REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : STRUCTURES

ETUDE D'UN BATIMENT (SS+RDC+9ETAGES) CONTREVENTE PAR DES VOILES

Présenté par

LARBI ZOUHIR

Proposé et Dirigé par

ZEMIRLINE SOULEF

Promotion Juin 2024

REMERCIMENT

Je remercie avant tout le dieu de m'avoir gardé en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude. Je remercie également ma famille pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que je termine mes études.

C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que je remercie notre promoteur Mme ZEMIRLINE SOULEF pour la sollicitude avec laquelle il a suivi et guidé ce travail.

Je remercie les membres de jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

J'adresse de chaleureux remerciements à tous les enseignants d'université Yahia Fares de Médéa.

LARBI ZOUHIR

Dédicace

Je dédie ce travail,

*A mon premier soutien dans la vie, dont je porte le nom avec fierté, qui m'a apporté tout le soutien matériel et moral, mon cher père (**Hamidou**).*

*A mon modèle et mentor, dont les prières ont été la raison de mon succès, ma mère gentille et affectueuse (**Fatima**).*

A ma grand mère Mbarka rabi yarhamha.

*A mes frère **Abd hak** et **Toufik** et ma petite sœur la dentiste **Rima**, et les oiseaux **Anis**, **Wassim** et **Serine**.*

A ma future femme Marwa Khadidja.

A toute la famille LARBI.

A toute mes amis et frères surtout (Moh Mir, Mostafa, Hamada, Zinou, Hocine, Attabi et tous SEEIB (M.2A.2K.2H.3I.S).

A tous mes enseignants d'université.

Que dieu les Gardes heureux pour toujours.

***Enfin,** à tous ceux que j'aime, et qui m'aiment.*

LARBI ZOUHIR

ملخص

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية ذات طابع سكني و تجاري تتألف من طابق ارضي + 9 طوابق + طابق تحت ارضي, يتم انجازها بولاية الجزائر المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم III حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل (RPA99V 2003) .

مقاومة و استقرار البناية لكل الحمولات العمودية و الأفقية مضمونة بواسطة العارضات ,الأعمدة و الجدران المشكلة من ما د ة الخرسانة المسلحة.

الدراسة الحركية تمت باستعمال برنامج ألي (SAP2000V21).

تم تحديد الأبعاد و تسليح كل العناصر المقاومة للبناية طبق المعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر (RPA 99 V 2003, BAEL 91 modifier99).

وفي الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية و هذا بحساب الأساسات.

الكلمات المفتاحية : الدراسة الزلزالي ,الأساس ,الخرسانة المسلحة , التسليح , الهياكل.

RESUME

Le but de cette étude est la conception d'une structure à usage d'habitation et commercial de R + 9 étages + un sous sol qui sera implanté dans la wilaya d'Alger, classé en zone III selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 v 2003).

La stabilité de l'ouvrage est assurée par les poutres, et les poteaux et les voiles.

L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel (SAP 2000v21).

Le calcul des dimensions et du ferraillage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueurs à savoir (BAEL91 modifier99, RPA99 v 2003).

En dernier lieu, nous avons étudié l'infrastructure en calculant les fondations.

Mot clés : structures ; ferraillage ;béton armé ;fondation ;étude sismique

summary

The aim of this study is the conception of an for dwelling and commercial of R + 9 stages + under ground which will be established in the wilaya of algiers, classified in zone III according to the Algerian payment parasismic (RPA 99 v 2003).

The stability of the work is ensured by the beams, and the columns and the walls. The study and the analysis of this plan had been established by software (SAP 2000v21).

The calculation of dimensions and the reinforcement of all the resistant elements are in conformity with the rules applicable in strengths to knowing (BAEL91 modifier99, RPA99 - V2003).

Finally, we have studied the infrastructure by calculating the foundations.

Keys words: structures; reinforcement; reinforced concrete; foundation; seismic study.

SOMMAIRE

Introduction générale.....01

Chapitre I : Descriptif de l'ouvrage

1. Introduction..... *02*
2. Présentation de l'ouvrage..... *02*
2.1 Caractéristiques Géométriques..... *02*
2.2 Ossature de l'ouvrage..... *02*
2.3 classification du bâtiment..... *02*
2.4 Planchers..... *03*
2.5 Escaliers..... *03*
2.6 Maçonnerie..... *03*
2.7 Ascensseur..... *03*
2.8 système de contreventement..... *03*
3. Caractéristiques mécaniques des matériaux..... *03*
3.1 Le Béton *04*
3.2 L'acier *07*
4. Hypothèses de calcul..... *09*

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments structuraux

1. Introduction..... *10*
2. Pré dimensionnement des plancher..... *10*
2.1 Plancher corps creux *10*
2.2 Dalle pleine *11*
3. Evaluation des charges et surcharges..... *11*
4. Pré dimensionnement des elements resistants *14*
4.1 Les portiques..... *14*
4.1.1 Pré dimensionnement des poutres *14*
4.1.2 Pré dimensionnement des poteaux *16*
5 calcule de voiles..... *29*

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

1. Acrotère *24*
1.1. Introduction *24*
1.2. Evaluation des charges *24*
1.3. Calcul des efforts *25*
1.4. Ferraillage de l'acrotère *25*
1.5. Vérification de la section d'acier *26*
1.6. Armatures de répartition *26*
1.7. Vérification à L'ELS *26*
1.8. vérification des contraintes *27*
1.9. vérification de l'effort tranchant *27*
2. Etude des planchers *28*
2.1. Introduction *28*
2.2. Plancher En corps creux *28*
3. Plancher en dalle pleine..... 39

4. Escaliers 43
4.1 introduction..... 43
4.2 Escalier model 01..... 43
4.3 Escalier model 02..... 51
4.3 Etude de la poutre palier..... 59
4.Balcons
4.1.Introduction 64
4.2.Evaluation des charges 65
4.3.Schéma statique 65
4.4.Combinaison des charges 65
4.5.Calcul des efforts internes 66
4.6.Calcul de ferraillage 67

Chapitre IV : Etude dynamique

1. Introduction..... 70
2. Etude dynamique 70
.2.1. Introduction..... … 70
2.2. Modélisation de la structure..... 70
2.A. Modélisation de la Rigidité 70
2.B. Modélisation de la Masse 70
2.C. Caractéristiques de la structure 71
2.D. Poids de la structure 71
3. Disposition des voiles 72
4. calcule dynamique 73
4.1. Choix de la méthode de calcul 73
4.2. Spectre de réponse 73
4.3 Résultante des forces sismiques de calcul..... 74
4.4 Vérification des déplacements latéraux inters étage 76
5. présentation des résultats..... 76

Chapitre V : Ferraillage des éléments résistants

1. Introduction 80
2. Ferraillage des poteaux 80
2.1.generalite 80
2.2.Combinaison d'action 80
.2.3.Recommandation selon *RPA 99 version 2003* 80
2.4 Choix des armatures..... 81
2.5 Vérification vis-à-vis de l'état limite de service..... 82
2.6 Vérification de l'effort tranchant..... 82
2.7.Longueur de recouvrement 83
3. Ferraillage des poutres 86
3.1.Generalite 86
3.2.selon *RPA 99 version 2003*..... 86
3.3. ferraillage 86
3.4.Choix des armatures 88
3.5.Condition de non fragilité 88
3.6.Vérification a l'E.L.S 89
3.7.Vérification de l'effort tranchant 89

4. Ferraillage des voiles *93*
4.1.Généralités *93*
4.2.méthode de calcule *93*

Chapitre VI : Calcul de l'infrastructure

1.1. Introduction..... *98*
2. choix de fondation..... *98*
2.1. Semelle isolée..... *98*
2.2. Semelle filante..... *99*
2.3. Radier générale..... *100*
2.3.A. Calcule de surface *101*
2.3.B. Pré dimensionnement du radier..... *103*
3. voile sous-sol *109*
3.1. Évaluation des charges *109*
3.2. Effort dans la dalle *110*
3.3. ferraillage *110*
3.4. Condition de non fragilité *110*
3.5. Vérification de l'effort tranchant *110*
3.6. Vérification à l'ELS *111*

Conclusion générale 112
Bibliographie
Annexe

LISTES DES FIGURES

Chapitre I : Descriptif de l'ouvrage

Figure I.1 : Diagramme contraintes-déformation à l'ELU
Figure I.2 : Diagramme contraintes-déformation à l'ELS
Figure I.3 : Diagramme contraintes-déformation de l'acier à l'ELU

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments structuraux

Figure II.1: plancher à corps creux
Figure II.2: Dimensions de poutre
Figure II.3: Section réduite du poteau
Figure II.4 : Schéma de voile

chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Figure III.1 : Acrotère
Figure III.2: ferraillage de l'acrotère
Figure III.3 : Poutrelle préfabriquée
Figure III.4:Disposition constructive des armatures des poutrelles
Figure III.5:Dimensions de l'escalier
Figure III.6 : Schéma statique de l'escalier model 01
Figure III.7 Schéma statique de l'escalier
Figure III.8 : Schéma statique de l'escalier model 02
Figure III.9 Schéma statique de l'escalier
Figure III.10 : Schéma statique de la poutre palière.
Figure III.11 : Dimensions du balcon
Figure III.12 : Schéma statique du balcon

Chapitre IV : Etude dynamique

Figure. IV.1 : disposition finale

Chapitre V : Ferraillage des éléments résistants

Figure V.1: Ferraillage des poteaux
Figure V.2: Ferraillage des poutres porteuses
Figure V.3: Ferraillage des poutres secondaires
Figure V.4: Disposition des voiles
Figure V.5: Ferraillages de voile 01

Chapitre VI : Calcul de l'infrastructure

Figure VI.1: Semelle isolée sous poteau
Figure.VI.2: Semelle filante
Figure.VI.3:Schéma statique du bâtiment
Figure.VI.4: Ferraillage des nervures sens porteur et sens non porteur

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Descriptif de l'ouvrage

Aucun

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments structuraux

Tableau II.1 : Dégression des surcharges.
Tableau II.2: Dégression des surcharges
Tableau II.3 : Choix des sections des poteaux rectangulaires (carre

chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Tableau III.1 : les efforts
Tableau III.2 : les charges et surcharges avant
Tableau III.3 : les charges et surcharges après
Tableau III.4 : les efforts internes model 01
Tableau III.5 : les efforts internes model 02
Tableau III.6 : les efforts internes 04 travées
Tableau III.7 : les efforts maximaux
Tableau III.8 : calcule de flèche
Tableau III.9 : calcule des moments.
Tableau III.10 : ferraillage de la dalle pleine
Tableau III.11 : vérification des contraintes à l'ELS
Tableau III.12 : combinaison des charges
Tableau.III.13 : Charge à l'ELU et à l'ELS
Tableau.III.14 : Tableau récapitulatif des moments
Tableau.III.15 : calcul du ferraillage
Tableau.III.16 : vérification des contraintes
Tableau.III.17 : Récapitulatif de Calcul
Tableau III.18 : Récapitulatif de la vérification des flèches
Tableau III.19 : Combinaison des charges
Tableau III.20 : Charge à l'ELU et à l'ELS
Tableau III.21 : Tableau récapitulatif des moments
Tableau III.22: calcul du ferraillage
Tableau.III.23 : vérification des contraintes
Tableau.III.24 : Récapitulatif de Calcul
Tableau III.25 : Récapitulatif de la vérification des flèches
Tableau.III.26 : calcul du ferraillage
Tableau III.27 : vérification à l'ELS
Tableau III.28 : Combinaison des charges
Tableau.III.29 : Calcul des efforts internes
Tableau.III.30 : Ferraillage du balcon
Tableau.III.31 : Vérification des contraintes du balcon

Chapitre IV : Etude dynamique

Tableau IV.1.Paramètres sismique
Tableau IV.2 Période et facteurs de participation massique de la disposition final
Tableau IV.03 Vérification des déplacements inter étages de la disposition finale

Chapitre V : Ferraillage des éléments résistants

Tableau V.1 : Ferraillages des poteaux situation accidentelle (N^{max},M^{corr}
Tableau V.2 : Ferraillages des poteaux situation accidentelle (M^{max},N^{corr})
Tableau V.3 : Ferraillages des poteaux situation accidentelle (N^{max},M^{corr})
Tableau V.4 : Ferraillages des poteaux situation accidentelle (M^{max},N^{corr})
Tableau V.5 : Ferraillages des poteaux situation accidentelle (N^{max},M^{corr})
Tableau V.6 : Ferraillages des poteaux situation accidentelle (M^{max},N^{corr})
Tableau V.7 : Choix des armatures des poteaux
Tableau V.8 : Vérification des contraintes pour les poteaux N^{ser}_{max} ; M^{ser}_{cor}
Tableau V.9: Vérification des contraintes pour les poteaux N^{ser}_{cor} ; M^{ser}_{max}
Tableau V.10: Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux
Tableau V11: Espacements maximales selon RPA99
Tableau V.12 : Choix des armatures transversales pour les poteaux
Tableau V.13 : Ferraillage des poutres porteuses (situation durable
Tableau V.14 : Ferraillage des poutres porteuses (situation accidentelle
Tableau V.15 : Ferraillage des poutres secondaires (situation durable
Tableau V.16: Ferraillage des poutres secondaires (situation accidentelle
Tableau V.17 : Choix des armatures pour les poutres porteuses
Tableau V.18 : Choix des armatures pour les poutres secondaires
Tableau V.19: Vérification de la condition de non fragilité
Tableau V.20 : Vérification des poutres principales 30X45 à l'ELS
Tableau V.21 : Vérification des poutres secondaires 30X40 à l'ELS
Tableau V.22 : Vérification de la contrainte de cisaillement
Tableau V.23 : Calcul des armatures transversales
Tableau V.24 : Calcul de σ_{ba} et σ_{bna}
Tableau V.24 : Vérification de la section d'armatures
Tableau V.24 : Calcul de σ_{ba} et σ_{bna}
Tableau V.25 : Calcul des armatures verticales des voiles 01
Tableau V.26 : Calcul des aciers horizontaux des voiles 01

Chapitre VI : Calcul de l'infrastructure

Tableau.VI.1. Sections des semelles filantes
Tableau.VI.2. Contraintes sous le radier à l'ELU
Tableau.VI.3. Contraintes sous le radier à l'ELS
Tableau.VI.4. Calcule des moments
Tableau.VI.5. Ferraillage des panneaux du radier
Tableau.VI.6. Vérification des contraintes
Tableau.VI.7. Ferraillage des nervures (sens porteur
Tableau.VI.8. Ferraillage des nervures (sens non porteur)
Tableau.VI.9. Vérification des contraintes
Tableau.VI.10. Ferraillage des nervures (sens porteur
Tableau.VI.11. Ferraillage des nervures (sens non porteur)
Tableau.VI.12. Vérification des contraintes
Tableau.VI.13 : Ferraillage du voile périphérique
Tableau.VI.14 : Vérification des contraintes à l'ELS

LISTE DES SYMBOLES

A	Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
A_s	Aire d'une section d'acier
A_t	Section d'armatures transversales
B	Aire D'une section de béton
D	Diamètre
E	Module d'élasticité longitudinale
E_b	Module de déformation longitudinale du béton
E_i	Module d'élasticité de l'acier
E_s	Module de déformation instantanée (E_{ij} à l'âge de j jours)
E_v	Module de déformation différé (E_{vj} à l'âge de j jours)
F	Force ou action en général
G	Action permanente, module d'élasticité transversale
Q	Charges d'exploitations
I	Moment d'inertie
K	Coefficient
L	Longueur ou portée,
L_f	Longueur de flambement
M	Moment fléchissant développé par les charges permanentes
M_G	Moment en général, moment de flexion le plus souvent
M_Q	Moment fléchissant développé par les charges d'exploitations
M_u	Moment de calcul ultime
M_{ser}	Moment de calcul de service
M_t	Moment en travée
M_a	Moment sur appuis
N	Effort normal
S_t	Espacement des armatures transversales
T	Effort Tranchant, période
V_0	Effort tranchant a la base
K_t	Facteur de terrain
Z_0	Paramètre de rugosité
Z_{min}	Hauteur Minimale
C_r	Coefficient de rugosité
C_t	Cohésion
C_d	Coefficient dynamique
C_e	Coefficient d'exposition
C_{pe}	Coefficient de pression extérieure
C_{pi}	Coefficient de pression intérieure
C_p	Coefficient de pression nette
R	Force résultante
F_{fr}	Force de frottement
C	Coefficient de topographie

C_c Coefficient de compression
C_s Coefficient de sur consolidation
D Fiche d'ancrage
W Teneur en eau, Poids total de la structure
W_{sat} Teneur en eau saturé
W_L Limite de liquidité
W_p Limite de plasticité

N_q, N_γ, N_c Facteurs de portance
S_r Degré de saturation
I_p Indice de plasticité
I_c Indice de consistance
S_c Tassement oedométrique
S_c^T Tassement total
S_c^{adm} Tassement admissible
E.L.U Etat limite ultime
E.L.S Etat limite service
a une dimension
b une dimension transversale (largeur ou épaisseur d'une section)
d distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus com
d' distance du barycentre des armatures comprimée à la fibre extrême la plus co
e épaisseur, Indice des vides
cg grosseur des granulats
f résistance d'un matériau (avec indice), flèche
f_e limite d'élasticité de l'acier
f_{cj} résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours
f_{tj} résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours
f_{c28}, f_{t28} grandeurs précédentes avec j =28 jours
h hauteur totale d'une section de béton armé
i rayon de giration d'une section
j nombre de jours
k coefficient en général
l longueur ou portée (on utilise aussi L)
n coefficient d'équivalence acier-béton
s espacement des armatures en générales
s_t espacement des armatures transversales
x coordonnée en général, abscisse en particulier
y coordonnée, parallèlement au plan moyen, à partir de l'axe central d'inertie
Profondeur de l'axe neutre
z coordonnée d'altitude
q_{dyn} pression dynamique
$q_{réf}$ pression dynamique de référence
q_j pression dû au vent
Ø diamètre des armatures, mode propre
γ_s coefficient de sécurité dans l'acier
γ_b coefficient de sécurité dans le béton
ε déformation relative
ε_{bc} raccourcissement relatif du béton comprimé
ε_s allongement relatif de l'acier tendu

ε'_s raccourcissement relatif de l'acier comprimé
η coefficient de fissuration relatif à une armature
ν coefficient de poisson, coefficient sans dimension
ρ rapport de deux dimensions en particulière l'aire d'acier à l'aire de béton
σ contrainte normale en général
λ Élancement
τ contrainte tangente (de cisaillement)
σ_{bc} contrainte de compression,
σ_{ts} et σ_{sc} contrainte de traction, de compression dans l'acier, également notées σ_s ,σ'_s
φ Angle de frottement,
σ_c Contrainte de consolidation
$\overline{\sigma}_s$ Contrainte de traction admissible de l'acier
$\overline{\sigma}_{bc}$ Contrainte de compression admissible du béton
β Coefficient de pondération
σ_{sol} Contrainte du sol
σ_m Contrainte moyenne

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Le projet de fin d'études représente la dernière phase de notre cycle de formation au sein de l'université de MEDEA, il consiste à appliquer l'ensemble des connaissances acquises tout le long de notre parcours sur un projet réel du domaine de Génie Civil.

