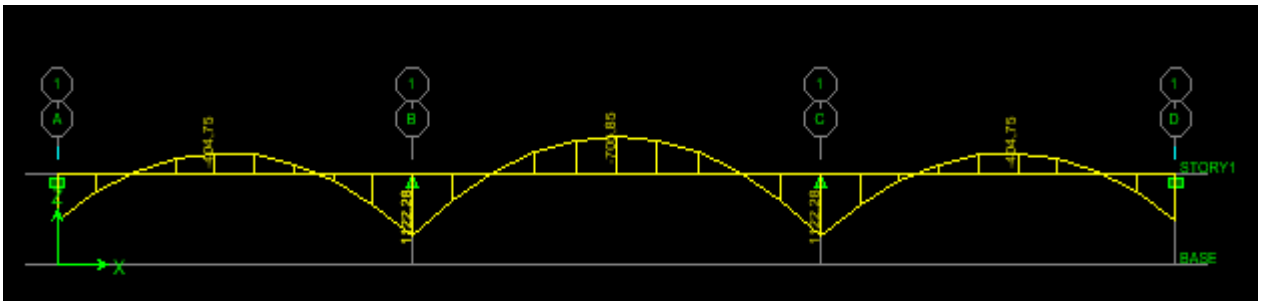


Figure VI.17 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

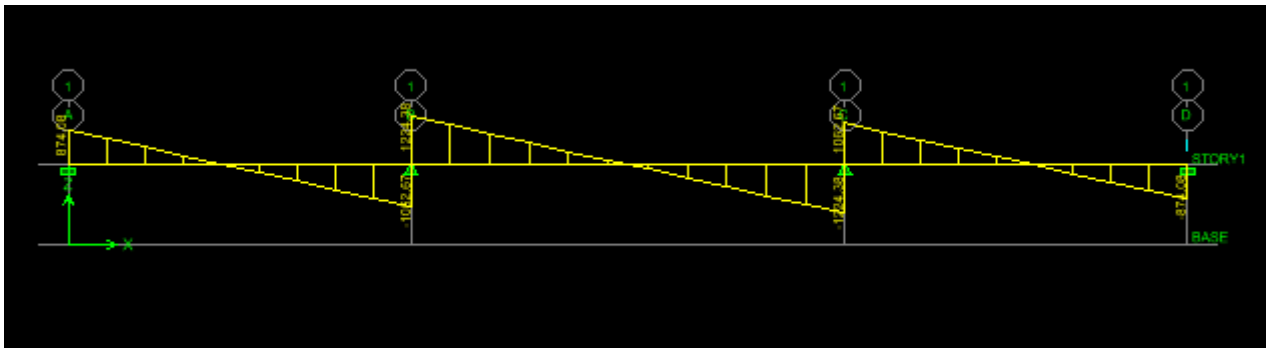
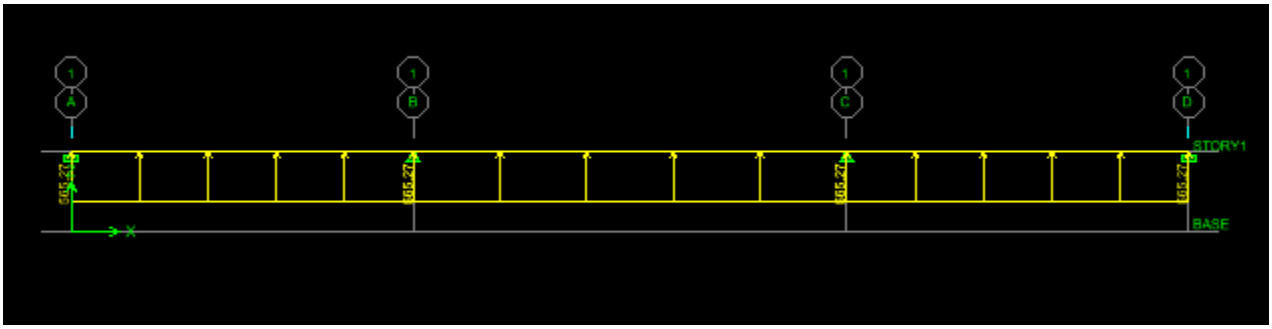


Figure VI.18: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU….



FigureVI.19: Schéma statique de la nervure ELS (sens transversale).

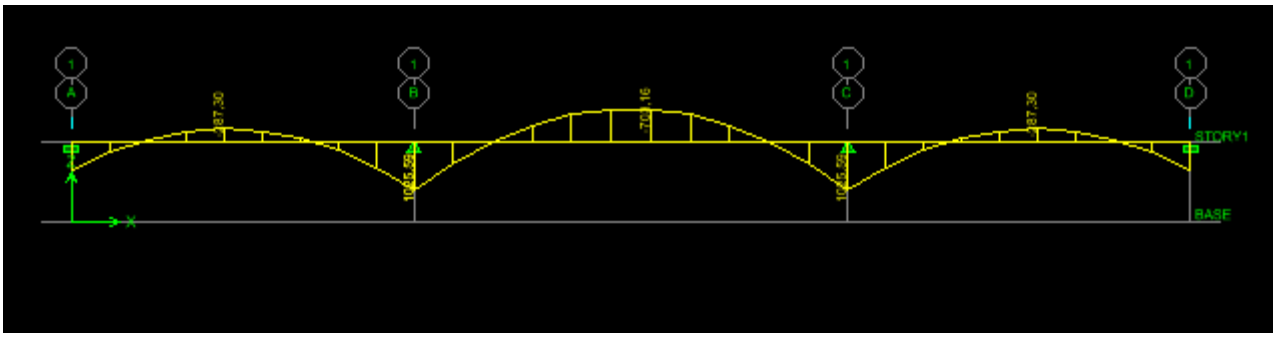


Figure VI.20 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

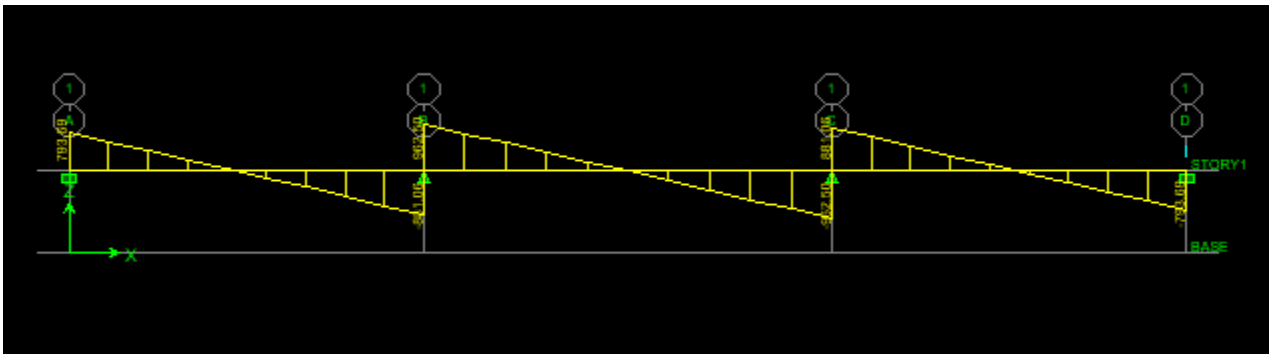


Figure VI.21 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS

5. Ferraillage

Tableau VI.8 : Efforts internes dans les nervures.