Pour cela nous avons choisi d'effectuer notre projet suivant les propositions faites par le bureau d'étude interne de l'entreprise « GCES ».

La proposition est particulièrement bien adaptée à l'élaboration d'un projet de fin d'études, En effet, il s'agit d'un sujet permettant d'associer le dimensionnement et le calcul d'exécution.

Le thème à traiter est la conception et l'étude d'un bâtiment SS+ RDC +9 étages.

Durant l'étude de ce projet on a obtenu des informations importantes à la vie pratique qui nous ont enrichis et permis d'acquérir de l'expérience dans ce domaine, surtout de joindre la partie théorique apprise durant notre formation universitaire à la partie pratique appliquée.

L'étude de ce projet sera menée selon le plan de travail suivant :

-Le premier chapitre comporte une présentation de l'ouvrage et ses dimensions.

-Le deuxième chapitre traite le calcul du pré dimensionnement des différents éléments porteurs à savoir : les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles.

-Le calcul des éléments secondaires et les vérifications relatives nécessaires sont présentés au troisième chapitre.

-Le quatrième chapitre est axé sur l'étude dynamique de la structure par la méthode spectrale moyennant le logiciel de calcul des structures « SAP2000 V21». Nous présentons d'abord les différentes caractéristiques géométriques et dynamiques de la structure qui interviennent dans la réponse sismique.

-Les résultats ainsi obtenus (efforts maximums) servent au calcul du ferraillage des éléments résistants (portiques et voiles). Ce dernier fait l'objectif du cinquième chapitre.

-Finalement, le calcul de l'infrastructure se fait au sixième chapitre conformément au règlementation en vigueur.

CHAPITRE I

Descriptif de l'ouvrage

1. INTRODUCTION

Ce projet est une étude d'un bâtiment SS+RDC+R+9. Ce projet sera implanté à la wilaya de **Alger dans la ville de sidi abdellah Q20 Site 01** qui est une ville nouvelle dans la banlieue sud-ouest d'Alger, elle est implantée sur les territoires de quatre communes : Douera, Mahelma, Rahmania et Zéralda .le site est classée comme zone de forte sismicité (***Zone III***) selon ***RPA 99 version 2003***.

2. PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE

L'objet de notre projet est l'étude des éléments résistants d'un bâtiment constitué d'un seul bloc de forme irrégulière en plan.

Le bâtiment se compose d'un sous sol, Un réez de chausse commercial et des étages d'habitation .

2.1. CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES

Dimensions en plan	*Dimensions en élévation*
Longueur en plan (*Θü,üü m)*	Hauteur du bâtiment (*Θü,üü m)*
Largeur en plan (*Θü,üü m)*	Hauteur du SS (*Θü,üü m)*
	Hauteur du RDC (*Θü,üü m)*
	Hauteur d'étage (*Θü,üü m)*

2.2. OSSATURE

Le bâtiment est constitué par des portiques auto stables en béton armé et des voiles suivant les deux sens.

Le système de contreventement du bâtiment est donc un système de « contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques » (type 4a).

2.3. CLASSIFICATION DU BÂTIMENT

Le bâtiment est à usage d'habitation dont la hauteur ne dépasse pas *48 m*. donc classé dans le « ***groupe 2*** »**,**

2.4. PLANCHER

Les planchers étant considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure.

Notre bâtiment comporte deux types de planchers.

- Plancher en corps creux (pour les étages courants)
- Plancher dalle pleine (pour le réez de chaussée)

2.5. ESCALIER

La bâtiment à une seule cage d'escalier de deux volées et un palier.

2.6. MAÇONNERIE

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuse:

- Murs extérieurs constitués d'une double paroi en briques (*10 cm* et *15 cm* d'épaisseur) séparées par une l âme d'air de *5 cm* d'épaisseur ;
- Murs intérieurs constitué par une seule paroi de briques de *10 cm* d'épaisseur ;

2.7.Ascenseur :

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

2.8.Système de contreventement :

Notre bâtiment comporte une hauteur dépassant les 11 m, alors le règlement parasismique algérien (RPA99V2003) préconise un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques

3. CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUE DES MATÉRIAUX

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé **(*BAEL91mod99)*** et tous les règlements applicables en Algérie **(*RPA 99 version 2003*** et ***CBA93*)**.

3.1. BÉTON

a. <u>Composition du béton :</u>

Le béton est un matériau constitué par le mélange dans des proportions convenables, de ciment, de granulats (graviers, sable) et d'eau.

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à savoir :

1. une résistance mécanique élevée.
2. un retrait minimum.
3. une bonne tenue dans le temps.

b. Résistance du béton :

b.1. Résistance du béton à la compression:

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à *«J»* jours, généralement à *28* jours. Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques de *200,96 cm²* de section et de *32 cm* de hauteur.

$$j \leq 28\,jours \rightarrow f_{cj} = 0{,}685\, f_{c28} \log(j+1)$$

$$j = 28\,jours \rightarrow f_{cj} = f_{c28}$$

$$j \succ 28\,jours \rightarrow f_{cj} = 1{,}1\, f_{c28}$$

Pour notre étude on a : $f_{c28} = 25\ MPa$

b.2. Résistance du béton à la traction :

La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais ; parmi ces essais on peut citer :

1. Traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction.
2. Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).
3. Traction – flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de coté « *a* » et de longueur « *4a* » reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion

La résistance à la traction est notée par « f_{tj} », elle est définie par la relation :

$$f_{tj} = 0{,}6 + 0{,}06\, f_{cj} \qquad (MPa)$$

$f_{c28} = 25\ MPa$, on trouve $f_{tj} = 2{,}1\ MPa$

c. Module de déformation longitudinale :

Ce module est connu sous le nom de module de « *Young* ou *module de déformation longitudinal* », il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application.

c.1. Module d'élasticité instantané « E_{ij} » :

Il est mesuré à partir de la courbe (σ - ξ) d'un teste de courte durée ,il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel

$$E_{ij} = 11000\left(f_{cj}\right)^{1/3} \qquad (f_{cj}; E_{ij} : en\ MPa)$$

c.2. Module d'élasticité différé «E_{vj}» :

Il est mesuré à partir de la courbe (σ - ξ) d'un teste de longue durée, il représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire

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

Pour notre cas: $f_{cj} = f_{c28} = 25MPa \rightarrow \begin{cases} E_{ij} = 32164{,}20MPa \\ E_{vj} = 10721{,}40MPa \end{cases}$

d. Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\Delta L}{L}$$

- **E.L.U :**

  $\nu = 0{,}0$ calcul des sollicitations (béton fissuré)

- **E.L.S :**

  $\nu = 0{,}2$ calcul des déformations (béton non fissuré)

e. Poids volumique :

On adopte la valeur $\rho = 25\ kN/m^3$

f. Les contraintes limites de calcul :

f.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U):

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de la quelle il y a ruine de l'ouvrage.

$$f_{bu} = \frac{0{,}85\ f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité.

Tel que :

$\gamma_b = 1{,}5$ cas des situations durables ou transitoires……. f_{bu} = *14,17 MPa*

$\gamma_b = 1{,}15$ cas des situations accidentelles……..... f_{bu} = *18,48 MPa*

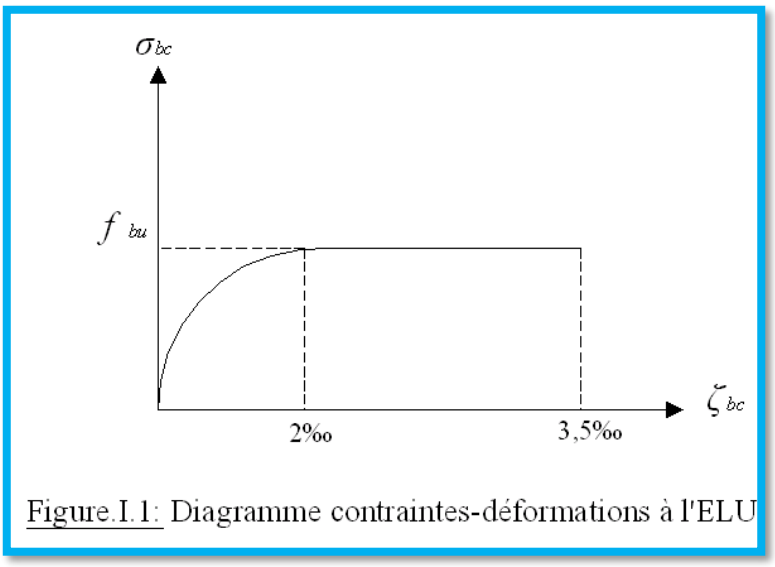


Figure.I.1: Diagramme contraintes-déformations à l'ELU

f.2. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S):

L'état limite de service est un état de chargement au-delà du quel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service est donnée par : $\sigma_{bc} = 0{,}6\, f_{c28}$

f_{c28} =25 MPa on trouve : $\sigma_{bc} = 15MPa$

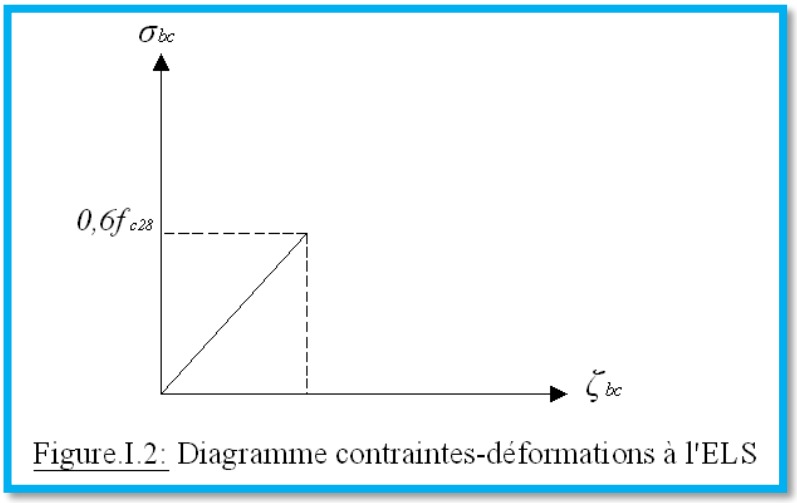


Figure.I.2: Diagramme contraintes-déformations à l'ELS

3.2. ACIERS

A fin de remédier au problème de non résistance du béton à la traction, on intègre dans les pièces de béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont :

- Ronds lisses (∅) : *FeE24*
- Barres à haute adhérences (HA) : *FeE40*
- Treillis soudés (TS) : *TLE52 ∅=6 mm* pour les dalles.

a. <u>Les limites élastiques :</u>

- Les ronds lisses (R.L): *FeE24 (f_e=235 MPa)*
- Barres à haute adhérence (HA) : f_e =400 MPa.
- Treillis soudés (TS) : f_e= 520MPa.

b. <u>Module d'élasticité des aciers :</u>

Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale. Les expériences ont montré que sa valeur est fixée quelque soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 2{,}1.10^5 \text{ MPa}$$

c. <u>Les contraintes limites de calcul :</u>

c.1. <u>Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U):</u>

On adopte le diagramme contrainte- déformation suivant:

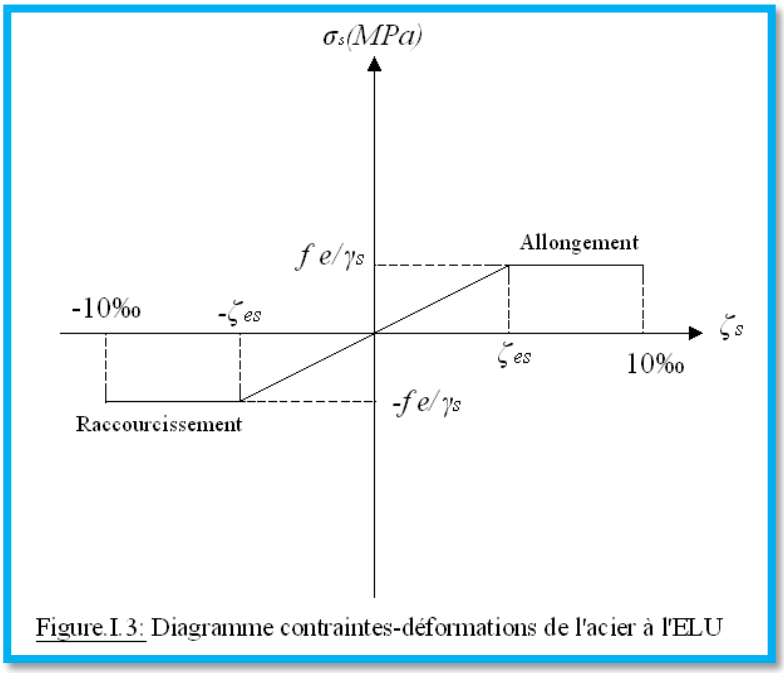


Figure.I.3: Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU

f_e **:** Contrainte limite élastique.

ξ_s **:** Déformation (allongement) relative de l'acier $\rightarrow \zeta_s = \dfrac{\Delta L}{L}$

$$\xi_{es} = \frac{fe}{E_s \gamma_s}$$

σ_s : Contrainte de l'acier. : $\sigma_s = \dfrac{f_e}{\gamma_s}$

γ_s: Coefficient de sécurité de l'acier.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1{,}15 & \textit{Cas des situations durables ou transitoires} \\ 1{,}00 & \textit{Cas des situations accidentelles} \end{cases}$$

Pour les aciers *FeE400* on a : $\zeta_{es} = \dfrac{400}{1{,}15x2{,}1.10^5} = 1{,}74\,‰$

c.2. <u>Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S):</u>

C'est l'état où on fait les vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriées :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable: $\sigma_s = \min\left(\dfrac{2}{3} f_e ; 150\eta\right)$ (MPa)
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min\left(\dfrac{1}{2} f_e ; 110\eta\right)$ (MPa)

η : Coefficient de fissuration

η *=1,00* pour les aciers ronds lisse.

η *=1,60* pour les aciers à haute adhérence.

d. <u>Le coefficient d'équivalence :</u>

Le coefficient d'équivalence noté « n » est le rapport de : $\dfrac{E_s}{E_b} = 15$

n : Coefficient d'équivalence.

E_s : Module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation du béton.

4. HYPOTHESES DE CALCUL

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes:

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à *3,5 ‰* en flexion simple ou composée et à *2‰* dans la compression simple
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à *10‰*.
- La contrainte de calcul, notée « σ_s » et qui est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

  est égale a *:*

  ♦ rond lisse $\begin{cases} \sigma_s = 204{,}34MPa & Situation\,durable \\ \sigma_s = 235MPa & Situation\,accidentelle \end{cases}$

  ♦ haute adhérence $\begin{cases} \sigma_s = 348MPa & Situation\,durable \\ \sigma_s = 400MPa & Situation\,accidentelle \end{cases}$

- Allongement de rupture : $\zeta_s = 10\%$

CHAPITRE II

Pré-dimensionnement des éléments structuraux

1. INTRODUCTION

Le pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres et voiles) d'une structure est une étape importante dans un projet de génie civil. En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage ; le pré dimensionnement de ces éléments est présenté dans les paragraphes subséquents. Pour cela on utilise des règlements en vigueur, notamment le « RPA99 version 2003 » et CBA93.

2. PRÉDIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions en plan.

Dans notre structure on a deux types de planchers : a dalle pleine et a corps creux.

2.1.*Plancher en corps creux*

Ces planchers sont constitués des poutrelles préfabriquées associées aux corps creux. Pour le Pré dimensionnement de la hauteur des poutrelles en utilisera la formule empirique suivante :

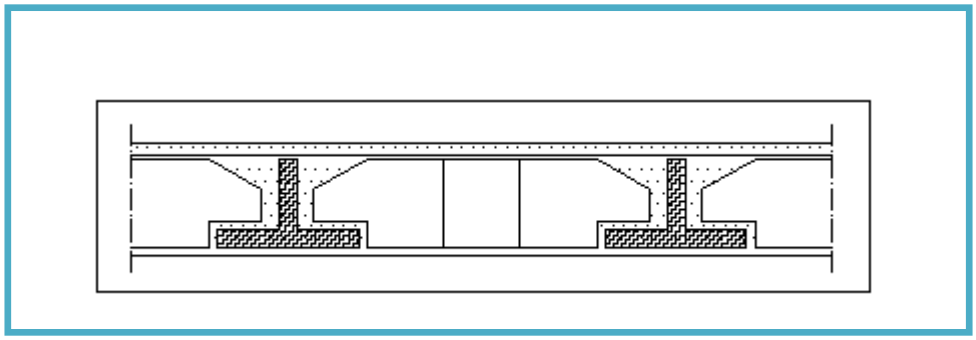


Figure. II.1 : plancher en corps creux

$$\frac{L}{25} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

Avec

e : Epaisseur de la dalle de compression + corps creux.

L : La distance maximale entre un des appuis du PS

L_{MAX} =5,20 m

On prend **: (20) cm**.

2.2.Plancher en dalle pleine :

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent beaucoup plus des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions ci-après :

a) Résistance au feu :

e=7,0cm …….. pour une heure de coupe de feu

e=11cm…… pour deux heures de coupe de feu

D'où : e = 11cm.

b) Isolation phonique :

Pour assurer une isolation phonique minimale, l'épaisseur de plancher doit être supérieure ou égale à 15 cm ; on adopte une épaisseur de : e=15cm.

c) Résistance a la flexion :

Les conditions qui doivent vérifiées selon le nombre des appuis sont les suivantes :

- Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$

L_x étant la plus petite portée de panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable)

Dans notre cas les dalles reposant sur quatre appuis ont une portée L_x=4,55 m

On aura donc : $\frac{455}{50} \leq e \leq \frac{455}{40}$ [cm].

Soit : $9{,}10 \leq e \leq 11{,}375$ [cm] Donc, on prend : e=10 cm.

Finalement, l'épaisseur à retenir doit être : e=max (11 ; 15 ; 10) Donc **: e=15 cm.**

3. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

Cette étape consiste à évaluer et à déterminer les charges et les surcharges qui influent directement sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

3.1. PLANCHER TERRASSE

a. Charges permanentes

1-Protection gravillons . . . . . 5 cm × 20 kN/m^3 = 1 kN/m^2

2- Etanchéité multicouches . . . . . 2 cm × 06 kN/m^3 = 0.12 kN/m^2

3- Papier kraft . . . . . 0,01 kN/m^2

4- Forme de pente (1,5 %) . . . . . 10 cm × 22 kN/m^3 = 2.20 kN/m^2

5- Polyane. . . . . 0.01 kN/m^2

6- Isolation thermique. . . . . .4 cm × 0.4 kN/m^3= 0.16 kN/m^2

7- Ecran pare vapeur. (Feutre bitumé) . . . . . 0.22 kN/m^2

8- Dalle à corps creux (16+5). . . . . 2.85 kN/m^2

9- Enduit en plâtre. . . . . 2 cm × 10 kN/m^3 = 0.20 kN/m^2

G =6,60 kN/m²

b. Charge d'exploitation

On a une terrasse inaccessible donc :

Q=1,00kN/m²

3.2. PLANCHER ETAGE COURANT

a. Charges permanentes

1- Carrelage . . . . . 2cm × 22 = 0.44 kN/m^2

2- Mortier de pose . . . . . 2cm × 20 = 0.40 kN/m^2

3- Lit de sable . . . . . .2cm × 18 = 0.36 kN/m^2

4- plancher à corps creux (16 + 5) . . . . . = 2.85 kN/m^2

5- Enduit en plâtre . . . . . 2cm × 10 = 0.20 kN/m^2

6- Cloisons internes . . . . . 10 cm × 9 = 0.90 kN/m^2

G = 5.15kN/m²

b. Charge d'exploitation

On a un usage d'habitation donc :

Q=1,50kN/m²

3.3. Plancher RDC :

a. Charges permanentes

1- Carrelage *(e=2cm)*……..*0,50kN/m²*
2- Mortier de pose *(e=2cm ; ρ=20kN/m³)*…….*0,40kN/m²*
3- Lit de sable *(e=3cm ; ρ=18kN/m³)*…….....*0,54kN/m²*
4- Dalle pleine (16 cm) ……..*4,0 kN/m²*
5- Enduit en plâtre *(e=2cm ; ρ=10kN/m³)*……....*0,20kN/m²*
6- Cloisons légères *(e=10cm)*……*1, 00kN/m²*

$G = 6,64$ kN/m²

b. Charge d'exploitation :

On a un usage commercial donc :

Q = 5,00 kN /m²

3.4. sous sol :

On a un usage de stockage donc :

G =6,64 kN /m² Q = 3,50 kN /m²

3.5. MAÇONNERIE

- ***Murs extérieurs***

1- Enduit en ciment (e=2cm ; ρ=18kN/m3)……..0,36kN/m²
2- Brique creuse (e=15cm ; ρ=9kN/m3)……..……...1,35kN/m²
3- Ame d'air (e=5cm)…… …….....0,00kN/m²
4- Brique creuse (e=10cm)…….0,90 kN/m²
5- Enduit en plâtre (e=2cm ; ρ=10kN/m3)……0,20 kN/m²

G=2,81 kN/m²

3.6. BALCONS

a. Charges permanentes

1- Carrelage *(e=2cm)*……*0,50* kN/m²
2- Mortier de pose (e=2cm ; ρ=20kN/m3)…….. 0,40 kN/m²
3- Lit de sable (e=3cm ; ρ=18kN/m3)…….....0,54 kN/m²
4- Dalle pleine (e=15cm)……..……...3,75 kN/m²
5- Enduit en ciment (e=2cm ; ρ=18kN/m3)…….... 0,36 kN/m²

G=5,55kN/m²

b. Surcharge d'exploitation

$Q=3,50kN/m^2$

4. PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS RESISTANTS

4.1. LES PORTIQUES

Le système des portiques est constitué des éléments horizontaux (les poutres) et des éléments verticaux (les poteaux).

4.1.1. LES POUTRES

Le pré dimensionnement des poutres se fait en deux étapes la première consiste a faire le choix des sections des poutres selon les formules empiriques données par le « BAEL 91 modifié 99 » et la deuxième de faire la vérification selon « RPA 99 V 2003 »

a. Poutres principales dite porteuses

Les poutres selon RPA 99V2003doivent respecter les dimensions ci-après :

1- $b \geq 20$ cm. 2- $h \geq 30$ cm. 3- $h/b \leq 4,0$.

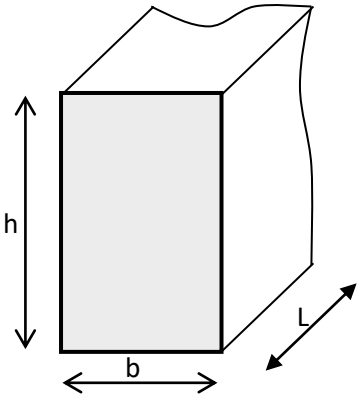


Figure II 2 : Dimensions de poutre

- ***D'après le « BAEL 91 modifié 99»***

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$
$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

Avec :

L : La portée maximale de la poutre.

h: La hauteur de la section.

b: La largeur de la section.

- ***Pour la hauteur***

Le pré dimensionnement des poutres se fait suivant la longueur la plus défavorable.

On a la portée maximale de la poutre égale : L=5,20 m

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 34,67cm \leq h \leq 52,00cm$ Donc on prend : ***h=45cm***

- ***Pour la largeur***

$h = 45cm : 0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 13,5cm \leq b \leq 31,5cm$ Donc on prend : ***b=30cm***

- ***D'après « RPA 99V 2003»***

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\begin{cases} b \geq 20cm \Rightarrow b = 30cm > 20cm.... \\ h \geq 30cm \Rightarrow h = 45cm > 30cm. \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1{,}5 < 4 \end{cases}$$

Donc les 03 conditions sont vérifiées

- La Condition de rigidité doit vérifier que : $\left(\frac{h}{L}\right) > \left(\frac{1}{16}\right)$

$$\frac{45}{520} = 0{,}0865 > 0{,}0625$$ Donc la condition est vérifiée.

b. Poutres secondaires dite non porteuses

- ***D'après le « BAEL 91 modifié 99»***

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

$* 0{,}3h \leq b \leq 0{,}7h$

- ***Pour la hauteur***

On a : ***L=4.55m***

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 30{,}33cm \leq h \leq 45{,}5cm$ Donc on prend : ***h=35cm***

- ***Pour la largeur***

$h = 35cm : 0{,}3h \leq b \leq 0{,}7h \Rightarrow 10{,}5cm \leq b \leq 24{,}5cm$ Donc on prend : ***b=30cm***

- ***D'après « RPA 99 V2003»***

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\begin{cases} b \geq 20cm \Rightarrow b = 25cm \geq 20cm.. \\ h \geq 30cm \Rightarrow h = 35cm \geq 30cm. \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{35}{25} = 1{,}40 < 4 \end{cases}$$

Donc les 03 conditions sont vérifiées

- La Condition de rigidité doit vérifier que : $\left(\frac{h}{L}\right) > \left(\frac{1}{16}\right)$

$$\frac{35}{455} = 0{,}0769 > 0{,}0625$$ Donc la condition est vérifiée.

On récapitule :

Après vérification des conditions on a choisir d'opter pour les dimensions suivantes	
Poutres principales	***Poutres secondaire***
- **b = 30 cm²** - **h = 45 cm²**	- **b = 30 cm²** - **h = 35 cm²**

4.1.2. LES POTEAUX

a. Principe

Les poteaux sont près dimensionnés en compression simple sous l'effet de l'effort normale ultime choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle.

Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge.

b. Etapes de pré dimensionnement

- Choisir le poteau le plus sollicite
- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau ;
- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau ;
- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposée par le « **RPA99 version 2003** » **[1]** .
- Vérifier la section à ELS.

Loi de dégression

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

Q : Charge d'exploitation

$Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + ... + Q_n)$ Donnée par « **BAEL 91 modifié 99** »

Avec

n : nombre d'étage.

Q_0 : la structure d'exploitation sur la terrasse.

Q_1 , Q_2 ,……, Q_n : les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

Tableau. II.1 : Dégression des surcharges

Niveaux des planchers	*Surcharge*	*∑ surcharge*	*∑ surcharge (kN/m²)*
T	Q_0	$\sum_0=Q_0$	**1,0**
P9	Q_1	$\sum_1=Q_0+(Q_{EC+}\ Q_{BAL})$	**6,0**
P8	Q_2	$\sum_2=Q_1+0,95\ (Q_{EC+}\ Q_{BAL})$	**10,75**
P7	Q_3	$\sum_3=Q_2+0,90\ (Q_{EC+}\ Q_{BAL})$	**15,25**
P6	Q_4	$\sum_4=Q_3+0,85\ (Q_{EC+}\ Q_{BAL})$	**19,50**
P5	Q_5	$\sum_5=Q_4+0,8\ (Q_{EC+}\ Q_{BAL})$	**23,50**
P4	Q_6	$\sum_6=Q_5+0,75\ (Q_{EC+}\ Q_{BAL})$	**27,25**
P3	Q_7	$\sum_7=Q_6+0,714\ (Q_{EC+}\ Q_{BAL})$	**30,82**
P2	Q_8	$\sum_8=Q_7+0,69\ (Q_{EC+}\ Q_{BAL})$	**34,27**
P1	Q_9	$\sum_9=Q_8+0,67\ (Q_{EC+}\ Q_{BAL})$	**37,62**
RDC	Q_{10}	$\sum_{10}=Q_9+0,65\ Q_{RDC}$	**40,87**
S.Sol	Q_{11}	$\sum_{11}=Q_{10}+0,63\ Q_{SSOL}$	**43,07**

c. Dimensionnement des poteaux

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$N_u = \alpha\left[\frac{Br.f_{c28}}{0,9\gamma_b}+\frac{A_s\ fe}{\gamma_s}\right].....(1)$$

avec

* N_u : effort normal ultime (compression) $=1,35G+1,5Q$;

* α : coefficient réducteur tenant compte de la stabilité $(\alpha = f(\lambda))$;

λ: élancement d'EULER $\left(\lambda = \frac{l_f}{i}\right)$;

l_f: longueur de flambement ;

i : rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}}\right)$;

I : moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement $\left(I = \frac{bh^3}{12}\right)$;

* *B* : surface de la section du béton *(B=a x b)* ;

* γ_b : coefficient de sécurité pour le béton *(γ_b=1,50)*……..situation durable ;

* γ_s : coefficient de sécurité pour l'acier *(γ_s=1,15)*…….situation durable ;

* *fe* : limite élastique de l'acier *(fe=400MPa)* ;

* f_{c28} : contrainte caractéristique du béton à 28 jours *(f_{c28}=25MPa)* ;

* A_s : section d'acier comprimée ;

* *Br* : section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle *1cm* d'épaisseur sur toute sa périphérie *(Br= (a-0,02) (b-0,02)) [m^2]*.

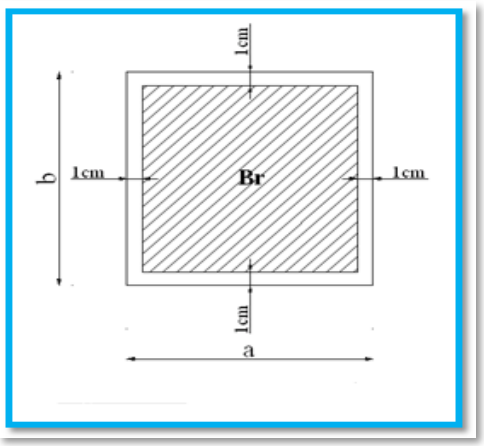


Figure II 3 : Section reduite du poteau

- **Selon le " *BAEL 91 modifié 99* "**

$0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$ On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que : $\frac{A_s}{B} = 1\%$

$$\bullet\ \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{si} \quad \lambda = 50$$

$$\bullet\ \alpha = 0,6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{si} \quad 50 < \lambda < 100$$

Pour les poteaux carrés, il est préférable de prendre $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

On tire de l'équation (1) la valeur de *Br* :

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha\left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s}{B}\frac{fe}{\gamma_s}\right)} = 0,066N_u$$

e. Le minimum requis par « *RPA99 V 2003* »

Pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum :

$$\text{Min}(a;b) \geq 30\text{cm}$$

$$\text{Min}(a;b) > \frac{h_e}{20}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4$$

Avec *(a ; b)* : dimensions de la section. Et h_e : hauteur d'étage.

On opte pour des poteaux de section carrée *(a=b)*.

f. Vérification à l'ELS

Vérifier la section à l'ELS, selon la formule :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + \eta A_s} \leq 0{,}6 f_{c28} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (2)$$

Avec

N_{ser} : effort normal à l'ELS $(N_{ser}=N_G+N_Q)$

B : section de béton du poteau

A_s : section des armatures $(A_s=1\%B)$

n : coefficient d'équivalence $\left(n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \right)$

σ_{ser} : contrainte de compression à l'ELS.

En remplaçant dans l'équation (2) les différents termes par leurs valeurs, on obtient :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1{,}15B} \leq 0{,}6 f_{c28} = 15MPa$$

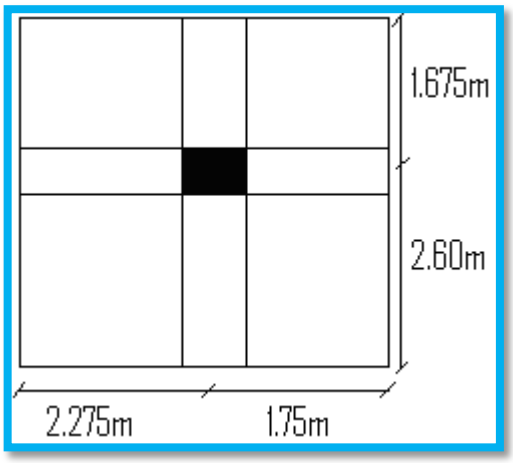
On pré dimensionne 3types de poteaux. :

- *Poteau central.*
- *Poteau intermédiaire.*
- *Poteau d'angle.*

3. Poteau central

Soit S la surface reprise par le poteau le plus sollicité: S = 17,20 m^2

S_{pl} = 4,275x 4,025=17,20 m^2



Détermination de charges

1-Charge permanente

Poids revenant à la terrasse :

- Poids plancher terrasse G_{PT} = 6,60×17,20 …….= 112,83 kN

– Poids des poutres porteuses G_{PP} = 0,45×0,30×25×4,275……..= 14,42 kN
– Poids des poutres non porteuses G_{PNP}= 0,25×0,35×25×4,025 ……=8,80 kN

G_T =136,06 kN

Poids revenant au 9ème étage :

– poids plancher courant G_{PC} = 5,15×17,20…….=87,72 kN
– Poids des poutres porteuses G_{PP} = 0,45×0,30×25×4,275……=14,42 kN
– Poids des poutres non porteuses G_{PNP}= 0,25×0,35×25×4,025 ……=8,80 kN

g = 110,95kN

Poids revenant au SS:

_ Poids du plancher……G_{PC} = 6,64×17,20=114,20 kN

– Poids des poutres porteuses ……..G_{PP} = 0,45×0,30×25×4,275=14,42kN
– Poids des poutres non porteuses……G_{PNP}= 0,25×0,35×25×4,025 = 8,80 kN

g_{RDC}= 137,42 KN

Alors on trouve les résultats suivants :

Niveaux D'etage	*Poids*	*Formule de calcule*	*Resultat poids (kN)*
T	G_T	$G_{PT}+G_{pp}+G_{PNP}+$	**136.06**
E9	G_9	G_T+g	**247.01**
E8	G_8	G_9+g	**357.96**
E7	G_7	G_8+g	**468.91**
E6	G_6	G_7+g	**579.86**
E5	G_5	G_6+g	**690.81**
E4	G_4	G_5+g	**801.76**
E3	G_3	G_4+g	**912.71**
E2	G_2	G_3+g	**1023.66**
E1	G_1	G_2+g	**1134.61**
E-RDC	G_{RDC}	G_1+g	**1245.65**
S.S	G_{SS}	$G_{RDC}+g_{RDC}$	**1383.07**

2-les charges d'exploitations :

Après l'applique de la Loi de dégression on trouve les résultats suivants : .

Tableau. II.2 : Dégression des surcharges

Niveaux des planchers	*Surcharge*	*∑ surcharge*	*∑ surcharge (kN/m²)*
T	Q_0	$\sum_0=Q_0$	**1**
P9	Q_1	$\sum_1=Q_0+Q_{EC}$	**2,5**
P8	Q_2	$\sum_2=Q_1+0,95\ Q_{EC}$	**3,925**
P7	Q_3	$\sum_3=Q_2+0,90\ Q_{EC}$	**5,275**
P6	Q_4	$\sum_4=Q_3+0,85\ Q_{EC}$	**6,55**
P5	Q_5	$\sum_5=Q_4+0,80\ Q_{EC}$	**7,75**
P4	Q_6	$\sum_6=Q_5+075\ Q_{EC}$	**8,875**
P3	Q_7	$\sum_7=Q_6+0,714\ Q_{EC}$	**9,95**
P2	Q_8	$\sum_8=Q_7+0,69\ Q_{EC}$	**10,98**
P1	Q_9	$\sum_9=Q_8+0,67\ Q_{EC}$	**11,99**
RDC	Q_{10}	$\sum_{10}=Q_9+0,65\ Q_{RDC}$	**16,30**
S.Sol	Q_{11}	$\sum_{11}=Q_{10}+0,63\ Q_{SSOL}$	**20,48**

Calcule pour etude de 9ème étage

Pour le 9ème étage on a : $\begin{cases} N_{GT}=136,06\ \text{kN} \\ N\,g=110,95\,\text{kN} \end{cases}$

$N_{G9}= N_{GT}+ N\,g =247,01$ kN

$N_{Q9}= Q_9 xS=2,5\ x17,20=43,00$ kN

$N_{u9}=1,35\ N_{G9}+1,5\ N_{Q9}= 397,96$KN

$Br \geq 0,066 N_{u10} \Rightarrow Br \geq 2,62.10^{-2}\,m^2$

Br = (a-0,02) (b-0,02) On a: a=b

Donc: $Br = (a-0{,}02)^2 \Rightarrow a = \sqrt{Br} + 0{,}02 = 0{,}1820m$

a=b=*18,20* cm

Le choix: **a=b=30 cm**

- ***Vérification de la section à l'ELS***

$N_{ser9}=N_{G9}+N_{Q9}=117{,}35\ kN$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1{,}15B} \quad ; \quad (B = axb)$$

$$\sigma_{ser} = 2{,}80MPa \prec \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6\, f_{c28} = 15MPa$$

Avec $B=a\ x\ b=30x30=900\ cm^2$

Tableau. II.3 : Choix des sections des poteaux rectangulaires (carrés).

Niveaux	N_G *(kN)*	N_Q *(kN)*	N_u *(kN)*	*Br* *(cm^2)*	*A=b* *(cm)*	*Le choix*	N_{ser} *(kN)*	σ_{ser} *(MPa)*
P9	247,01	*43,00*	*397,96*	*262,65*	*18,20*	*30x30*	*290,01*	***2,80***
P8	357,96	*67,51*	*584,11*	*385,51*	*21,63*	*30x30*	*425,47*	***4,1***
P7	468,91	*90.73*	*769,12*	*507,61*	*24,53*	*30x30*	*559,64*	***5,4***
P6	579,86	*112,66*	*951,80*	*628,18*	*27,06*	*30x30*	*692,52*	***6,69***
P5	690,81	*133,30*	*1132,40*	*747,38*	*29,33*	*35x35*	*824,11*	***5,84***
P4	801,76	*152,65*	*1311,35*	*865,49*	*31,41*	*35x35*	*954,40*	***6,77***
P3	912,71	*171,14*	*1488,86*	*982,64*	*33,34*	*35x35*	*1083,85*	***6,79***
P2	1023,66	*188,85*	*1665,21*	*1099,03*	*35,15*	*40x40*	*1212,51*	***6,58***
P1	1134,61	*206,22*	*1841,05*	*1215,09*	*36,85*	*40x40*	*1340,83*	***7,28***
RDC	1245,56	*280,36*	*2102,04*	*1387,34*	*39,24*	*45x45*	*1525,92*	***6,55***
P.S.S	**1383,00**	***352,25***	***2395,42***	***1580,97***	***41,76***	***45x45***	***1735,25***	***7,45***

4.3. Choix des sections des poteaux

Les résultats concernant notre choix final des sections des poteaux sont comme suit:

- Les niveaux s.sol, RDC, 1er étage : **45x45 cm^2.**
- Les niveaux 2ème étage, 3ème étage : **40x40 cm^2.**
- Les niveaux 4ème étage, 5ème étage, 6ème étage : **35x35 cm^2.**
- Les niveaux 7ème étage, 8ème étage, 9ème étage : **30x30 cm^2.**

5. LES VOILES

5. 1. INTRODUCTION

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $l \geq 4a$.