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	**ELS**	**ELU**	**ELS**
$\mathbf{M_a^{max}(KN.m)}$	537.76	395.55	1122.28	1025.59
$\mathbf{M_t^{max}(KN.m)}$	298.78	219.77	705.85	703.16
$\mathbf{T_{max}(KN)}$	796.90	585.61	1224.38	962.50

Armatures longitudinales

b = 60 cm, h = 120cm, d = 108 cm, f_{bc} = 14, 2 MPa, σ_{st} = 348 MPa

Le ferraillage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.9: Le ferraillage adopté pour la nervure.

Sens	**Zone**	$\mathbf{M_u(KN.m)}$	μ_u	β	**section**	$\mathbf{A_{st}(cm^2)}$	$\mathbf{A_{adop}(cm^2)}$
X-X	**appuis**	537.76	0.054	0.972	SSA	14.72	**4HA20 Fil+ (4HA14 chap.)=18.72**
	Travée	298.78	0.030	0.985	SSA	8.07	**4HA20= 12.57**
Y-Y	**appuis**	1122.28	0.112	0.940	SSA	31.76	**5HA20 Fil+5HA16 Fil (5HA16 chap.)=35.81**
	Travée	705.85	0.070	0.964	SSA	19.48	**5HA20Fil+(5HA16 chap.)=25.76**

- **Diamètre des armatures transversales**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6.6mm$$

Soit le diamètre des armatures transversales ϕ = 8 mm.

- **Espacement des armatures**

En zone nodale

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}\ ;\ 12\phi_1\right\}$$

$$S_t \leq \min\left\{\frac{120}{4}\ ;\ 12\times 2\right\} = \min\{30,24\} = 24cm$$

Soit : S_t = 10 cm

En zone courante

$$S_t \ \leq \ \frac{h}{2} = \frac{120}{2} = 60cm.$$

Soit : S_t = 20 cm.

Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003)

$A_{min} = 0.003\, S_t b = 0.003 \times 10 \times 60 = 1.8\ cm^2$

Soit :**A_t =4HA8 = 2,01 cm²(un cadre et un étrier).**

Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91modifiée 99)

Des armatures nommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grandes hauteur, leur section est au moins égale à 3 cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction en l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 120 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est :

$A_{s=}$3cm² /ml x 1.2 =3.6cm²

On opte pour : **4HA12 = 4,52cm².**

VI.13.Vérification à l'ELU

1. Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99)

Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :

$$A_{\min} = \frac{0.23 b\, d\ f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23\times 60\times 108\times 2.1}{348} = 9.99\,cm^2$$

Aux appuis

$\mathbf{A_a}$= 18.72 cm^2>$\mathbf{A_{min}}$= 9.99 cm^2……**Condition vérifiée**

$\mathbf{A_a}$= 35.81cm^2>$\mathbf{A_{min}}$= 9.99 cm^2……**Condition vérifiée**

En travées

$\mathbf{A_t}$= 12.57 cm^2>$\mathbf{A_{min}}$= 9.99 cm^2……**Condition vérifiée**

$\mathbf{A_t}$= 31.42 cm^2>$\mathbf{A_{min}}$= 9.99 cm^2……**Condition vérifiée**

2. Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b\,d} < \overline{\tau_u}$$

Avec :

T_u^{max} : Effort tranchant max à l'ELU.

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0{,}15\frac{f_{c28}}{\gamma b};\ 4\ \text{MPa}\right) = \min\left(\frac{0{,}15 \times 25}{1{,}5};\ 4\ \text{MPa}\right) = 2{,}5\ \text{MPa}.$$

➢ **Sens longitudinal « X-X »**

$\tau_u = \frac{T_u}{b\,d} = \frac{796.90\times10^3}{600\times1080} = 1.22\text{MPa} < \overline{\tau_u} = 2{,}5\ \text{MPa}$**….. Condition vérifiée.**

➢ **Sens transversal « Y-Y »**

$\tau_u = \frac{T_u}{b\,d} = \frac{1224.38\times10^3}{600\times1080} = 1.88\ \text{MPa} < \overline{\tau_u} = 2{,}5\ \text{MPa}$**….. Condition vérifiée.**

VI.14.Vérifications à l'ELS

1. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

Vérification des contraintes dans le béton :

$$\boldsymbol{\sigma_b \le \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa}$$

On détermine $\boldsymbol{\rho_1 = \frac{100A}{bd}}$

- $\sigma_s = \frac{M_S}{\beta_1 d\,A}$
- $\sigma_b = \frac{\sigma_S}{K_1}$

2. Vérification des contraintes dans les aciers

Les résultats sont résumés sur le tableau suivant

Tableau VI.10 : Vérification des contraintes à l'ELS

Sens	Zone	Ms KN.m	A (cm^2) (ELU)	ρ_1	K_1	β_1	σ_s MPa	$\overline{\sigma_s}$ MPa	σ_{bc} MPa	$\overline{\sigma_{bc}}$ MPa	OBS
X- X	Appuis	395.55	18.72	0.291	43.82	0.915	213.82	348	4.87	15	Vérifié
	Travée	219.77	12.57	0.192	55.42	0.929	174.25	348	3.14	15	Vérifié
Y- Y	Appuis	1025.5	35.81	0.554	30.04	0.889	298.50	348	9.93	15	Vérifié
	Travée	703.16	25.76	0.398	36.55	0.903	279.89	348	7.65	15	Vérifié

VII. 1 Introduction

Les murs de soutènement ont pour but de maintenir le sol en place. Dans cetravail un mur plaque est prévu pour supporter la totalité des poussés des terres ainsi que la surcharge éventuelle des autres éléments de la structure.

Le mur forme un caisson rigide capable de remplir avec les fondations les rôles suivants :

- réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
- limiter les déplacements horizontaux relatifs des fondations et assurer une bonne stabilité de l'ouvrage.

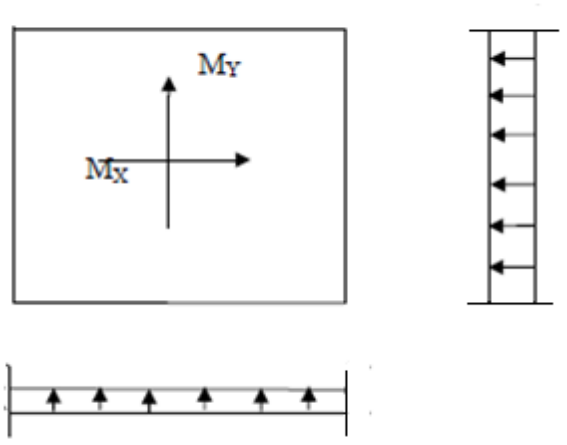
VII. 2 Pré dimensionnement du mur plaque

L'épaisseur minimale imposée par le RPA 99/version 2003 (Art 10.1.2) pour le mur plaque est de 15 cm. On opte pour une épaisseur de 25 cm.