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

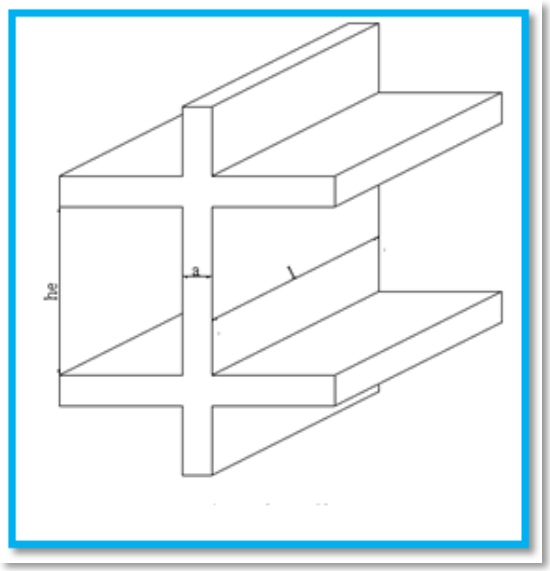


Figure. II.4 : Schéma de voile

Avec

l Longueur du voile.

a: Epaisseur du voile.

H_e : hauteur de l'étage

5. CALCULE DE VOILES

D'après le " ***RPA 99V 2003*** " , l'épaisseur des voiles doit être déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage " h_e " et les conditions de rigidité aux extrémités.

On a

$$h_e = 2{,}97m \rightarrow a > \frac{h_e}{20} = 12{,}60cm$$

On prend : $a = 15\ cm$

D'après le " ***RPA 99 V 2003*** " :

a_{min}***=15cm***

$$a = 15cm = a_{\min} = 15cm \text{.....} vérifier$$

CHAPITRE III

Calcul des éléments secondaires

1. ACROTÈRE

1.1. INTRODUCTION

L'acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse, d'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante *Q=1kN/ml*.

Le calcul se fait pour une bande de *1m* de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur *b=100cm*
- Hauteur *H=60cm*
- Epaisseur *e=10cm*

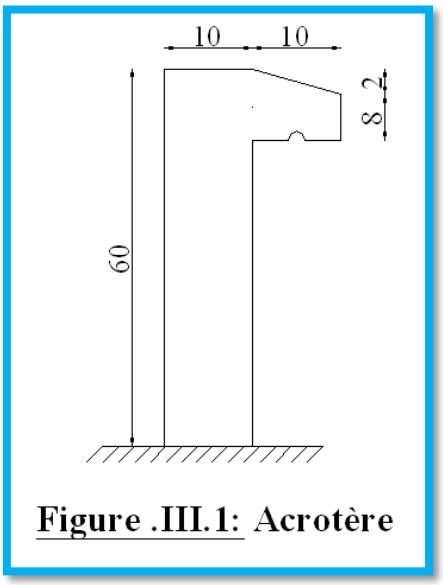


Figure .III.1: Acrotère

1.2. EVALUATION DES CHARGES

a. Charges permanentes :

La surface de l'acrotère : S= 0,069 m^2

- Poids propre de l'acrotére: ……..25 × 0,069 = 1,725 kN/ ml
- Revêtement : …… 18 × 2 × 0,02 × (0,6+0,1) = 0,504 kN/ ml

G = 2,23 kN/ ml

b. Charge d'exploitation : **Q=1,00kN/ml**

❖ ***L'action des forces horizontales*: (F_p)**

L'action des forces horizontales est données par : $Fp=4AC_pW_p$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de la zone et le groupe d'usage appropriés [A=0,25]……..groupe 2.

C_p : Facteur de force horizontale ……. [C_p=0,8].

W_p : Poids de l'acrotère =2,23 kN.

F_p=4 x 0, 25 x 0,8 x 2,23 =1,784 kN.

F_P > 1,5 Q donc :

On va utilise cette force pour déterminer les efforts qui seront utilisés pour le calcule des armatures de ferraillage

Alors pour une bande de 1m de largeur : **G= 2,23 kN/ml** **F_P =1,784 KN/ml**

1.3. CALCUL DES EFFORTS Pour une bande de *1m* de largeur :

Tableau III.01: les efforts

	E.L.U :	E.L.S :
Effort normal :	N_u= 1,35 G = 3,01 kN	N_{ser}= G = 2,23 kN
Moment d'encastrement :	M_u= Fp h =1,07 kNm	M_{ser}= Fp h= 1,07 kNm
Effort tranchant :	T_u= Fp =1,784 kN	T_{ser}= Fp = 1,784 kN

1.4. FERRAILLAGE DE L'ACROTÈRE

h=10cm ; b=100cm ; f_{c28}=25MPa ; σ_{bc}=14,17MPa ; c=c'=2cm ; fe=400MPa

➢ **Calcul de l'excentricité:**

$$\left.\begin{array}{l} e_0 = \dfrac{M_u}{N_u} = \dfrac{1{,}07}{3{,}01} = 35{,}54cm \\ \dfrac{h}{2} - c' = \dfrac{10}{2} - 2 = 3cm \end{array}\right\} e_0 \succ \frac{h}{2} - c' \Rightarrow$$ Section partiellement comprimée.

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la l'acrotère.

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif M_f.

➢ **Calcul du moment fictif " M_f " :**

M_F = Mu + Nu (h/2 – c) alors : M_F = 1,07 + 3,01 x (0,03)

D'où : M_F = 1,16 kN.m

$$\mu = \frac{M_F}{bd^2 f_{bu}}$$ alors : μ = 0,010 < μ_R = 0,392 ; As' = 0 (Les armatures comprimées ne sont nécessaires)

$$\alpha = \frac{1-\sqrt{1-2\mu}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0{,}0126$$ et Z= d (1 –0,4 α) ⇒ Z = 8,96cm

μ < 0,186 ⇒ ε_S= 10% d'où σ_S = 348MPa

$$A_S = \frac{M_F}{Z\sigma_S} \Rightarrow As = 37{,}20mm^2$$

D'où $A_1 = As'$ et $A_2 = As - \frac{N_U}{\sigma_S} = 37{,}20 - \frac{3{,}01\times10^3}{348} = 28{,}55 mm^2$

On obtient : **$A_1 = 0$** et **$A_2 = 0{,}285\ cm^2$**

1.5. VÉRIFICATION DE LA SECTION D'ACIER

Il faut vérifier A_s avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$A_s^{min} \geq Max\left\{\frac{bh}{1000}; 0{,}23bd\frac{f_{t28}}{fe}\right\}$ Avec : $f_{t28}=2{,}1MPa$; $fe=400MPa$; $b=100cm$; $d=9cm$

$$A_s^{min} \geq Max\{1cm^2; 1{,}087cm^2\} = 1{,}087cm^2$$

La section choisie est **3T8** avec **As = 1,41** cm² et un espacement St = 20 cm

1.6. ARMATURES DE RÉPARTITIONS

$$\frac{A_S}{4} \leq A_r \leq \frac{A_S}{2} \Rightarrow 0{,}352 \leq A_r \leq 0{,}705\ cm^2$$

Donc la section choisie est A_r = 2T8 = 0,85 cm² avec un espacement St = 20cm

1.7. VÉRIFICATION À L'E.L.S

$e_0 = \frac{M_{SER}}{N_{SER}} = \frac{1{,}07}{2{,}23} = 0{,}48m$ On prend e_0=48 cm $\frac{h}{2} - c = 3cm$

On a e_0= 48 cm > $\frac{h}{2} - c = 3cm \Rightarrow$ Section Partiellement Comprimée *(SPC)*.

1.8. VÉRIFICATION DES CONTRAINTES

- **CONTRAINTE DU BETON**

σ_b= K. $Y_{ser} \leq \overline{\sigma}_b$ avec $\overline{\sigma}_b$ = 15MPa d'où : **Y_{ser} = 1,00 cm Yc = 44,00 cm**

$K = \frac{N_{SEr}}{S} \times y_c \Rightarrow K = \frac{2{,}23\times10^3}{1386{,}93\times10^4}\times440$ K = 0,0707 N/mm³

σ_b = 0,0707 ×10,00 = 0,707 N/mm²

σ_b = 0,707 MPa < 15 MPa ……donc vérifiée.

- **CONTRAINTE DE L'ACIER**

$$\sigma_S \leq \quad \bar{\sigma}_S = \min\left\{\frac{2}{3} f_e; 150\eta\right\} = 240MPa$$

On a une fissuration préjudiciable : $\eta = 1{,}6$ (Acier HA)

$$\sigma_S = \quad 15.K.(Y_{SER} - C) = 44{,}541MPa < \bar{\sigma}_S = 240MPa \text{.....vérifiée .}$$

1.9.VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_U = \frac{T_U}{bd} = \frac{1{,}784 \times 10^3}{1000 \times 90} = 0{,}0198$$

$$\bar{\tau}_U = \min\{0.1 f_{C28}; 4MPa\} = 2.5MPa$$

$$\tau_U = 0{,}0198 < \bar{\tau}_U = 2.5MPa \text{.....} vérifiée.$$

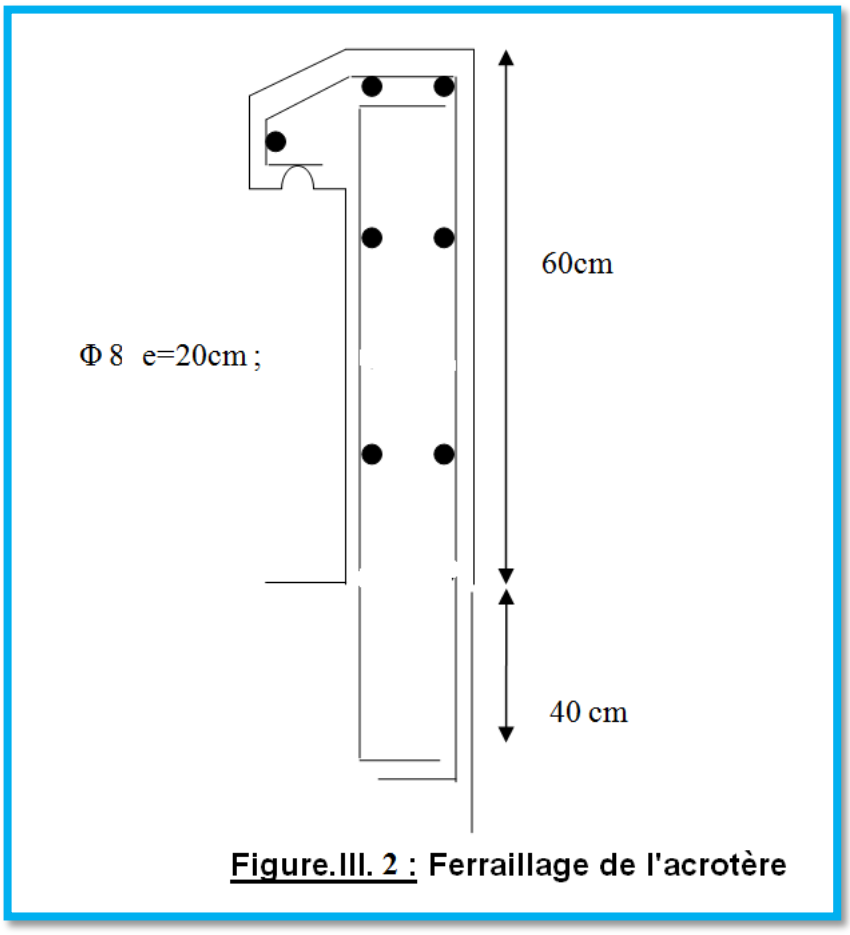


Figure.III. 2 : Ferraillage de l'acrotère

2. ETUDE DES PLANCHERS

2.1. INTRODUCTION

Les planchers sont des éléments plans horizontaux et qui ont pour rôle :

- Isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Répartir les charges horizontales dans les contreventements.
- Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

2.2. PLANCHER EN CORPS CREUX

Ce type de planchers est constitué d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension *(16x20x65) cm^3* avec une dalle de compression de *5cm* d'épaisseur.

A. Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à une poutre continue semi encastré aux poutres de rives.

A.1. Dimensions de la poutrelles :

$$\frac{1}{25} \le \frac{h}{L} \le \frac{1}{20} \quad [3] \Rightarrow \frac{455}{25} \le h \le \frac{455}{20}$$

$$\Rightarrow 18{,}20 \le h \le 22{,}75cm$$

$$\Rightarrow \begin{cases} h = 21cm \quad ; \quad h_0 = 5cm \\ b = 65cm \quad ; \quad b_0 = 12cm \\ c = \dfrac{b - b_0}{2} = 26{,}5cm \end{cases}$$

A.2. Calcul des moments :

Étant donné que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

A.2.1. Méthode forfaitaire :

H_1 : Q≤ Max {2G ; 5kN/m^2}

H_2 : Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.

H_3 : Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

H_4 : Fissuration non préjudiciable.

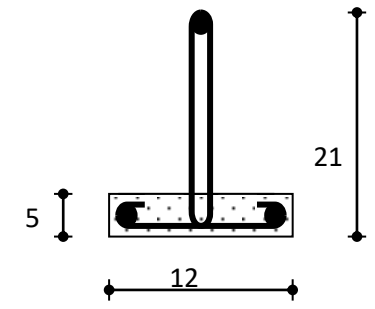


Figure III.3 Poutrelle préfabriquée

- $\alpha = \dfrac{Q}{G+Q}$
- $M_t \geq Max\{1{,}05M_0; (1+0{,}3\alpha)M_0\} - \dfrac{M_w - M_e}{2}$
- $M_t \geq \begin{cases} (1+0{,}3\alpha)\dfrac{M_0}{2} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots Travée\,\text{int}\,ermédiaire \\ (1{,}02+0{,}3\alpha)\dfrac{M_0}{2} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots Travée\,de\,rive \end{cases}$

Avec :

M_0 : La valeur minimale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(M_w ; M_e)$: Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

M_t : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

Moment sur appuis :

- M=0,2M0……appuis de rive
- M=0,6M0……pour une poutre à deux travées
- M=0,5M0……pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre a plus de deux travée
- M=0,4M0……pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées

A.2.2. Méthode de CAQUOT :

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

Moment sur appuis :

$* M_a = 0{,}15M_0 \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots Appuis\,de\,rives$

$* M_a = \dfrac{q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3}{8{,}5(l_w' + l_e')} \ldots\ldots\ldots\ldots Appuis\,\text{int}\,ermédiaires$ Avec : $M_0 = \dfrac{ql^2}{8}$

- ***Moment en travée :***

$$M_{t\,MAX} = M_0 + \frac{M_e + M_w}{2} + \left(\frac{(M_e - M_w)2}{l6} \right)$$

Avec : M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

(M_w ; M_e) : Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

q_w: Charge répartie à gauche de l'appuis considérée.

q_e: Charge répartie à droite de l'appuis considérée.

On calcul, de chaque coté de l'appui, les longueurs de travées fictives « l'_w » à gauche et « l'_e » à droite, avec :

l'=l……pour une travée de rive

l'=0,8l……pour une travée intermédiaire

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

***Effort tranchant :**

$$\begin{cases} T_w = \dfrac{ql}{2} + \dfrac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\dfrac{ql}{2} + \dfrac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases}$$

Avec : T_w : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

T_e : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

A.3. Calcul des poutrelles : Le calcul se fait en deux phases :

1- Avant le coulage de la table de compression :

➢ **Poutrelle de travée *L= 3,30m***

On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :

* Son poids propre. * Poids du corps creux. *Surcharge due à l'ouvrier Q=1kN/m^2

Tableau III.02: les charges et surcharges avant

Charges permanentes (kN/ml)	*Charges d'exploitation* (kN/ml)	*E.L.U (kN/ml)*	*E.L.S (kN/ml)*
G=1,97	**Q=1x0,65=0,65**	**q_u=1,35G+1,5Q=3,64**	**q_{ser}=G+Q=2,62**

Calcul des moments :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{3,64x(3,30)^2}{8} = 4,95kNm$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{2,62x(3,30)^2}{8} = 3,56kNm$$

- **Ferraillage :**

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'E.L.U

M_u=4,95kNm ; b=12cm ; d=0,9h_0=4,5cm ; σ_{bc}=14,17Mpa

D'après l'organigramme de la flexion simple; on a:

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = 1{,}437 > \mu_R = 0{,}392 \Rightarrow A_s^{'} \neq 0$$

Donc, les armatures de compression sont nécessaires, mais il est impossible de les placer du point de vue pratique car la section du béton est trop faible.

On prévoit donc des étaiements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elles fléchissent.

2- Après le coulage de la table de compression :

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme une poutrelle en " Té "

Tableau III.03: les charges et surcharges aprés

	Charge permanentes (kN/ml)	Surcharges d'exploitation (kN/ml)	ELS (kN/ml)	ELU(kN/ml)
Plancher terrasse	G=6,60x0,65=**4,29**	Q=1 x 0,65=**0,65**	q_{ser}=G+Q=**4,94**	q_u=1,35G+1,5Q =**6,766**
Plancher courant	G=5,15x0,65=**3,38**	Q=1,5x0,65=**0,975**	q_{ser}=G+Q=**4,355**	q_u=1,35G+1,5Q =**6,025**
Le plancher terrasse est le plus sollicité.				

Calcul des efforts internes :

1- Poutrelle à une travée :

Calcul des moments :

-Moment en travée: M_t=0,85M_0

- Moment sur appui: M_a=0,20M_0

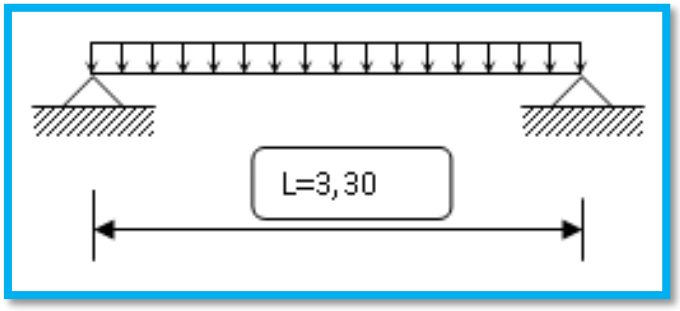
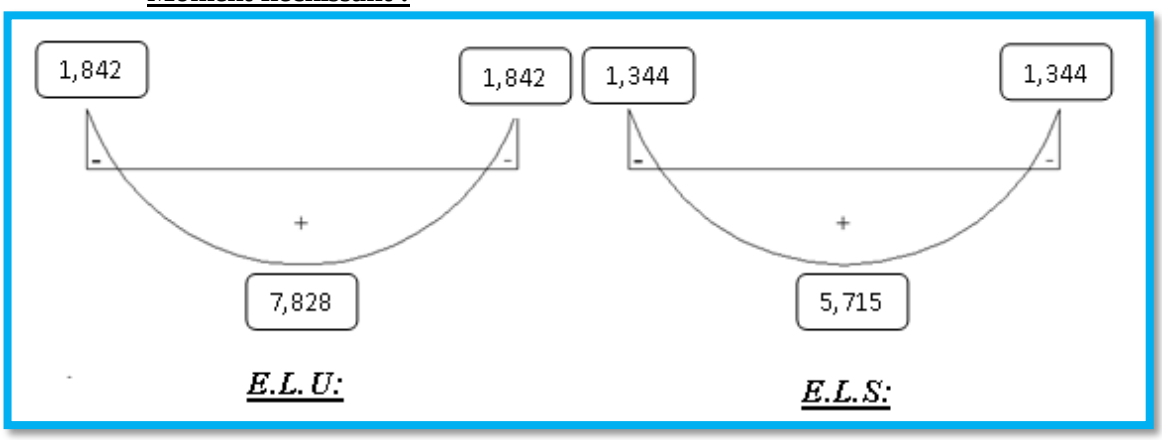
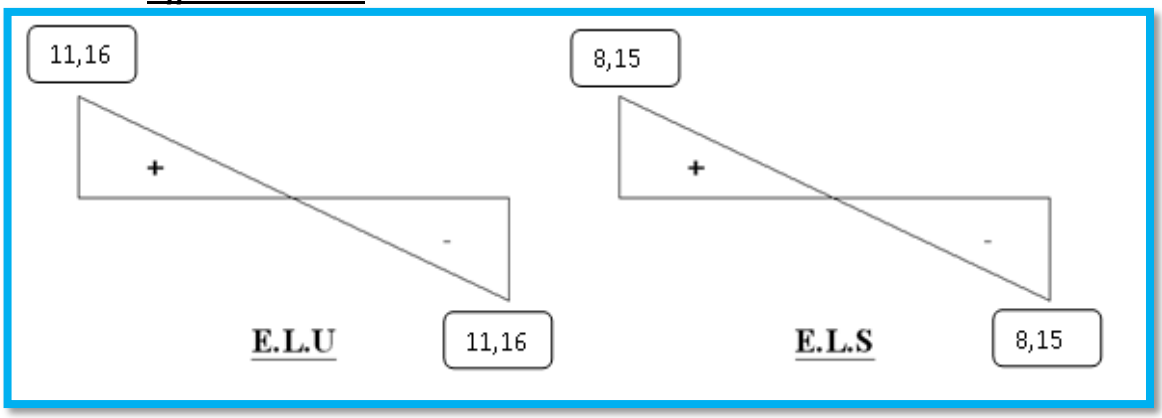


Diagramme des efforts internes :

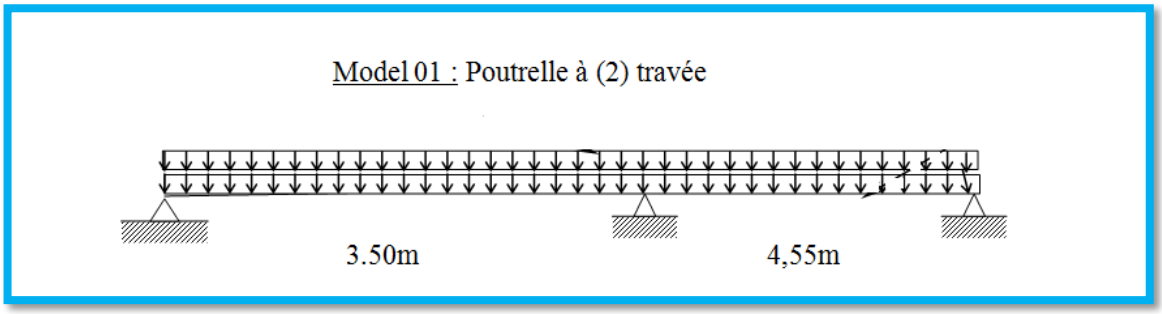
- **Moment fléchissant :**

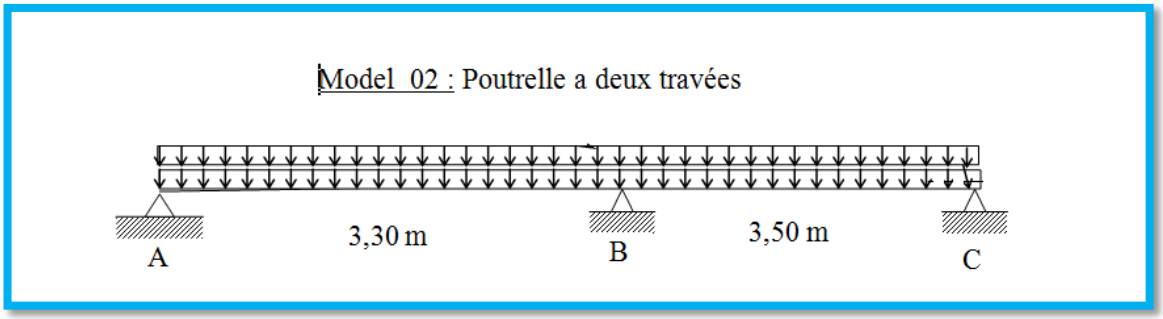


- ***Effort tranchant :***



2- Poutrelle à deux travées :





➢ **Pour le model 01** : on va utiliser la méthode de CAQUOT, car la 3éme condition n'est pas vérifiée

$$\frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{3{,}50}{4{,}55} = 0{,}769 \notin [0{,}85;1{,}25]$$

$$\begin{cases} q_u = 6{,}766 kN/ml \\ q_{ser} = 4{,}940 kN/ml \end{cases}$$

- Les efforts internes obtenus sont présenté dans les tableaux suivent :

Tableau III.04: les efforts internes model 01

Appuis	*Moment sur appuis (kNm)*		*Travée*	*Moment en travée (kNm)*		*Effort tranchant (kN)*			
	ELU	***ELS***		***ELU***	***ELS***	***ELU***		*ELS*	
						T_w	T_e	T_w	T_e
1	*-1,55*	*-1,13*	*1-2*	*18,77*	*13,7*	*15,26*	*-8,41*	*12,07*	***-5,21***
2	***-13,55***	***-9,89***	*2-3*	***26,02***	***19,0***	*12,99*	***-17,79***	*8,83*	***-13,64***
3	***-2,62***	***-1,91***							

➢ **Pour le model 02** : on va utiliser la méthode forfaitaire, car les conditions sont vérifiées

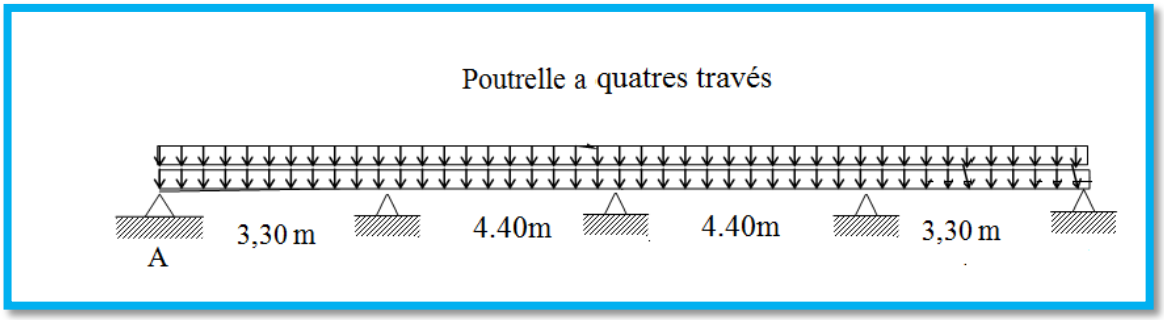
$$\begin{cases} q_u = 6{,}766 kN/ml \\ q_{ser} = 4{,},94 kN/ml \end{cases}$$

- Les efforts internes obtenus sont présenté dans les tableaux suivent :

Tableau III.05: les efforts internes model 02

Appuis	Moment sur appuis (kNm)		Travée	Moment en travée (kNm)		*Effort tranchant (kN)*	
	ELU	**ELS**		**ELU**	**ELS**	ELU	
						T_w	T_e
A	***0***	***0***	***A-B***	***6,907***	***5,043***	***12,83***	***-9,48***
B	***-5,526***	***-4,034***	***B-C***	***8,115***	***6,42***	***13,42***	***-10,26***
C	***0***	***0***					

2-Poutrelles à quatre travées



On utilise la méthode de Caquot (la méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 3ème condition n'est pas vérifier).

$$\frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{4,40}{3,30} = 1,33 \quad [0,85;1,25]$$

$$\begin{cases} q_u = 6,766 kN/ml \\ q_{ser} = 4,940 kN/ml \end{cases}$$

- Les efforts internes obtenus sont présenté dans les tableaux suivent :

Tableau III.06: les efforts internes 04 travées

Appui	*Moment sur appuis (kNm)*		*Travée*	*Portée fictive (m)*	*Moment en travée (kNm)*		*Effort tranchant (kN)*			
	ELU	***ELS***			***ELU***	***ELS***	***ELU***		*ELS*	
							T_w	T_e	T_e	T_w
1	***-1,38***	***-1,0***	***1-2***	***3.30***	***14,96***	***10,92***	***13,55***	***-8,77***	***9,90***	***-6,39***
2	***-9,28***	***-6,78***	***2-3***	***3.52***	***25,94***	***18,94***	***15,01***	***-14,75***	***10,96***	***-10,77***
3	***-9,86***	***-7,20***	***3-4***	***3,52***	***25,94***	***18,94***	***14,75***	***-15,01***	***10,77***	***-10,96***
4	***-9,28***	***-6,78***	***4-5***	***3,30***	***14,96***	***10,92***	***8,77***	***-13,55***	***6,39***	***-9,90***
5	***-138***	***-1,00***								

A- ferraillage :

On considère pour le ferraillage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

Tableau III.07: les efforts maximaux

E.L.U			E.L.S	
M_{tu}^{max}	M_{au}^{max}	T_u^{max}	M_{tser}^{max}	M_{aser}^{max}
26,02 kNm	**13,55 kNm**	**17,79 kN**	**19,00 kNm**	**9,89 kNm**

1. Ferraillage en travée :

h=21cm ; h_0=5cm ; b=65cm ; b_0=12cm ; d=0,9h=18,9cm ; σ_{bc}=14,17MPa ; fe=400MPa ; f_{c28}=25MPa ; f_{t28}=2,1MPa

On a: **M_{tu}=26,02 Kn,m** < M_{tab}

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression.

la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (bxh) en flexion simple, on aura :

M_{tu} (kNm)	μ	$\mu<\mu_R$	A_s' (cm^2)	α	Z(cm)	$\mu<0,186$	ζ_s	σ_s (MPa)	A_s (cm^2)
12,931	**0,079**	**ok**	**0**	**0,103**	**18,12**	**Oui**	**10‰**	**348**	**4,12**

Condition de non fragilité :

$$A_s^{min} \geq 0{,}23bd\frac{f_{t28}}{fe} = 1{,}48cm^2$$

On choisi : 3T14 (A_s=4,62cm^2)

A_s=Max {1,48cm^2; 4,12cm^2}=4,12cm^2

2. Ferraillage sur appuis :

On a: $\mathbf{M_{au}^{max}=13{,}55\ kNm}$<$M_{tab}$=75,526kNm

$\Rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ($b_0$xh) en flexion simple, on aura :

M_{tu} (kNm)	μ	$\mu<\mu_R$	A_s' (cm^2)	α	Z (cm)	μ<0,186	ζ_s	σ_s (MPa)	A_s (cm^2)
13,93	**0,223**	**Oui**	**0**	**0,319**	**16,48**	**Non**	**7,47**	**348**	**2,36**

- Condition de non fragilité :

$$A_s^{min} \geq 0{,}23b_0d\frac{f_{t28}}{fe} = 0{,}27cm^2$$

On choisi : 1T12+1T14 (A_s=2,67cm^2)

A_s=2,36cm ^{2}> A_s^{min}=0,27cm^2

B- Vérifications :

1. Effort tranchant :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire :$\mathbf{T_u^{max}=17{,}79kN}$. On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 d} = 0{,}784MPa \prec \bar{\tau}_u = Min\left\{\left\{0{,}2\frac{f_{cj}}{\gamma_b};5MPa\right\}\right\} = 3{,}33MPa.....Vérifiée$$

- ***Appuis de rives :***
  - ***Vérification de la compression du béton :***

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0{,}9b_0 d} = 0.871MPa \leq 0{,}4\frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6.67MPa.....vérifiée$$

  - ***Vérification des armatures longitudinales :***

$$A_s = 2{,}67cm^2 \geq \frac{T_u}{\frac{fe}{\gamma_s}} = 0{,}51cm^2.....Vérifiée$$

- ***Appuis intermédiaires :***

  - ***Vérification de la contrainte de compression :***

$$\sigma_b = \frac{T_u^{max}}{0{,}9 b_0 d} = \frac{15{,}01.10^3}{0{,}9x120x189} = 0{,}735MPa < 0{,}4\frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6{,}67MPa.....Vérifiée$$

Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s = 2{,}67cm^2 \geq \frac{T_u^{max} - \frac{M_{ua}}{0{,}9d}}{\sigma_s} = -1{,}77.....Vérifiée$$

2. Vérification à l'E.L.S :

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

- Vérification des contraintes du béton :

Soit « y » la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe, l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé.

La section étant soumise à un moment M_{ser}, la contrainte à une distance « y » de l'axe neutre : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6f_{c28} = 15MPa$

	M_{ser} (kNm)	A_s (cm^2)	A'_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	Vérification
Travée	*19,00*	*4,12*	*0*	*5,11*	*14106,78*	*6,89*	***Vérifiée***
Appuis	***9,89***	***2,67***	***0***	***4,25***	***10258,88***	***4.09***	***Vérifiée***

- Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

h=21cm; b_0=12cm; d=18,9cm; L=4,55m; M_{tser}=19,00kNm; M_0=17,51kNm; A_s=4,12cm^2 ; fe=400MPa.

- $\frac{h}{L} = 0{,}0461 \prec 0{,}0625.....non_vérifiée$
- $\frac{A_s}{b_0 d} = 0{,}0181 \prec 0{,}0105.....non_vérifée$
- $\frac{h}{L} = 0{,}0461 \prec 0{,}108.....vérifiée$

Puisque les deux conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$. Tel que : $\bar{f} = \frac{L}{500} = 0{,}91cm$ $(L \prec 5m)$

f_i: La flèche due aux charges instantanées.

f_v: La flèche due aux charges de longues durée.

Les résultats du calcul de flèche sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.08: calcule de flèche

M_{ser} (kNm)	A_s (cm^2)	Y_1 (cm)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)
19,00	**4,12**	**7,73**	**0,0181**	**244,00**	**2,27**	**0.90**	**0,6028**	**26956,83**	**12520,30**	**26524,74**

- Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000\left(f_{c28}\right)^{\frac{1}{3}} = 32164{,}20MPa$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721{,}40MPa$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 0{,}976cm \qquad (L = 4{,}55m)$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 1{,}384cm$$

$\Delta f_T = f_v - f_i = 0{,}408cm < \bar{f} = 0{,}91cm$.....vérifiée

3. Calcul des armatures transversales et l'espacement :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 (fe=235MPa)

- Selon le « BAEL 91 modifié 99 » :

- $\frac{A_t}{S_t} \geq 8{,}19.10^{-3} cm$
- $S_t \leq 17{,}01cm$
- $\frac{A_t}{S_t} \geq 1{,}2.10^{-2} cm$

- ***Selon le « RPA 99V 2003 » :***

$$\begin{cases} \bullet \ \dfrac{A_t}{S_t} \geq 0{,}036 \\ \bullet \ S_t \leq 5{,}25cm.....Zone\ nodale \\ \bullet \ S_t \leq 10{,}50cm.....Zone\ courante \end{cases}$$

Choix des armatures :

Avec :

$$\phi_t \leq Min\left(\frac{h}{35};\phi_l;\frac{b}{10}\right)$$

$Ø_l$: Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$Ø_t \leq$Min(0,6cm ; 1cm ; 1,2cm)=0,6cm Alors : $Ø_t = 6mm$

On adopte : $A_t = 2Ø8 = 1{,}01cm^2$

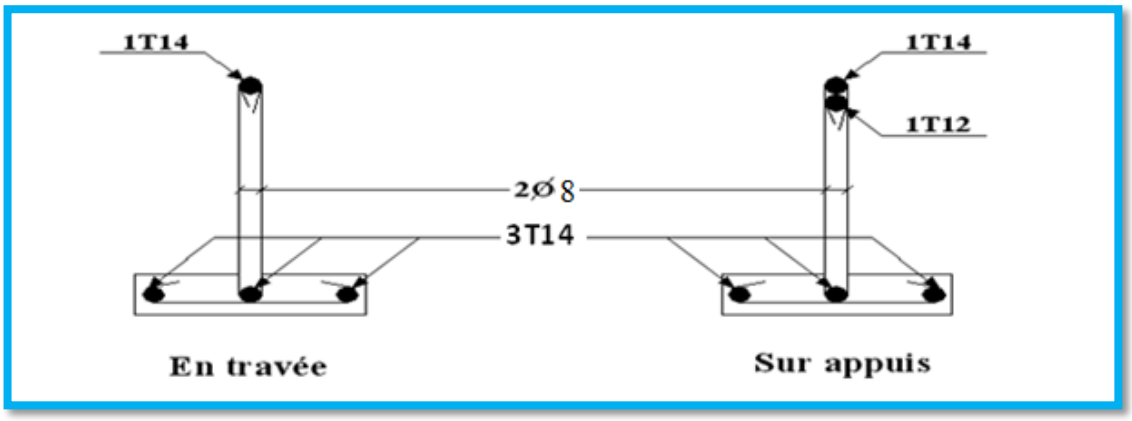


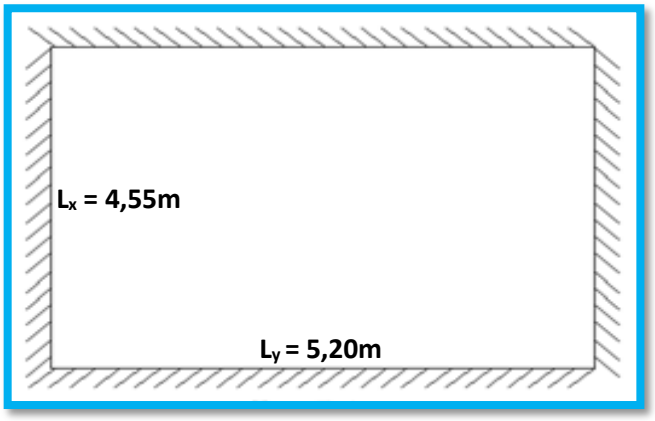
Figure III. 4 : Disposition constructive des armatures des poutrelles

3. PLANCHER EN DALLE PLEINE

Les dalles pleines sont des éléments d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, chargée perpendiculairement à leur plan moyen reposant sur deux, trois ou quatre appuis et même des dalles pleines en porte à faux (console).