Un joint de 1 cm d'épaisseur contenant une feuille de polystyrène est pris en compte entre le mur et le verso des poteaux.

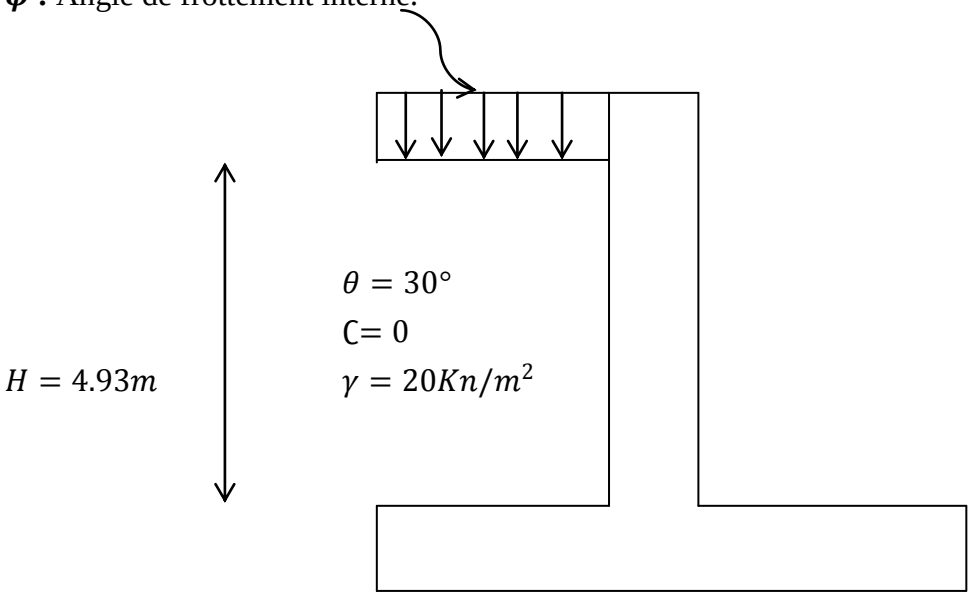
VII.3 Méthode de calcul

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées au niveau des fondations et simplement appuyées au niveau des poteaux et des poutres.$\boldsymbol{\sigma_h = K_a . \sigma_v}$



$\boldsymbol{K_a}$ **:**Coefficient de poussée des terres au repos.

$\boldsymbol{\varphi}$ **:** Angle de frottement interne.



FigureVI. 1: Coupe verticale du mur plaque

VII. 3. 1 Détermination des sollicitations

Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol :

Poids volumique du sol $\gamma = 20Kn/m^2$

Angle de frottement interne $\theta = 30°$

Cohésion C= 0 (sol pulvérulent)

Surcharge éventuelle $q = 10Kn/m^2$

Contrainte du sol $\sigma_{sol} = 5\ bars$

VII. 3. 2Contrainte s'exerçant sur la face du mur

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont les suivantes:

$\boldsymbol{\sigma_h}$: Contrainte horizontale

$\boldsymbol{\sigma_v}$: Contrainte verticale

Avec :$\boldsymbol{\sigma_h = K_0 . \sigma_v}$

$\boldsymbol{\sigma_v = q + \gamma h}$Avec $0 < \mathbf{h} < H$

$\mathbf{K_0}$ **:** Coefficient de poussée des terres au repos tel que :

$$\mathbf{K_0} = \frac{(\mathbf{1} - \boldsymbol{sin_\theta})}{\boldsymbol{cos_\theta}}$$

θ : Angle de frottement interne

$$\mathbf{K_0} = \frac{(\mathbf{1} - \boldsymbol{sin_{30}})}{\boldsymbol{cos_{30}}} = \mathbf{0.57}$$

- **A l'ELU**

$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0 \times (1{,}35 \times \gamma \times h + 1{,}5q)$

$h = 0 \rightarrow \boldsymbol{\sigma_{h1}} = 0.57(1{,}5 \times 10) = 8{,}55kn/m^2$

$h = 4.93\ m \rightarrow \boldsymbol{\sigma_{h2}} = 0.57(1{,}35 \times 20 \times 4.43 + 1{,}5 \times 10) = 76.72\ \ kn/m^2$

- **A l'ELS**

$\sigma_h = K_0 \times \sigma_v = K_0 \times (\gamma \times h + q)$

$h = 0 \rightarrow \boldsymbol{\sigma_{h1}} = 0.57(10) = 5{,}70 kn/m^2$

$h = 4.93\ m \rightarrow \boldsymbol{\sigma_{h2}} = 0.57(20 \times 4.43 + 10) = 56.2\ kn/m^2$

a. diagrammes des contraintes

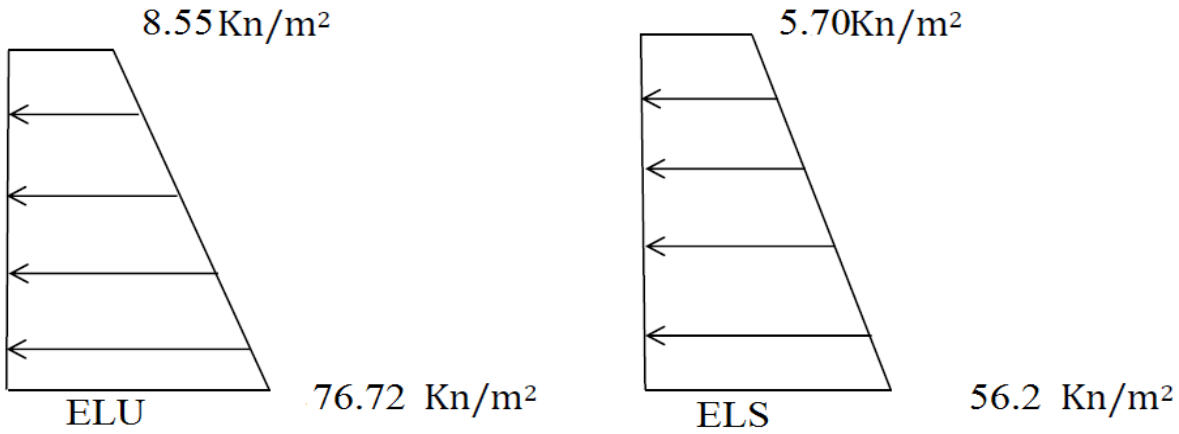


Figure VII.2.diagrammes des contraintes

b. Détermination des moments

Charge moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1m

c. Identification des panneaux

$L_x = 4.93\ m$

$L_y = 6.5\ m$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.93}{6.5} = 0{,}75 > 0{,}4$

⟹Le panneau travail dans les deux sens

$\mu_x = 0{,}0707$

$\mu_y = 0{,}408$

La détermination des moments de flexion se fait à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 côtés. Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel. Pour tenir compte de la continuité du panneau, les moments sont affectés des coefficients suivants :

Moment en travée : **0,85**

Moment d'encastrement sur les côtés : **0,5 (appuis intermédiaire)**

0,3 (appuis de rive)

d. charge moyenne

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bande de 1m est :