Dans notre structure, on a des dalles pleines sous forme rectangulaire qui repose sur quatre appuis, pour le calcul on choisi la dalle la plus sollicitée.

1. EVALUATION DES CHARGES



G=6,64 kN/m^2 Q=5,00 kN/m^2.

ELU	ELS
q_u=1,35G+1,5Q=16,46 kN/m^2	q_{ser}=G+Q=11,64 kN/m^2

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,55}{5,2} = 0,875 \succ 0,4 \Rightarrow$$ La dalle travaille dans les deux sens.

2. CALCUL DES MOMENTS

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$ = 16,28 *kNm*
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$ = 12,13 *kNm*

Tableau III.09: calcule des moments

en travées		*sur appuis*
M_{tx}=0,75M_x=12,214 kNm	M_{ty}=0,75M_y=9,10 kNm	M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x=8,14 kNm

3. FERRAILLAGE DE LA DALLE

b=100cm ; h=16 cm ; d=0,9h=14,4cm ; f_e=400MPa ; f_{c28}=25MPa ; f_{t28}=2,1MPa ; σ_s=348MPa

Les résultats du ferraillage de la dalle pleine sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.10: ferraillage de la dalle pleine

	Sens	M_u (kNm)	μ	A_s' (cm^2)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)	Esp (cm)
Travée	x-x	12,214	0,0414	0	0,053	14,09	2,49	5T8	2,51	25
	y-y	9,10	0,031	0	0,039	14,17	1,84	4T8	2,01	20
Appuis	x-x y-y	8,14	0,027	0	0,035	14,20	1,64	4T8	2,01	25

Vérification d'Espacement :

Travée :

Sens x-x : $esp = \frac{100}{5} = 20cm \prec Min(3h;33cm) = 33cm$.....*Vérifier*

Sens y-y : $esp = \frac{100}{4} = 25cm \prec Min(4h;45cm) = 45cm$.....*Vérifier*

Appuis :

Sens x-x : $esp = \frac{100}{4} = 25cm \prec Min(3h;33cm) = 33cm$.....*Vérifier*

Sens y-y : $esp = \frac{100}{4} = 25cm \prec Min(4h;45cm) = 45cm$.....*Vérifier*

4. CONDITION DE NON FRAGILITÉ

On a: $12cm \le e \le 30cm$ d'où : h=e= 16 cm b=100cm

$$\begin{cases} A_x \ge \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bh = 1{,}36cm^2 \\ A_y \ge \rho_0 bh = 1{,}28cm^2 \end{cases}$$

Avec : $\begin{cases} \rho_0 = 0{,}8‰ \text{ pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0{,}875 \end{cases}$

Travée :

- Sens x-x : $A_x = 2{,}51cm^2 > A_s^{min} = 1{,}36cm^2$.....*Vérifiée*
- Sens y-y : $A_y = 2{,}01cm^2 > A_s^{min} = 1{,}28cm^2$.....*vérifiée*

Appuis :

- Sens x-x : $A_x = 2{,}01cm^2 > A_s^{min} = 1{,}36cm^2$.....*vérifiée*
- Sens y-y : $A_y = 2{,}01cm^2 > A_s^{min} = 1{,}28cm^2$.....*vérifiée*

5. CALCUL DES ARMATURES TRANSVERSALES

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = 0{,}189MPa \prec \bar{\tau}_u = 0{,}05 f_{c28} = 1{,}25MPa$$ …….. vérifier

6. VÉRIFICATION À L'ELS

a. Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$\rho = 0{,}875 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0{,}0551 \\ \mu_y = 0{,}8145 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2 = 13{,}27kNm \\ M_y = \mu_y M_x = 10{,}81kNm \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0{,}85 M_x = 11{,}28kNm \\ M_{ty} = 0{,}85 M_y = 9{,}18kNm \\ M_a = 0{,}3 M_x = 3{,}98kNm \end{cases}$$

b. Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0{,}6 f_{c28} = 15MPa$

Le tableau suivant récapitule les résultats de la vérification des contraintes à l'ELS trouvés :

Tableau III.11: vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa	Vérification
Travée	**x-x**	**11,28**	**2,51**	**3,69**	**5993,39**	**6,94**	15	**vérifier**
	y-y	**9,18**	**2,01**	**2,66**	**4782,87**	**5,10**		
Appuis	**x-x y-y**	**3,98**	**2,01**	**2,66**	**4782,87**	**2,21**	**15**	**vérifier**

c. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci dessous sont vérifiées simultanément :

$$\left.\begin{array}{l} 1-\dfrac{h}{L_x} \geq \dfrac{M_t}{20M_x} \\ 2-\dfrac{h}{L_x} \geq \dfrac{1}{27} \grave{a} \dfrac{1}{35} \\ 3-\dfrac{A}{bd} \leq \dfrac{2}{f_e} \end{array}\right\} \Rightarrow \begin{cases} 0{,}035 > 0{,}037 .....Non-vérifier \\ 0{,}035 > 0{,}028 à 0{,}037 .....Non-vérifier \\ 1{,}74.10^{-3} < 5.10^{-3} .....vérifier \end{cases}$$

Les trois conditions ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

Il faut vérifiée que : f^{adm} =L/500 < $f_{max} = \dfrac{5 \times q \times L^4}{384 \times E_{vj} \times I_b}$

f^{adm} =4550/500 =9,10 mm

$$f_{max} = \frac{5 \times 11{,}64 \times 4550^4}{384 \times 10818{,}86 \times 3{,}41 \times 10^8} \equiv 17{,}60 mm$$

On prend **e= 20 cm**

$$f_{max} = \frac{5 \times 11{,}64 \times 4550^4}{384 \times 10818{,}86 \times 6{,}66 \times 10^8} \equiv 9{,}00 mm$$

Donc la flèche est vérifiée.

4. LES ESCALIERS

1. INTRODUCTION

On appelle « marche » la partie horizontale *(M)* des gradins constituant l'escalier, et « contre marche » la partie verticale *(C.M)* de ces gradins.

h : Hauteur de la marche.

g : Largeur de la marche.

L : Longueur horizontale de la paillasse.

H : Hauteur verticale de la paillasse.

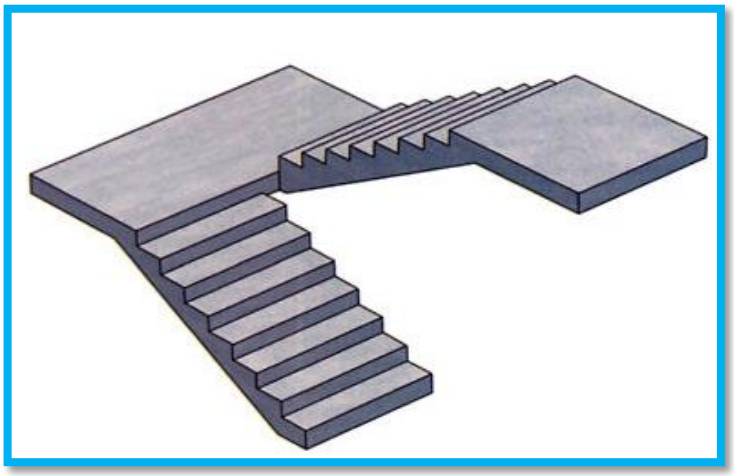


Figure III.5 : Dimensions de l'escalier

2. ESCALIER MODEL 01 :

Ce model servent à relier les planchers de tous les étages (cage d'escaliers).

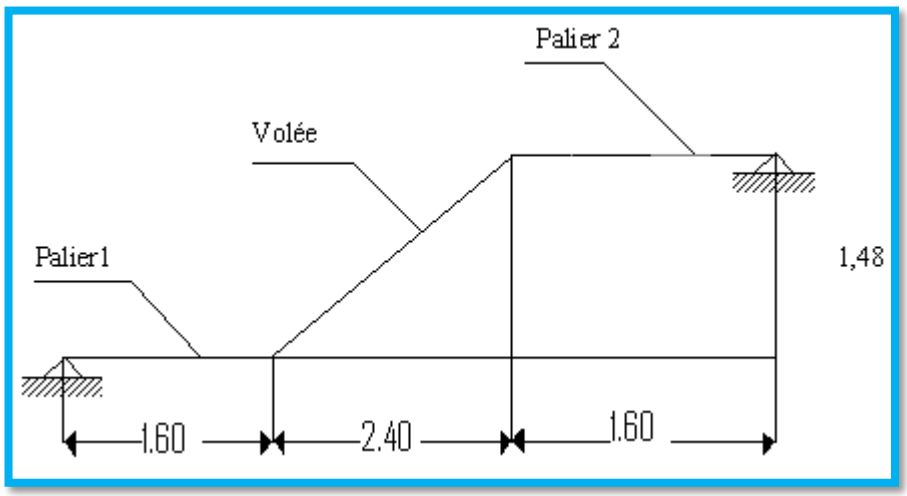


Figure III.6 : Schéma statique de l'escalier model 01

Pour une réalisation idéale et confortable on doit avoir *2h+g=64*

A- PREDIMENSIONNEMENT :

- Hauteur de la contre marche $h = 17\ cm$ $(14 \leq h \leq 20)\ cm$
- Largeur de la marche $g = 30\ cm$ $(22 \leq g \leq 33)\ cm$
- Nombre de contre marches $n = H/h = 148/17 = 9$ *contre marches*
- Nombre de marches $m = n - 1 = 8$ *marches*
- Longueur horizontale de la volée $L = g\,(n-1) = 0{,}30(9-1) \Rightarrow L = 2{,}4\ m$

Vérification de la relation de BLONDEL :

On doit vérifier que : $59 \leq g + 2h \leq 66\ cm$

$g + 2h = 66cm \Rightarrow 59 \leq 64 \leq 66\ cm$ ……vérifié

- Angle d'inclinaison de la volée :

$tg\,\alpha = H/L = 1{,}48/2{,}4 \Rightarrow \alpha = 31.66°$

- Longueur de la volée :

$L_v = L/\cos\alpha = 2{,}4/\cos(31.66) = 2{,}80\ m$

- Longueur totale de la poutre :

$L_T = 5.20\ m$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 17.33 \leq e \leq 26cm$$ *On prend e= 20 cm*

Epaisseur de la volée / palier de repos :

On prend la même épaisseur que la paillasse c.à.d : $e = 20cm$

B- EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES :

a) Palier :

- ***Charges permanentes :***

- Carrelage (2cm) ..... $22 \times 0{,}02 = 0{,}44\ kN/m^2$
- Mortier de pose (2cm)..... $20 \times 0{,}02 = 0{,}40\ kN/m^2$
- Poids propre du palier ..... $25 \times 0{,}25 = 6.25\ kN/m^2$
- Lit de sable…….. $=0{,}40\ kN/m^2$
- Enduit au ciment..... $18 \times 0{,}02 = 0{,}36\ kN/m^2$

$$G = 7.85\ kN/m^2$$

- ***Surcharge d'exploitation :***

$$Q = 2{,}5\ kN/m^2$$

b) Paillasse :

- ***Charges permanentes :***

- Poids propre de la paillasse ..... *...25×0,25/ cos (31.66) = 7.34 kN/m²*
- Poids propre de la marche ..... *……..….25×0,17/2 = 2.13 kN/m²*
- Carrelage (2cm) ..... …… *22×0,02 = 0,44 kN/m²*
- Enduit au ciment ..... …….. *18 ×0,02 = 0,36 kN/m²*
- Garde corps en maçonnerie..... ……*= 1,00 kN/m²*
- Lit de sable……*=0,40kN/m²*

- ***Surcharge d'exploitation***

G = 11.67 kN/m²

Q = 2,5 kN/m

C- DETERMINATION DES EFFORTS INTERNES

Le chargement est donné pour une bande de 1 ml de largeur

a) Combinaison des charges

Tableau III.12: combinaison des charges

	G (kN/m²)	*Q (kN/m²)*	*ELU (kN/ml)* 1,35G + 1,5Q	*ELS (kN/ml)* G + Q
paillasse	*11.67*	*2,5*	*19.50*	*14.17*
Palier	*7.85*	*2,5*	*14.37*	*10.35*

Tableau III.13: Charge à l'ELU et à l'ELS

		ELU	*ELS*
paillasse	***q_1 (KN/ml)***	*19.50*	*14.17*
Palier	***q_2 (KN/ml)***	*14.37*	*10.35*

Figure III.7 Schéma statique de l'escalier

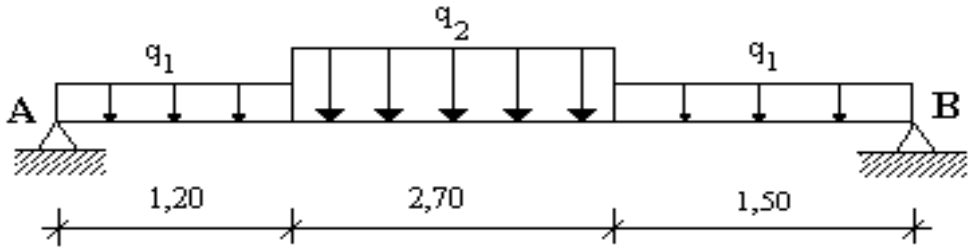
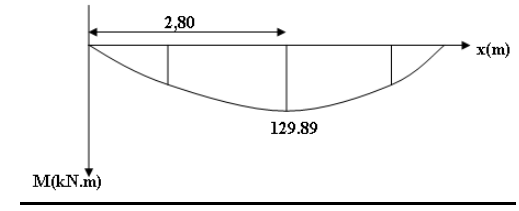
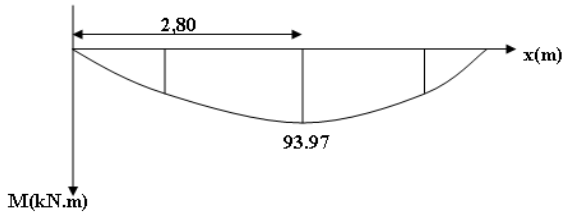
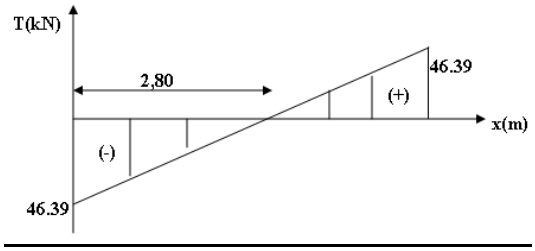
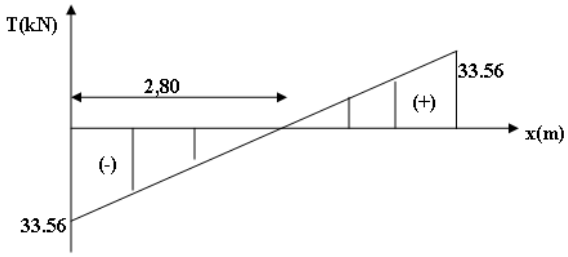


Schéma statique de l'escalier

Les diagrammes des efforts iternes

ELU	***ELS***
	
	
Avec : R_A = **46.39***KN* R_B = **46.39***KN*	*Avec :* R_A =**33.56***KN* R_B = **33.56***KN*

D-CALCUL DES ARMATURES :

On tiendra compte de l'encastrement partiel au niveau des appuis, le règlement ***BAEL99*** préconise une réduction partielle du moment $M_0 = Mmax$

Le moment en travée : $Mt = 0,85\ M_0$

Le moment en appui: $MA = 0,50\ M$

Tableau III.14: Tableau récapitulatif des moments

	M (ELU) *KN.m*	*M (ELS)* *KN.m*
En travée	***110.40***	***79.88***
En appui	***64.94***	***46.98***

Le ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur , avec :

b = 100 cm ; h = 25cm ; fe = 400 MPa ; d = 0,9h =22.5cm; f_{c28} = 25 MPa ;

f_{bc} = 14,17 MPa

Tableau III.15: Calcul du ferraillage

	Mu KN.m	*μ*	*α*	*Z*	*As'*	*As*	*Le choix*	*$As^{adopté}$*
travée	***110.40***	***0.135***	***0.210***	***20.60***	***0***	***15.40***	***8T16***	***16.08***
appui	***64.94***	***0.090***	***0.118***	***21.43***	***0***	***8.71***	***8T12***	***9.05***

- **Espacement :**

***En travée :** St = 100/8= 12,50cm on prend esp=12cm*

***Sur appui :** St = 100/8 = 12,50cm on prend esp=12cm*

- **Armatures de répartition :**

***Travée :** $As/4 \leq A_r \leq As/2 \Rightarrow 4,01 \leq A_r \leq 8.04$*

On prend : 4T14 avec A_r =6,16cm et un espacement de St =100 / 4 = 25 cm

***Sur appui :** $As/4 \leq A_r \leq As/2 \Rightarrow 2,26 \leq A_r \leq 4,52$*

On prend : 4T12 avec A_r = 4.52 cm^2 et un espacement :St =100 /4 = 25 cm

- VERIFICATION

a) Condition de non fragilité :

$A_S \geq A_{S\,min}$ = 0,23 b d f_{t28} / f e = 0,23×100×22.5×2,1/ 400 = 2,71cm^2

En travée: A_S = 16,08 cm^2 > A_s^{min} ……. vérifié

Sur appui : A_S = 9,05 cm^2 > A_s^{min} ……. vérifié

b) Vérification de L'effort tranchant :

Pour des fissurations préjudiciables, on doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec : $\tau u = \text{Min}\left(\frac{0{,}15.f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{ MPa}\right) = Min\ (2{,}5\ ;\ 4) = 2.5\ MPa$

$Tu = 46.39\ kN \Rightarrow \tau u = \frac{41.1810^3}{1000 \times 225} = 0.2\ MPa$

$\Rightarrow$ *0,20MPa < 2.5 MPa ……..vérifié*

On doit aussi vérifier en zone d'appui :

$T_u - \frac{M_a}{0{,}9d} < 0 \Rightarrow$ Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction (pas de vérification)

$T_u - \frac{M_a}{0{,}9d} > 0 \Rightarrow$ Les armatures doivent être ancrées au delà des appuis, il faut satisfaire la condition suivante : $As \geq (Tu + Mu / 0{,}9)\ \gamma s / fe$

Dans notre cas :

$T_u - \frac{M_a}{0{,}9d} < 0 \Rightarrow 46.39 - 64.94 / (0{,}9)\ (0.225) = -274.30 < 0$

Donc les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction $\Rightarrow$ pas de vérification de la section.

c) <u>Vérification des contraintes</u>

- ***<u>Position de l'axe neutre</u>***

$b\ y^2 / 2 - n\ As\ (d - y) = 0$

- ***<u>Moment d'inertie</u>***

$I = b\ y^3 / 3 + n\ As\ (d - y)^2$

- ***<u>Vérification de la contrainte du béton</u>***

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \bar{\sigma}_b = 0{,}6.f_{c28} = 15\ MPa$$

Tableau III.16: vérification des contraintes

	Sur appui	En travée
M_{ser} (kN. m)	46.98	79.88
A_s (cm^2)	9.05	16.08
d (cm)	22.5	22.5
Y (cm)	6.57	8.57
I (cm^4)	43901.69	67694.78
σ_b (MPa)	7.03	9.77
$\overline{\sigma_b}$ (MPa)	15	15
Observation	OK	OK

Vérification des contraintes dans les armatures

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendue

d) Vérification de la flèche :

1. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ $\Rightarrow$ 0,25/5.6= 0,044≤ 0,0625…… ….. non vérifiée

2. $\frac{As}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$ $\Rightarrow$ 16.08 / (100) (18) ≤ 4,2 / 400 $\Rightarrow$0,0071 < 0,0105… vérifiée

3. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\left(\frac{M_t}{M_0}\right) \Rightarrow$ 0 ,044 < 0,1…… non vérifiée

Donc la vérification de la flèche est nécessaire pour tenir compte de l'existence éventuelle de fissuration dans les zones tendues.

la 3éme condition n'est pas vérifiée donc le calcul de la flèche est nécessaire.

- Moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{b}{3}.Y^3 + \frac{b_0}{3}(h-y)^3 + n.A_S.(d-y)^2$$

- Détermination de Y :

$$Y = \frac{b.h^2.\frac{1}{2} + 15.A_S.d}{b.h + 15.A_S}$$

Moment d'inertie fictifs : d'après le BAEL 91

$$I_{Fi} = 1{,}1.\frac{I_0}{1+\lambda_i.\mu}$$

$$I_{Fv} = 1{,}1.\frac{I_0}{1+0{,}4.\lambda_i.\mu}$$

Avec $\lambda_i = \frac{0{,}05.f_{t28}}{\left(2+\frac{3.b_0}{b}\right).\delta}$: Coefficient pour la déformation instantanée.

$\lambda_V = 0{,}4.\lambda_i$: Coefficient pour la déformation différée.

$$\mu = 1 - \frac{1{,}75.f_{t28}}{4.\delta.\sigma_S + f_{t28}}$$

$\sigma_S = \frac{M_S}{Z.A_S}$: Contrainte de traction des armatures tendues.

$$\delta = \frac{A_S}{b_0.d}$$

As : section des armatures tendues.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau qui suit :

Tableau III.17: Récapitulatif de Calcul

M_{Ser} (kN.m)	A_S (cm^2)	δ	σ_S (MPa)	λ_i	λ_V	μ	I_0 (cm^4)	I_{Fi} (cm^4)	I_{Fv} (cm^4)
79.88	**16,08**	**0,0071**	**220.78**	**2,359**	**0,943**	**0,560**	**152206.26**	**30078.6**	**109566.83**

Les résultats de Calcul de la flèche de différents cas sont récapitulés dans le tableau qui suit :

Tableau III.18: Récapitulatif de la vérification des flèches

f_i (cm)	f_V (cm)	Δf (cm)	$\overline{\Delta f}$ (cm)	Observation
1.12	*2.13*	*1.01*	*1,06*	*Vérifié*

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

2- ESCALIER MODEL 02 :

Ce model servant à relier les planchers des étages de commerce et de bureau.

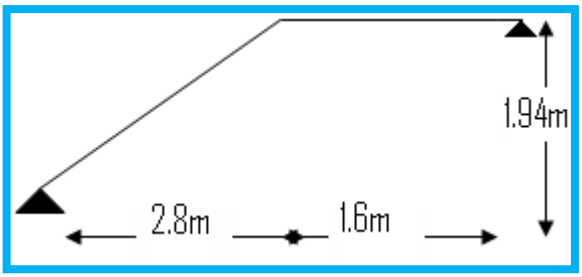


Figure III.8 : Schéma statique de l'escalier model 02

Pour une réalisation idéale et confortable on doit avoir $2h+g=64$

A. PREDIMENSIONNEMENT :

- Hauteur de la contre marche $h = 17\ cm$ $(14 \leq h \leq 20)\ cm$
- Largeur de la marche $g = 30\ cm$ $(22 \leq g \leq 33)\ cm$
- Nombre de contre marches $n = H/L = 194/17 = 11$ *contre marches*
- Nombre de marches $m = n - 1 = 10$ *marches*
- Longueur horizontale de la volée $L = g\,(n-1) = 0{,}30(11-1) \Rightarrow L = 3.0\ m$

- ***Vérification de la relation de BLONDEL :***

On doit vérifier que : $59 \leq g + 2h \leq 66\ cm$

$g+2h = 66cm \Rightarrow 59 \leq 64 \leq 66\ cm$ ……*vérifié*

- Angle d'inclinaison de la volée :

$$tg\,\alpha = H/L = 1{,}94/2.8 \Rightarrow \alpha = 34.71°$$

- Longueur de la volée :

$$L_v = L/\cos\alpha = 2.8/\cos(34.71) = 3.40\ m$$

- Longueur totale de la poutre :

$$L_T = 2.8+1.60 = 4.4m$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 114.66 \leq e \leq 22cm \qquad On\ prend\ e = 20cm$$

- Epaisseur de la volée / palier de repos :

On prend la même épaisseur que la paillasse c.a.d $e = 20cm.$

B. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES :

a) Palier :

- ***Charges permanentes :***

- Carrelage (2cm) ..... …… *22×0,02 = 0,44 kN/m²*
- Mortier de pose (2cm) ..... ……..... *20×0,02 = 0,40 kN/m²*
- Poids propre du palier ..... ……..... *25× 0,20 = 5,00 kN/m²*
- Lit de sable…… ….. *=0,40kN/m²*
- Enduit au ciment..... ……..... *18 ×0,02 = 0,36 kN/m²*

G = 6,60 kN/m²

- ***Surcharge d'exploitation :***

Q = 2,5 kN/m²

b) Paillasse :

- ***Charges permanentes :***

- Poids propre de la paillasse ..... *...25×0,20/ cos (34,71) = 6,08 kN/m²*
- Poids propre de la marche ..... ……..…*25×0,17/2 = 2,13 kN/m²*
- Carrelage (2cm) ..... …… *22×0,02 = 0,44 kN/m²*
- Enduit au ciment ..... …….. *18 ×0,02 = 0,36 kN/m²*
- Lit de sable……*……=0,40kN/m²*

G = 9.41 kN/m

- ***Surcharge d'exploitation***

Q = 2,5 kN/m²

C- DETERMINATION DES EFFORTS INTERNES

Le chargement est donné pour une bande de 1 ml de largeur

a) Combinaison des charges

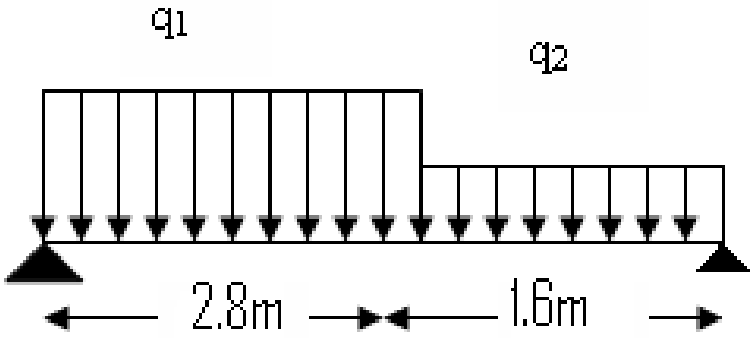
Tableau III.19: combinaison des charges

	G (kN/m²)	*Q (kN/m²)*	*ELU (kN/ml)* : 1,35G + 1,5Q	*ELS (kN/ml)* G + Q
paillasse	***9.41***	***2,5***	***16.45***	***11.91***
Palier	***6,60***	***2,5***	***12.66***	***9.01***

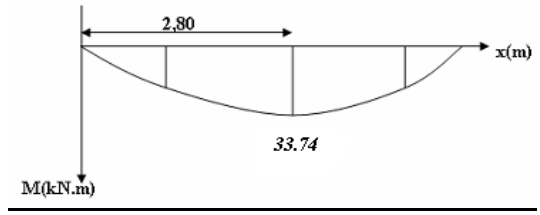
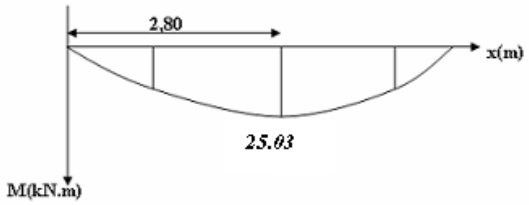
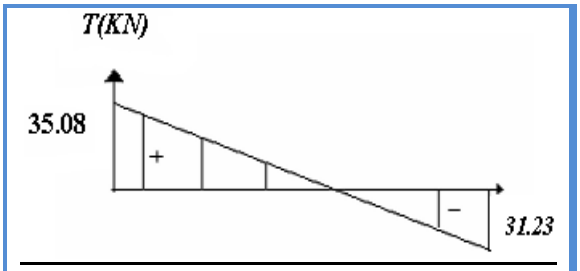
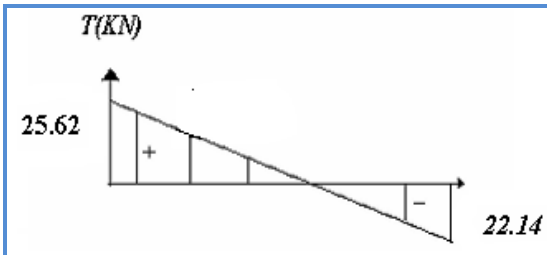
Tableau III. 20: Charge à l'ELU et à l'ELS

		ELU	*ELS*
paillasse	***q_1 (KN/ml)***	***16.45***	***11.91***
Palier	***q_2 (KN/ml)***	***12.66***	***9.01***

Figure III.9 Schéma statique de l'escalier



Les diagrammes des efforts internes

ELU	***ELS***
	
	
Avec : R_A =**35.08***KN* R_B = **31.23***KN*	*Avec :* R_A =**25.62***KN* R_B = ***22.14****KN*

D- CALCUL DES ARMATURES *:*

On tiendra compte de l'encastrement partiel au niveau des appuis, le règlement ***BAEL99*** préconise une réduction partielle du moment *M0 = Mmax*

Le moment en travée : *Mt = 0,85 M0*

Le moment en appui: *MA = 0,50 M0*

Tableau III.21: Tableau récapitulatif des moments

	M (ELU) KN.m	*M (ELS) KN.m*
En travée	***27.00***	***21.27***
En appui	***16.87***	***12.51***

Le ferraillage se fait en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur , avec :

b = 100 cm ; h = 20cm ; fe = 400 MPa ; d = 0,9h =18cm; $f_{c\,28}$ *= 25 MPa ;*

f_{bc} *= 14,17 MPa*

Tableau III.22: calcul du ferraillage

	Mu KN.m	*μ*	*α*	*Z*	*As'*	*As*	*Le choix*	$As^{adopté}$
travée	***27.00***	***0.0105***	***0.013***	***17.90***	***0***	***4.33***	***4T12***	***4.52***
appui	***16.87***	***0.0367***	***0.047***	***17.66***	***0***	***2.76***	***4T10***	***3.14***

- **Espacement :**

****En travée :*** *St = 100/5= 20cm* *on prend* *esp=20cm*

****Sur appui :*** *St = 100/5= 20cm* *on prend* *esp=20cm*

- **Armatures de répartition :**

****Travée :*** $As/4 \leq A_r \leq As/2 \Rightarrow 1.13 \leq A_r \leq 2.26$

On prend : ***3T10*** *avec* $A_r = 2.36\ cm^2$ *et un espacement de St =100 / 3 = 33 cm*

****Sur appui :*** $As/4 \leq A_r \leq As/2 \Rightarrow 0.78 \leq A_r \leq 1.57$

On prend : ***3T10*** avec $A_r = 2.36\ cm^2$ et un espacement : St =100 /3= 33 cm

E- VERIFICATION

a) Condition de non fragilité :

$A_S \geq A_{S\,min} = 0{,}23\ b\ d\ f_{t28} / f\,e = 0{,}23 \times 100 \times 18 \times 2{,}1 / 400 = 2{,}17 cm^2$

En travée: $A_S = 5{,}65\ cm^2 > A_s^{min}$ …… *vérifié*

Sur appui : A_S = 3,14 cm^2 > A_s^{min} ……. vérifié

b) Vérification de L'effort tranchant :

Pour des fissurations préjudiciables, on doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec : $\tau u = \text{Min}\left(\frac{0{,}15.f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\ \text{MPa} \right)$ = *Min (2,5 ; 4) = 2.5MPa*

Tu = 35.08 kN $\Rightarrow$ $\tau u = \frac{35.0810^3}{1000 \times 180}$ =0.19 *MPa*

$\Rightarrow$*0.19MPa < 2.5 MPa ……vérifié*

On doit aussi vérifier en zone d'appui :

$T_u - \frac{M_a}{0{,}9d} < 0$ $\Rightarrow$ Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction (pas de vérification)

$T_u - \frac{M_a}{0{,}9d} > 0$ $\Rightarrow$ Les armatures doivent être ancrées au delà des appuis, il faut satisfaire la condition suivante : $As \geq (Tu + Mu / 0{,}9)\ \gamma s / fe$

Dans notre cas :

$T_u - \frac{M_a}{0{,}9d} < 0$ $\Rightarrow$ *35.08 – 27.00/ (0,9) (0,18) = - 131.58< 0*

Donc les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction $\Rightarrow$ pas de vérification de la section.

c) Vérification des contraintes

- ***Position de l'axe neutre***

b y² / 2 – n As (d – y) = 0

- ***Moment d'inertie***

$I = b\,y^3 / 3 + n\,As\,(d - y)^2$

- ***Vérification de la contrainte du béton***

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \overline{\sigma_b} = 0{,}6.f_{c28} = 15\ MPa$$

Tableau III.23: vérification des contraintes

	Sur appui	*En travée*
M_{ser} *(kN. m)*	***12.51***	***21.27***
A_s *(cm²)*	***3.14***	***4.52***
d (cm)	***18***	***18***
Y (cm)	***3.67***	***4.19***
I (cm⁴)	***11319.63***	***14610.15***
σ_b *(MPa)*	***5.35***	***6***
$\overline{\sigma_b}$ *(MPa)*	***15***	***15***
Observation	***OK***	***OK***

Vérification des contraintes dans les armatures

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendue

d) Vérification de la flèche :

1. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ $\Rightarrow$ 0,20 /4.40= 0,045 ≤ 0,0625…… ….. non vérifiée

2. $\frac{A_S}{bd} \leq \frac{4{,}2}{f_e}$ $\Rightarrow$ 4.52 / (100) (18) ≤ 4,2 / 400 $\Rightarrow$ 0,0025 < 0,0105… vérifiée

3. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\left(\frac{M_t}{M_0}\right) \Rightarrow$ 0 ,045 < 0,1…… non vérifiée

Donc la vérification de la flèche est nécessaire pour tenir compte de l'existence éventuelle de fissuration dans les zones tendues.

la 3éme condition n'est pas vérifiée donc le calcul de la flèche est nécessaire.

- Moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{b}{3}.Y^3 + \frac{b_0}{3}(h-y)^3 - \frac{(b-b_0)}{3}(y-h_0)^3 + n.A_S.(d-y)^2$$

- Détermination de Y :

$$Y = \frac{b.h_0^{\,2}.\frac{1}{2} + 15A_S.d}{b.h_0 + 15.A_S}$$

***Moment d'inertie fictifs* : d'après le BAEL 91**

$$I_{Fi} = 1{,}1.\frac{I_0}{1+\lambda_i.\mu}$$

$$I_{Fv} = 1{,}1.\frac{I_0}{1+0{,}4.\lambda_i.\mu}$$

Avec $\lambda_i = \frac{0{,}05.f_{t28}}{\left(2+\frac{3.b_0}{b}\right).\delta}$: Coefficient pour la déformation instantanée.

$\lambda_V = 0{,}4.\lambda_i$: Coefficient pour la déformation différée.

$$\mu = 1 - \frac{1{,}75.f_{t28}}{4.\delta.\sigma_S + f_{t28}}$$

$\sigma_S = \frac{M_S}{dA_S}$: Contrainte de traction des armatures tendues.

$$\delta = \frac{A_S}{b_0.d}$$

As : section des armatures tendues.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau qui suit :

Tableau III.24: Récapitulatif de Calcul

M_{Ser} (kN.m)	A_S (cm^2)	δ	σ_S (MPa)	λ_i	λ_V	μ	I_0 (cm^4)	I_{Fi} (cm^4)	I_{Fv} (cm^4)
21.27	4.52	0,00251	261,43	8.366	3.346	0.222	70863.60	27281.44	44726.54

Les résultats de Calcul de la flèche de différents cas sont récapitulés dans le tableau qui suit :

Tableau III.25: Récapitulatif de la vérification des flèches

f_i (cm)	f_V (cm)	Δf (cm)	$\overline{\Delta f}$ (cm)	Observation
0.469	0.858	0.389	0.94	Vérifié

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

3. Etude de la poutre palière

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier. Avec une longueur de 2,6m, son schéma statique est le suivant :

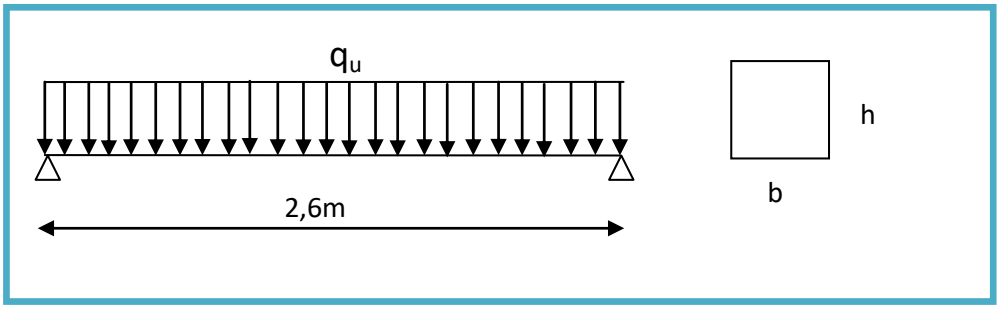


Figure III.10 : *Schéma statique de la poutre palière.*

La poutre palière se calcul à l'ELU puisque la fissuration est considérée peu nuisible.