- **ELU**

$$q_u = \frac{3\sigma_{h2} + \sigma_{h1}}{4} = \frac{3 \times 76.72 + 8{,}55}{4} = 59.67\ kn/ml$$

- **ELS**

$$q_s = \frac{3\sigma_{h2} + \sigma_{h1}}{4} = \frac{3 \times 56.2 + 5{,}70}{4} = 43.57\ kn/ml$$

Calcul des moments

- **ELU**

$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0{,}0707 \times 59.67 \times 4.43^2 = 82.79\ kn.m$

$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0{,}408 \times 82.79 = 33.77\ kn.m$

- **ELS**

$M_{0x} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0.0766 \times 43.57 \times 4.43^2 = 65.49\ kn.m$

$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0{,}563 \times 65.49 = 36.87\ kn.m$

Correction des moments

➢ **ELU**

- **Sens xx**

Aux appuis : $M_a = 0{,}5M_{0x} = 0{,}5 \times 82.79 = 41.39\ kn.m$

En travée : $M_t = 0{,}85M_{0x} = 0{,}85 \times 82.79 = 70.37\ kn.m$

- **Sens yy**

Aux appuis : $M_a = 0{,}5M_{0y} = 0{,}5 \times 33.77 = 16.88\ kn.m$

En travée : $M_t = 0{,}85M_{0y} = 0{,}85 \times 33.77 = 28.70\ kn.m$

➢ **ELS**

- **Sens xx**

Aux appuis : $M_a = 0{,}5M_{0x} = 0{,}5 \times 65.49 = 32.74\ kn.m$

En travée : $M_t = 0{,}85M_{0x} = 0{,}85 \times 65.49 = 55.66\ kn.m$

- **Sens yy**

Aux appuis : $M_a = 0{,}5M_{0y} = 0{,}5 \times 36.87 = 18.43\ kn.m$

En travée : $M_t = 0{,}85M_{0y} = 0{,}85 \times 36.87 = 31.33 kn.m$

VII.4. ferraillage du mur plaque

Calcul des sections d'armatures.

1. les armatures longitudinales

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de largeur b de Un mètre linéaire (b=1 m) et d'épaisseur de 20 cm (e_p=20cm).

$$\mu = \frac{M_\mu}{f_{bu} \times b \times d^2} \quad A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Tableau VII. 1 : Ferraillage de mur plaque.

sens	Zone	M_μ[kn.m]	μ	μ_l	section	β	A [cm^2]	A_{min} [cm^2]	A_{adop} [cm^2]	Ferraillage
xx	Appui	41.39	0,06	0,392	SSA	0.969	5.57	2,05	9.24	6HA14
	Travée	70.37	0,102	0,392	SSA	0.946	9.71	2,05	15.39	10HA14
yy	Appui	16.88	0,024	0,392	SSA	0.988	2.23	2,05	9.24	6HA14
	Travée	28.70	0,042	0,392	SSA	0.979	3.82	2,05	9.24	6HA14

VII.5.Vérification à l'ELU

1. Espacement des armatures

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principales $S_t \leq \min\{3h; 33cm\}$

Dans le sens xx :

Aux appuis $S_t = 16$ cm $< 33cm$ →**condition vérifiée**

Aux travées $S_t = 10$ cm $< 33cm$ →**condition vérifiée**

Dans le sens yy: $S_t = 16$ cm $< 33cm$ →**condition vérifiée**

2. Condition de non fragilité :(Art A.4.2/BAEL 91)

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 17 \times \frac{2,1}{400} = 2,05cm^2$$

Dans le sens xx $=$ 6HA14 $= 9.24\ cm^2 > 2{,}05cm^2$ →**condition vérifiée**

Dans le sens yy$=$ 6HA14 $= 9.24\ cm^2 > 2{,}05cm^2$ →**condition vérifiée**

3. Calcul de la longueur de scellement des barres : (BAEL 91modifiées 99 Art A.6.1.23)

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent au béton nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisé.

Avec :$L_s = \frac{\emptyset f_e}{4\tau_u}$et $\tau_u = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835\ MPa$

Pour Ø14 :$L_s = 49.38cm$on prend$L_s = 50cm$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à « 0,4 l_s »pour les barres à haute adhérence selon le BAEL 91 modifiées 99 Art A.6.1.21.

Pour Ø14 :$\mathbf{L_s = 20cm}$on prend$\mathbf{L_s = 20cm}$

VII.6. Vérification à l'ELS

1. Etat limite d'ouverture des fissures : (Art A.5.3.2 /BAEL 91modifiées 99)

Notre voile peut être en contact direct avec de l'eau, dans notre cas on considère les fissurations comme préjudiciable.

$$\bar{\sigma} = min\left[\frac{2f_e}{3}; max\left(0{,}5f_e; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right)\right]$$

Avec :

f_e : désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés, exprimée en MPa.

f_{tj} : La résistance caractéristique à la traction du béton, exprimée en MPa.

η : Coefficientnumérique, dit coefficient de fissuration

Dans ces formules est un coefficient qui d´dépend du type d'acier $\eta = 1{,}6$ pour des HA > 6mm, $\eta = 1$ pour des ronds lisses et $\eta = 1{,}3$ pour des HA< 6mm.

$$\bar{\sigma} = min\left[\frac{2 \times 400}{3}; max\left(0{,}5 \times 400\ ; 110 \times \sqrt{1{,}6 \times 2{,}1}\right)\right]$$

$$\bar{\sigma} = min[266{,}66\ ; max(200\ \ ; 201{,}63)] = 201{,}63\ MPa.$$

2. Etat limite de compression de béton : (Art A.4.5.2 /BAEL 91modifiées 99)

a. Sens xx

➢ **Contrainte dans l'acier**

On doit donc s'assurer que$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

- **Appuis**

$$\boldsymbol{\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 9.24}{100 \times 22} = 0.418$$

$k_1 = 35.5$

$\beta_1 = 0.901$

$\boldsymbol{\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}} = \frac{32.74 \times 10^6}{0{,}901 \times 220 \times 924} = 178.75\ MPa < 201{,}63\ MPa$ →**Condition vérifiée**

➢ **Contrainte dans le béton**

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ Avec : $\overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6f_{c28} = 15MPa$

$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{178.75}{35.5} = 5.03\ MPa \leq \overline{\sigma_{bc}}$ →**Condition vérifiée**

- **Travées**

$$\boldsymbol{\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 15.39}{100 \times 22} = 0.69$$

$$k_1 = 26.32$$

$$\beta_1 = 0{,}879$$

$$\boldsymbol{\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}} = \frac{55.66 \times 10^6}{0{,}879 \times 220 \times 1539} = 187.02\ MPa < 201{,}63\ MPa \rightarrow \textbf{Condition vérifiée}$$

➢ **Contrainte dans le béton**

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ Avec : $\overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6 f_{c28} = 15 MPa$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{187.02}{26.32} = 7.10\ MPa \leq \overline{\sigma_{bc}} \rightarrow \textbf{Condition vérifiée}$$

b. Sens yy

➢ **Contrainte dans l'acier**

On doit donc s'assurer que $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

- **Appuis :**

$$\boldsymbol{\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 9.24}{100 \times 22} = 0.42$$

$$k_1 = 35.50$$

$$\beta_1 = 0{,}901$$

$$\boldsymbol{\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}} = \frac{18.43 \times 10^6}{0{,}901 \times 220 \times 924} = 100.62\ MPa < 201{,}63\ MPa \rightarrow \textbf{Condition vérifiée}$$

➢ **Contrainte dans le béton**

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ Avec : $\overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6 f_{c28} = 15 MPa$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{100.62}{35.50} = 2.83\ MPa \leq \overline{\sigma_{bc}} \rightarrow \textbf{Condition vérifiée}$$

- **Travées**

$$\boldsymbol{\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 9.24}{100 \times 22} = 0.42$$

$$k_1 = 35.50$$

$$\beta_1 = 0{,}901$$

$$\boldsymbol{\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s}} = \frac{31.33 \times 10^6}{0{,}901 \times 220 \times 924} = 171.05\ MPa < 201{,}63\ MPa \rightarrow \textbf{Condition vérifiée}$$

➢ **Contrainte dans le béton**

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ Avec : $\overline{\sigma_{bc}} = 0{,}6 f_{c28} = 15MPa$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{171.05}{35.50} = 4.81\ MPa \leq \overline{\sigma_{bc}} \rightarrow \textbf{Condition vérifiée}$$

3. Etat limite de déformation

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de la flèche

Avec : h: hauteur totale (25cm)

l: Portée entre nus d'appuis

M_t: Moment max en travée

M_0: Moment isostatique max de la travée

A_S: Section des armatures

b: Largeur de la section

d: Hauteur utile de la section droite

➢ **Sens xx**

$M_t = 55.66\ kn.m$

$q_s = 43.57\ kn/ml$

$$M_0 = \frac{q_s \times l_x^2}{8} = \frac{43.57 \times 4.43^2}{8} = 106.88\ kn.m$$

- $\frac{h}{l} = \frac{25}{100} = 0{,}25 \geq \frac{1}{16} = 0{,}0625 \rightarrow$ **Condition vérifiée**
- $\frac{h}{l} = \frac{20}{100} = 0{,}25 \geq \frac{M_s}{10 \times M_0} = \frac{55.66}{10 \times 106.88} = 0{,}052 \rightarrow$ **Condition vérifiée**
- $\frac{A_s}{bd} = \frac{15.39}{100 \times 22} = 0{,}006 \leq \frac{4{,}2}{f_e} = \frac{4{,}2}{400} = 0{,}01 \rightarrow$ **Condition vérifiée**

➢ **Sens yy**

$M_t = 31.33 kn.m$

$q_s = 43.57\ kn/ml$

$$M_0 = \frac{q_s \times l_x^2}{8} = \frac{43.57 \times 6{,}5^2}{8} = 230.1\ kn.m$$

- $\frac{h}{l} = \frac{25}{100} = 0{,}25 \geq \frac{1}{16} = 0{,}0625$ →**Condition vérifiée**
- $\frac{h}{l} = \frac{25}{100} = 0{,}25 \geq \frac{\mathbf{M_s}}{10 \times M_0} = \frac{31.33}{10 \times 230.1} = 0{,}01$ →**Condition vérifiée**
- $\frac{A_s}{bd} = \frac{9.24}{100 \times 22} = 0{,}0042 \leq \frac{4{,}2}{f_e} = \frac{4{,}2}{400} = 0{,}01$ →**Condition vérifiée**

4. Contrainte tangentielle : (Art A .5.1.1/BAEL91)

$\tau_u = \frac{V_{max}}{b_0 \times d} \leq \overline{\tau_u}$ Avec $\overline{\tau_u} = \frac{0{,}15 \times f_{c28}}{\gamma_d}$

Pour les fissurations préjudiciables $\overline{\tau_u} = 2{,}5\ MPa$

$T_x = q_s \times l_x = 43.57 \times 4.43 = 193.01\ kn.$

$T_y = q_s \times l_y = 43.57 \times 6.5 = 283.205\ kn.$

$$\tau_u = \frac{283.205 \times 10^3}{10^3 \times 220} = 1.28 \leq \overline{\tau_u} = 2{,}5MPa$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

5. Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A .5.1.313/BAEL91)

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times V_u}{b \times 0{,}9 \times d} \leq \frac{0{,}8 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 13{,}33MPa$$

➢ **Sens xx**

- $\sigma_{bc} = \frac{2 \times 193.01 \times 10^3}{1000 \times 0{,}9 \times 220} = 1{,}94\ MPa \leq \frac{0{,}8 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 13{,}33\ MPa$ →**Condition vérifiée**

➢ **Sens yy**

- $\sigma_{bc} = \frac{2 \times 283.205 \times 10^3}{1000 \times 0{,}9 \times 220} = 2.86\ MPa \leq \frac{0{,}8 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 13{,}33MPa$ →**Condition vérifiée**

Recommandations du RPA : Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,20%B dans les deux sens (horizontal et vertical.

$A \geq 0{,}002 \times b \times h = 0{,}002 \times 100 \times 25 = 5\ cm^2$.

- Les deux nappes sont reliées par quatre épingle /m^2 de HA 8.

conclusion générale

Ce projet de fin d'étude a été pour nous la première expérience qui nous a permis de mettre en évidence les connaissances acquises de notre cursus universitaire. En l'occurrence ; dimensionner, calculer, modéliser et vérifier les éléments de la structure, tout en respectant les différents règlements à savoir, DTR,BAEL et RPA.

Ce travail est le dernier relais entre la vie estudiantine et la vie professionnel. Il nous a permis de travailler en équipe et en collaborations avec nos camarades, chacun apportant un plus dans l'élaboration de ce projet. Grace à ce travail, on a appris la rigueur, mais surtout les responsabilités d'un ingénieur en Génie-Civil dans la sécurité d'un ouvrage.

Nous espérons que ce modeste travail, ayant été réalisé avec cœur et de notre mieux servira de référence pour les promotions à venir.

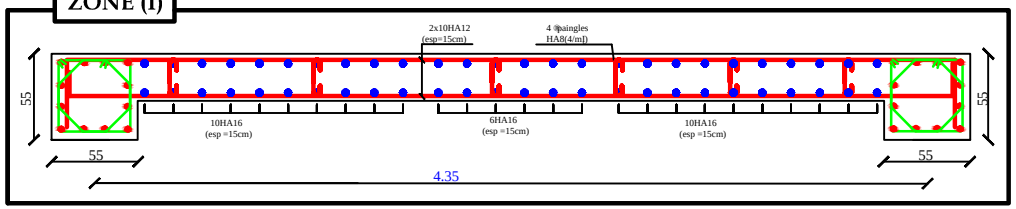
Bibliographie

- ✓ **BAEL91 :** Béton armé aux états limites.
- ✓ **RPA99VERSION2003 :** Règlement parasismique algériennes.
- ✓ **CBA 93:** Règles de conception et de calcul des structures en béton armé93.
- ✓ **DTR :** Document technique réglementaire**.**
- ✓ Béton arme BAEL91 modifie et DTU associes (Jean-Pierre MOUNGIN).
- ✓ Calcul des ouvrages en béton arme suivant le BAEL.83 (Pierre CHARON).
- ✓ Résistance des matériaux (S.P.TIMOCHEKO).
- ✓ Le béton arme aux états limites (M.BELAZOUGUI).

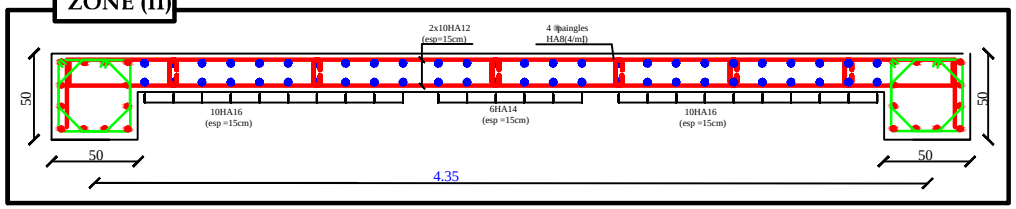
Voile Transversal :VT 01

-L=4.35m

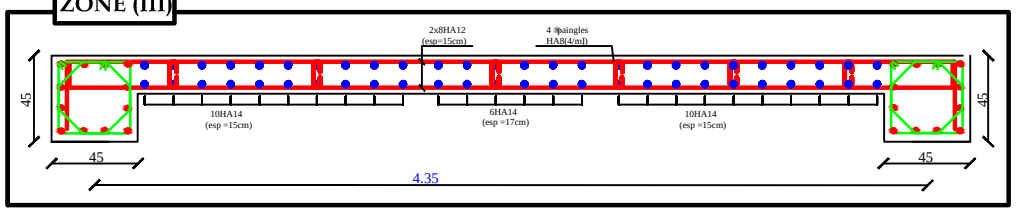
ZONE (I)



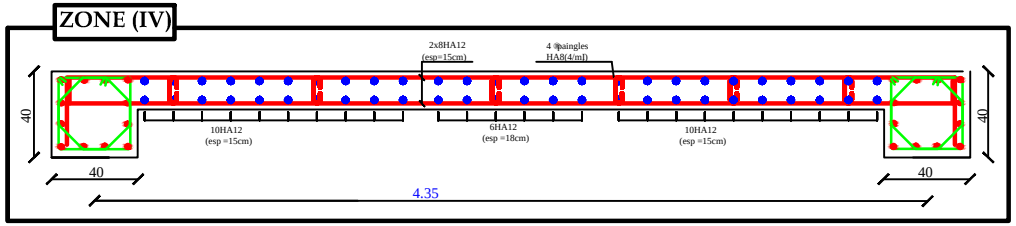
ZONE (II)



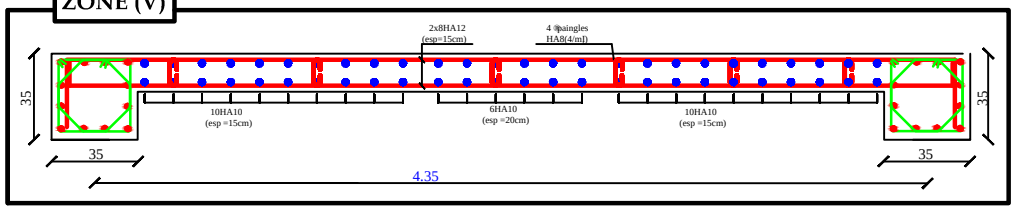
ZONE (III)



ZONE (IV)



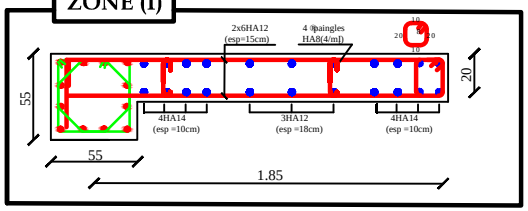
ZONE (V)



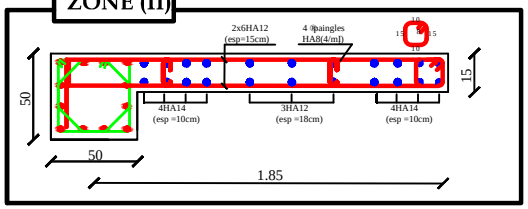
Voile Transversal :VT 02

-L=1.85m

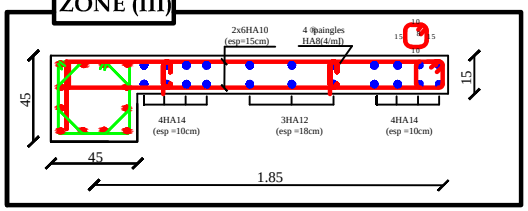
ZONE (I)



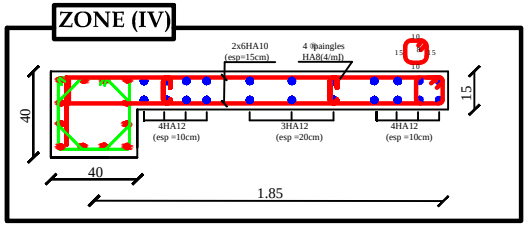
ZONE (II)



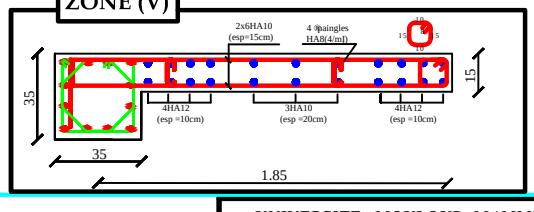
ZONE (III)



ZONE (IV)



ZONE (V)



FERRAILLAGE DES VOILES TRANSVERSAUX VT 01 et VT02

Pour les Zone (I) ; (II) ; (III) ; (IV) et (V)

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-Mr HARIDI khelifa

-Mr CHAKER lounis

Dirigé par :

-Mme HADDAD.k

Titre :

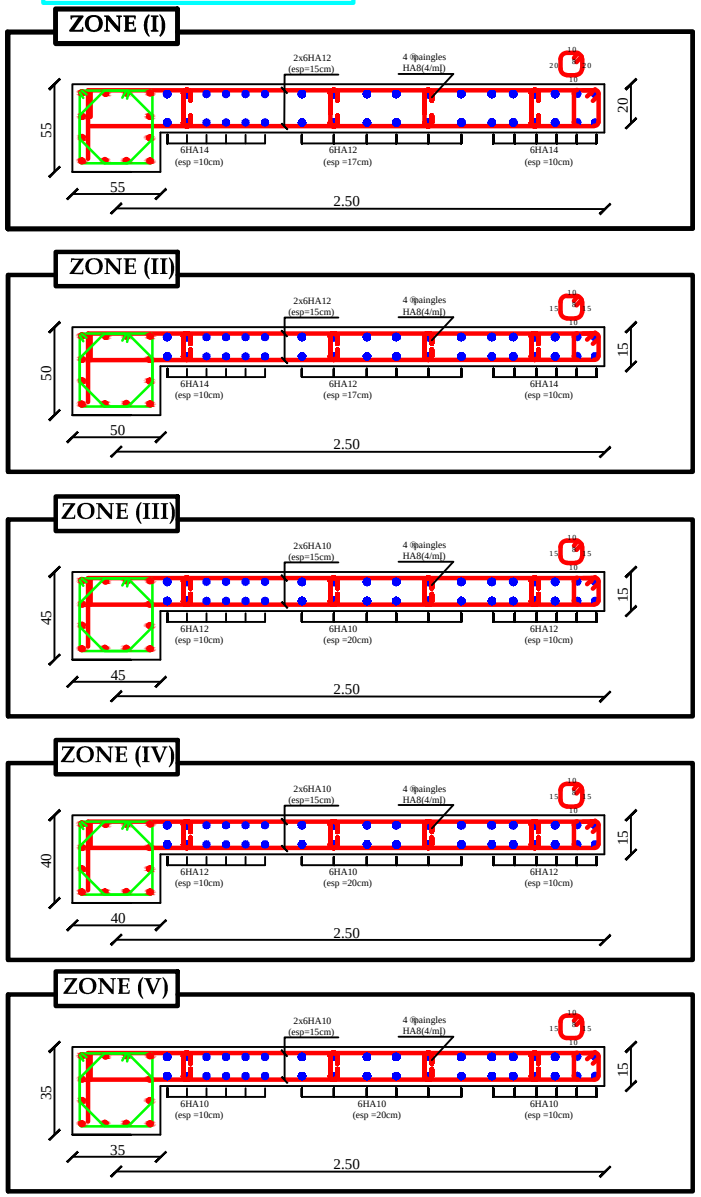
FERRAILLAGE DES VOILES TRANSVERSAL VT 01 et VT02

Plan N°: ***16***

Promotion: *2019-2020*

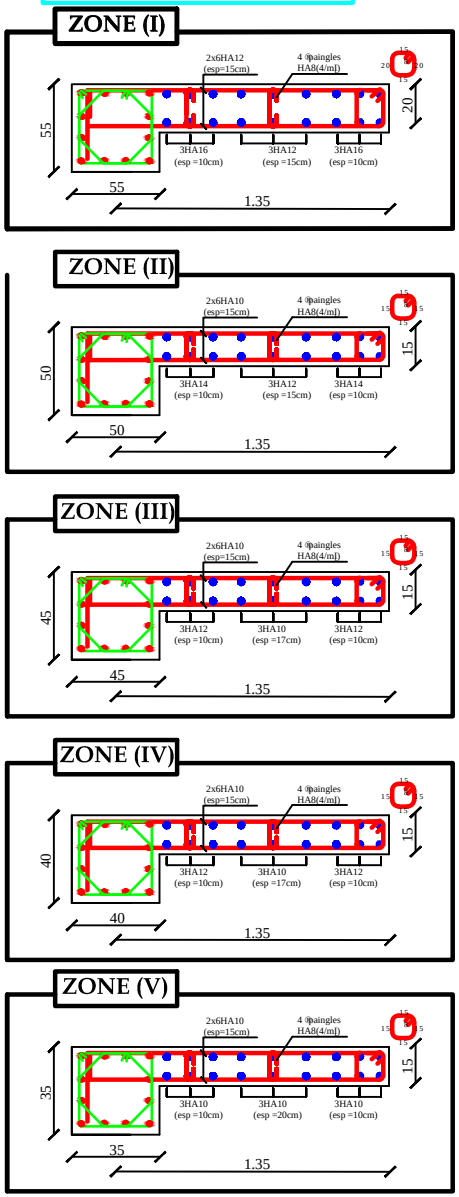
Voile Longitudinal:VL 01

-L=2.50m



Voile Longitudinal:VL 02

-L=1.35m



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Plan N°:16

Promotion: 2019-2020

Titre :

FERRAILLAGE DES VOILES LONGITUDINAUX VL 01 et VL 02

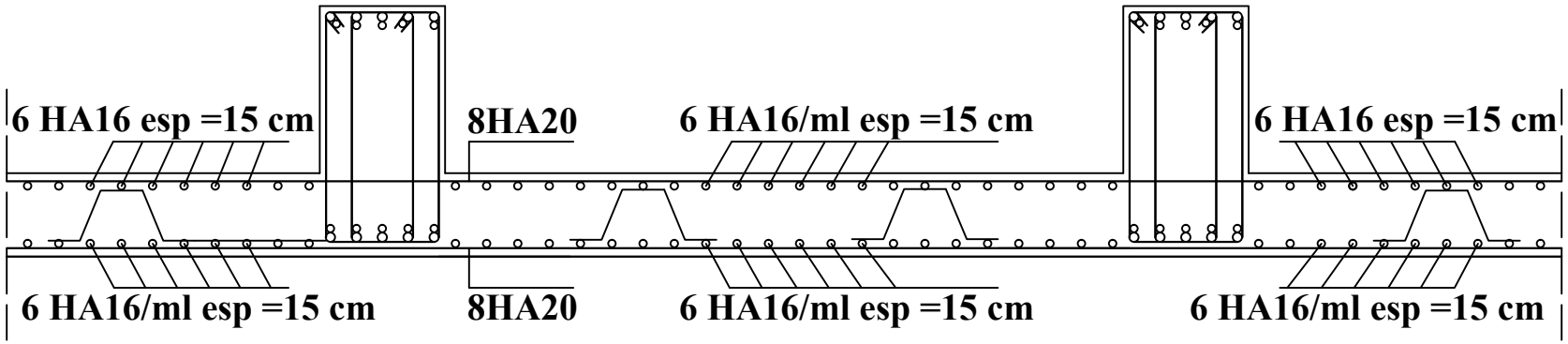
Etudié par :

-M^r HARIDJ khelifa

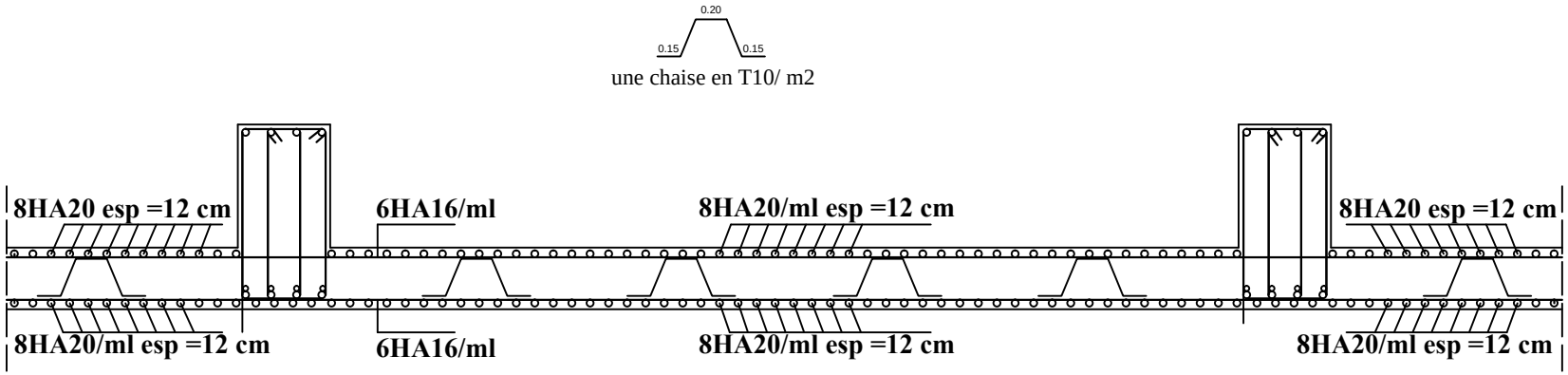
-M^r CHAKER lounis

Dirigé par :

-M^me HADDAD.k



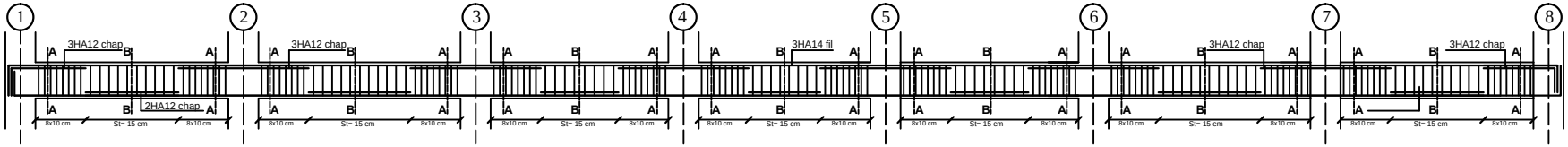
Ferraillage du radier général Sens x-x



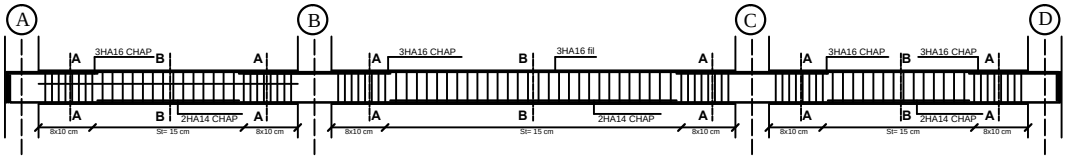
Ferraillage du radier général Sens y-y

FERRAILLAGE DES POUTRES

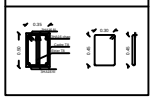
LES POUTRES SECONDAIRES



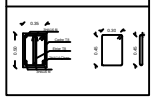
LES POUTRES PRINCIPALES



Coupe A-A



Coupe B-B



Coupe A-A



Coupe B-B



UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU

Faculté De Génie De La Construction Département de Génie Civil

Etudié par :

-M^r HARIDI Khelifa

-M^r CHAKER Lounis

Dirigé par :

-M^me HADDAD.K

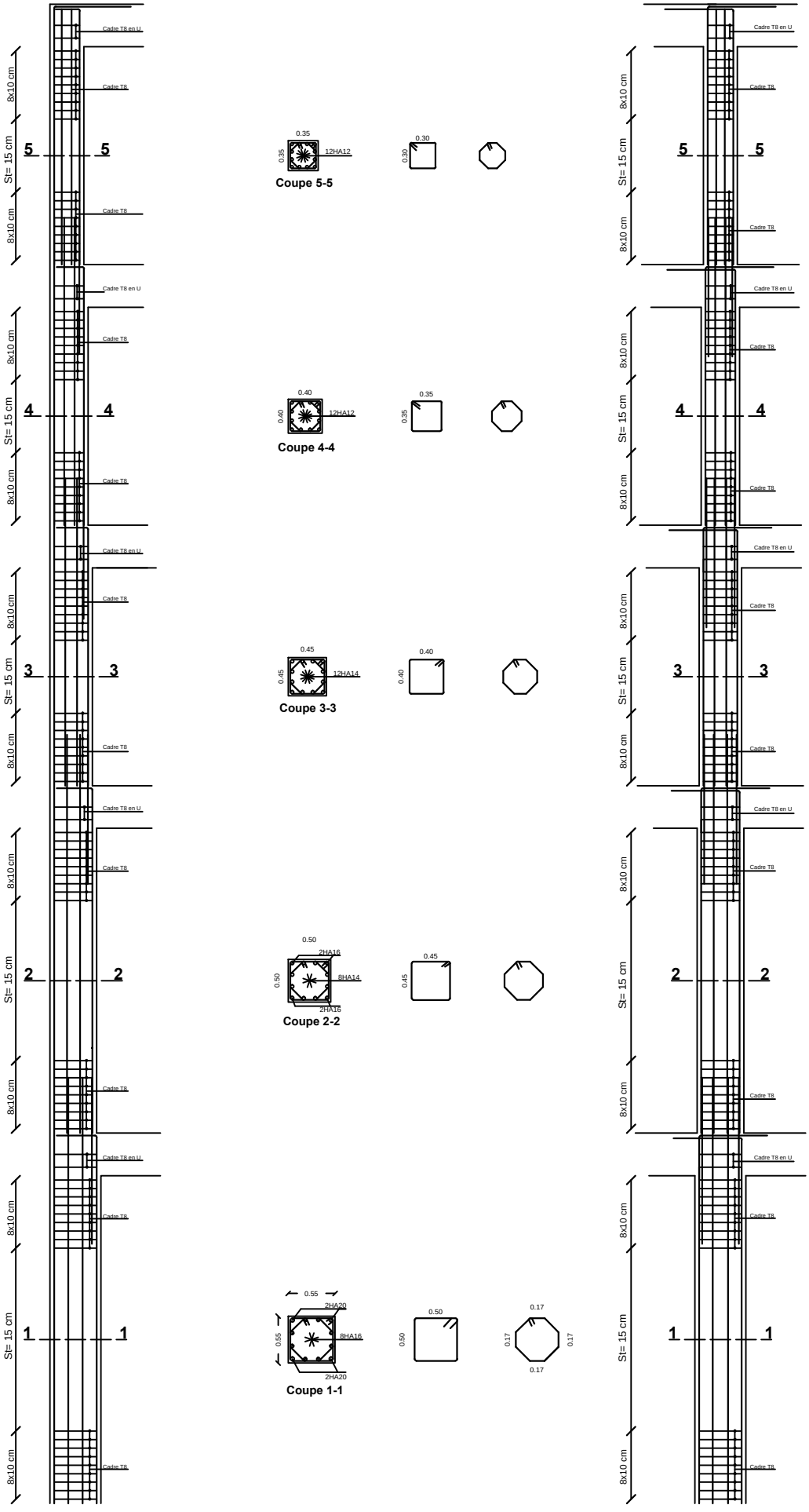
Titre :

FERRAILLAGE DES POUTRES

*Plan N°:**11***

Promotion:

2019-2020


Cadre T8 en U
Cadre T8
8x10 cm
St= 15 cm
5
5
4
4
3
3
2
2
1
1
0.35
0.35
12HA12
Coupe 5-5
0.30
0.30
0.40
0.40
12HA12
Coupe 4-4
0.35
0.35
0.45
0.45
12HA14
Coupe 3-3
0.40
0.40
0.50
2HA16
0.50
8HA14
2HA16
Coupe 2-2
0.45
0.45
0.55
2HA20
0.55
8HA16
2HA20
Coupe 1-1
0.50
0.50
0.17
0.17
0.17
0.17