A. Pré dimensionnement :

Selon le **BAEL91** les dimensions de la poutre sont :

$$\frac{L}{15} \le h \le \frac{L}{10} \qquad \Rightarrow 17.33cm \le h \le 26cm$$

on prend h =**25cm**

$$0{,}2h \le b \le 0{,}7h \quad \Rightarrow \; 5cm \le b \le 17.5cm$$

Le **RPA99** préconise :

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

Nous prenons : h =**30cm** ; b = **20cm**

B. Chargement de la poutre palière

La poutre palière est soumise à :

1.Son poids propres le long de la poutre : Gp= 25×0,20×0,30 = 1.50KN/ml

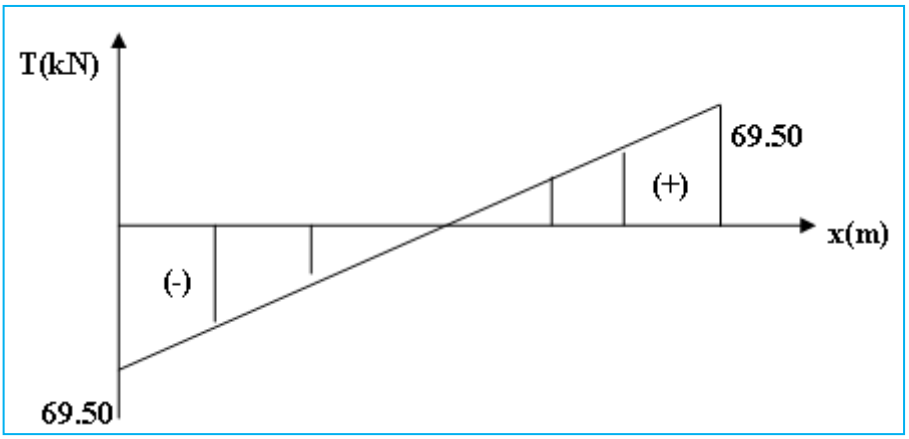
2.Poids de la maçonnerie : $G_{maço}$ = 2.97×(0.9+0.36) = 3.74KN/ml

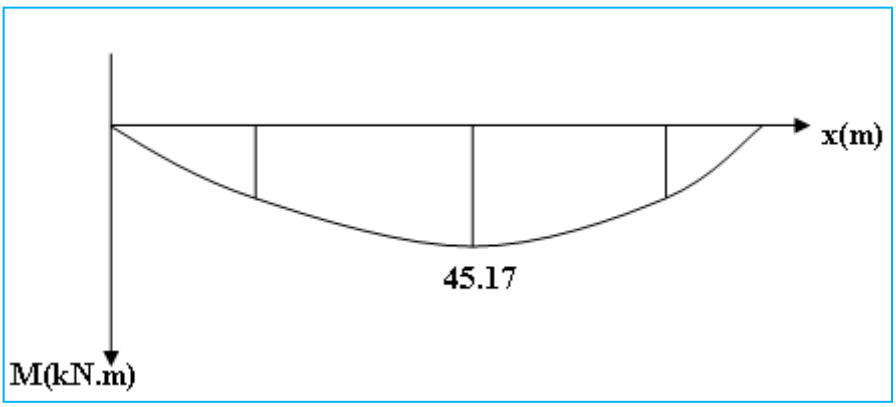
G=5.24 *kN/m*

3.charges venants de l'escalier : R_{Bu}= *46.39 kN/m* ; R_{BS}= *33.56 kN/m*

Combinaison de charge à E L U

P_U = *1,35× 5.24 + 46.39 = 53.46kN/m*



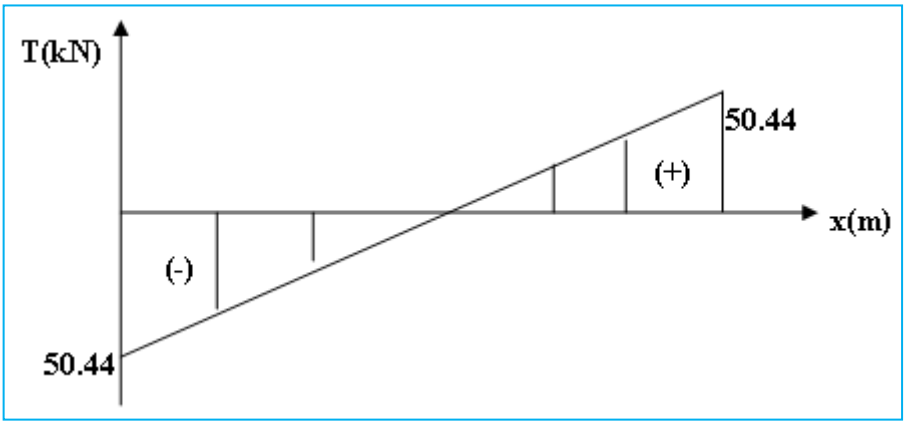


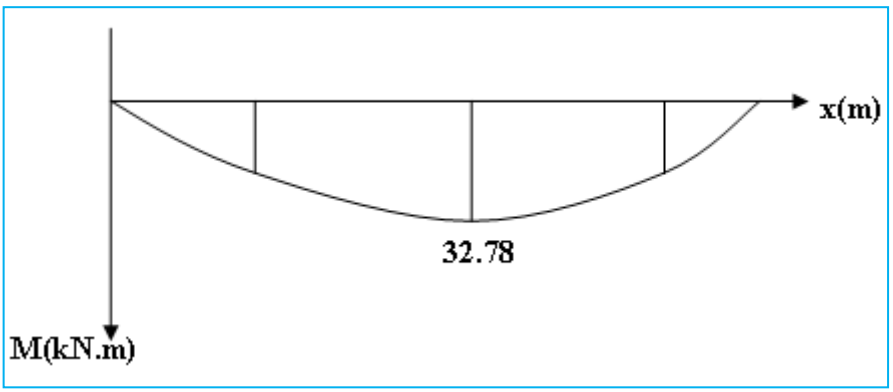
$$R_A = R_B = \frac{P_u L}{2} = 69.50KN$$

$$M_u = \frac{P_u L^2}{8} = 45.17kNm$$

Combinaison de charge à E L S

P_s = *5.24 + 33.56=38.80 kN/m*





$$R_A = R_B = \frac{P_S L}{2} = 50.44kN$$

$$M_S = \frac{P_S L^2}{8} = 32.78kNm$$

C. CALCUL DE FERRAILLAGE

On suppose que les appuis de rive son semi encastrés :

En travée : *Mt = 0,85 Mo = 38.39 kNm*

Sur appui : *Ma = 0,5 Mo = 22.58 kN m*

Donnés : $b \times h = 20 \times 30\ cm^2$,$d = 0,9\ h = 27\ cm$, $c = 2cm$, $f_{c28} = 25\ MPa$

Tableau III.26 : Calcul de ferraillage

	M_U [kNm]	f_{c28} [MPa]	Fe [MPa]	c [cm]	A_S' [cm^2]	A_S [cm^2]	Choix des barres	$A_S^{adopté}$ [cm^2]
Travées	***38.39***	***25***	***400***	***2***	***0***	***4.56***	***3T14***	***4,62***
Appui	***22.58***				***0***	***2.55***	***3T14***	***4,62***

D. VERIFICATION

a) CONDITION DE NON FRAGILITE*1*

$A_S \geq A_{S\,min} = 0,23\ b\ d(f_{t28}/fe) = 0,23 \times 20 \times 27 \times (2,1/400) = 1.00 cm^2$

On:

En travée: $A_S = 4,62\ cm^2 \geq A_S\,min$ ……*vérifié*

Sur appui : $A_S = 4,62 cm^2 \geq A_S\,min$ ……*vérifié*

- ***Vérification des contraintes dans les armatures tendue***

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendue.

b) VERIFICATION A L'ELS

$Mt_{ser} = 0,85Mo = 27.86\ kN.m$

$Ma_{ser} = 0,5Mo = 16.39\ kN.m$

$$\sigma_b = \frac{M_S}{I} Y \leq \overline{\sigma_b} = 0,6F_{C28} = 15MPa$$

Tableau III.27: vérification à ELS

	Sur appui	*En travée*
M_{ser} *(kN. m)*	***16.39***	***27.86***
A_s *(cm²)*	***4,62***	***4,62***
d (cm)	***27***	***27***
Y (cm)	***16.24***	***16.24***
I (cm⁴)	***53945.94***	***53945.94***
σ_b *(MPa)*	***4.93***	***8.38***
$\overline{\sigma_b}$ *(MPa)*	***15***	***15***
Observation	***OK***	***OK***

c) VERIFICATION DE LA FLECHE

Si les trois (03) conditions suivantes sont vérifiées simultanément, il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche.

1. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$ $\Rightarrow 0{,}1153 > 0{,}0625$ …… vérifiée

2. $\frac{A_S}{bd} \leq \frac{4{,}2}{f_e}$ $\Rightarrow 0{,}00855 \leq 0{,}0105$ …….. vérifiée

3. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10}\left(\frac{M_t}{M_0}\right) \Rightarrow$ *0 ,1153 > 0,1……vérifiée*

d) VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT

$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \overline{\tau_u}$ Avec

$\tau u = Min(\frac{0{,}15.f_{c28}}{\gamma_b}$ *; 4 MPa) = Min (2,5 ; 4) = 2.5 MPa*

$\tau_u = \frac{69.5.10^3}{200 \times 270} = 1.28 MPa$

$\tau_u = 1.28 \leq \overline{\tau_u} = 2.25 MPa$ ……..vérifiée

e) DETERMINATION DES ARMATURES TRANSVARSALES :

$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = \phi_t \leq \min(8{,}57,\ 12mm,\ 20mm).$ $\varphi_t = 8mm$

Espacement St

Selon BAEL9: *- St ≤ min (0,9 d ; 40 cm) = 25 cm*

Selon RPA99 ver.03[2] **:** *- St ≥ max (h/4 ; 12Øt)=7,50cm*

On prend: *St = 10 cm, dans la zone nodale.*

St = 15 cm, dans la zone courante

4 -BALCONS

1. INTRODUCTION

Le bâtiment étudie comporte un seul type de balcon, il est en porte à taux, et calcule comme une console en dalle pleine encastré et libre à extrémité et libre à l'autre, soumise à:

- Son poids propre.
- La surcharge d'exploitation.
- Charge concentrée à son extrémité libre due au poids du mur extérieur.

Le calcul se fait pour une bande de *1m*

- Un moment à l'extrémité due à l'effort appliqué sur le garde -corps

Epaisseur de balcon:

$e \geq \frac{L}{10} = \frac{150}{10} = 15cm$ On prend: *e=15cm*

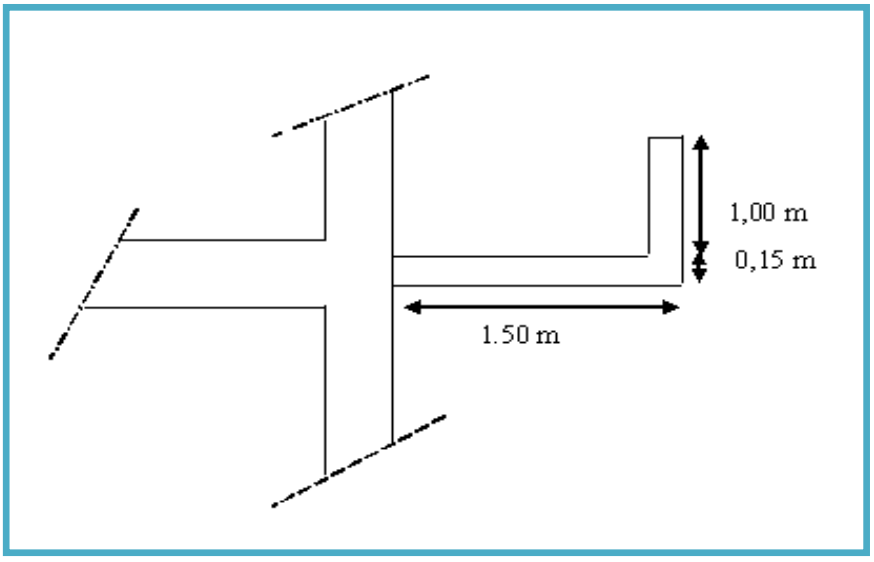


Figure III.11 Dimensions du balcon

2. EVALUATION DES CHARGES

- ***Charge permanente:*** **G= 5.55 *kN/m²***
- ***Charge d'exploitation:*** ***Q=3,50kN/m²***
- ***Charge concentrée "F":***

- Enduit au ciment …… *0,36 kN/m²*
- Maçonnerie (ép = 10 cm) ……..... *0,90 kN/m²*
- Enduit au ciment ……. *0,36 kN/m²*

F = 1,62 kN/m²

Moment du à la main courante

M_{mc} **=Q'x L=1x1x1= 1 *kN.m***

3 SCHÉMA STATIQUE

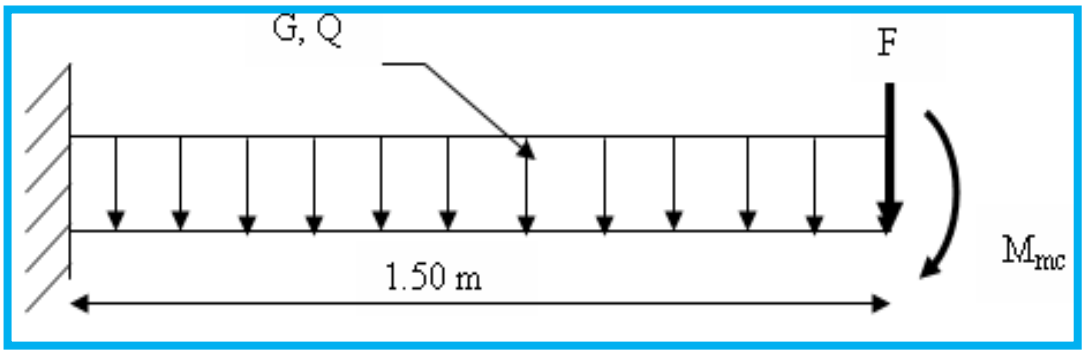


Figure III.12 Schéma statique du balcon

4 .COMBINAISON DES CHARGES

Tableau.III.28 : Combinaison des charges

	ELU	*ELS*
q(kN/ml)	***12.675***	***9.05***
F(kN)	***2,19***	***1,62***
M_{mc}	***1,50***	***1,00***

5. CALCUL DES EFFORTS INTERNES

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement.

- ***Moment fléchissant:*** $M(x) = -\left(\frac{q}{2}x^2 + Fx + Mmc\right)$

- ***Effort tranchant:*** $T(x)=(qx+F)$

Tableau.III.29 : Calcul des efforts internes

	ELU	ELS
M (kNm)	19.04	13.61
T (kN)	21.20	15.19

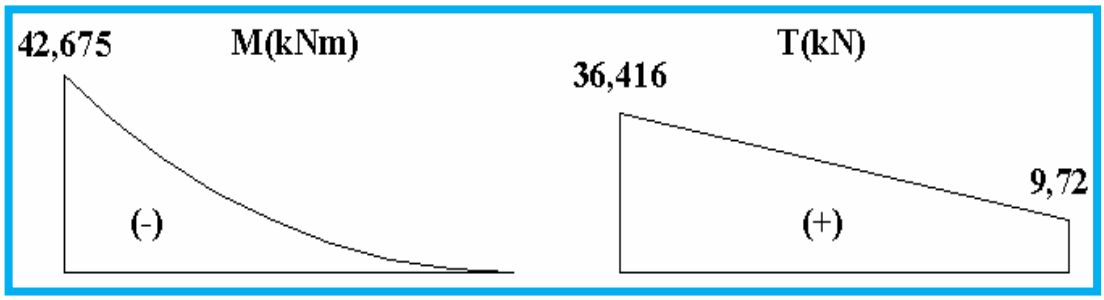


Figure III.13 ***Diagramme des efforts internes E.L.U***

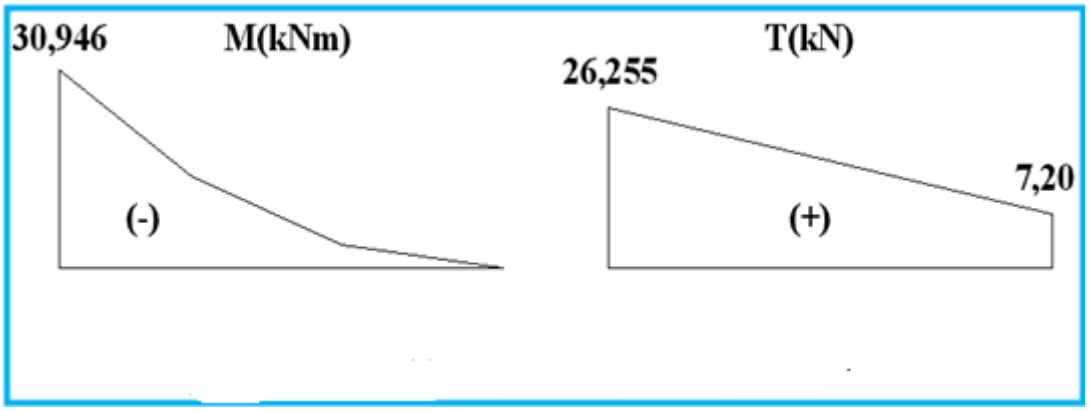


Figure III.14 ***Diagramme des efforts internes E.L.S***

6. CALCUL DE FERRAILLAGE

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de *1m*.

f_{c28}=25MPa ; f_{t28}=2,1MPa ; σ_{bc}=14,17MPa ; b=100cm ; h=15cm ; d=13,5cm ; fe=400MPa

Tableau.III.30 : Ferraillage du balcon

M_u(kNm)	μ	$\mu<\mu_R$	A'_s (cm^2)	α	Z (cm)	A^{cal}_s (cm^2)	Choix	A^{adp}_s (cm^2)	Esp (cm)
19.04	**0,0737**	**Oui**	**0**	**0,0957**	**12.98**	**4.11**	**5T12**	**5.65**	**20**

*** *Espacement:***

$$S_t \le Min\begin{cases}(3h;33cm).....pour\ une\ charge\ répartie\\(2h;22cm).....pour\ une\ charge\ concentrée\end{cases}$$

$$S_t \le Min\begin{cases}33cm\\22cm\end{cases} \Rightarrow S_t = 20cm.....vérifiée$$

*** *Armatures de répartitions:***

$$\frac{A_s}{4} \le A_r \le \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.39cm^2 \le A_r \le 2.78cm$$

Le choix est de:*5T8/ml=2.51cm²* avec: S_t=*20cm*

7. VÉRIFICATIONS

a. Condition de non fragilité:

$$A_s \ge A_s^{min} = 0,23bd\frac{f_{t28}}{fe}$$

$$A_s = 5.65cm^2 \succ A_s^{min} = 1,63cm^2 .....vérifiée$$

b. Vérification de l'effort tranchant:

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

Avec:

$$\bar{\tau}_u = Min(0,1f_{c28};4MPa) = 2,5MPa$$ (Fissuration préjudiciable).

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{21.2.10^3}{1000x135} = 0,157MPa \prec \bar{\tau}_u = 2,5MPa.....vérifiée$$

c. Vérification de l'E.L.S:

On considère que la fissuration est préjudiciable.

c.1. Vérification des contraintes:

- ***Position de l'axe neutre "y":***

$$\frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y-c') - nA_s(d-y) = 0$$

- ***Moment d'inertie "I":***

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA'_s(y-c')^2 + nA_s(d-y)^2$$

Avec: $n=15$; $c'=5cm$; $d=13.5cm$; $b=100cm$; $A'_s=0$

On doit vérifier que:

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \dfrac{M_{ser}}{I}y \le \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6\,f_{c28} = 15MPa \\ \sigma_s = n\dfrac{M_{ser}}{I}(d-y) \le \overline{\sigma}_s = Min\left(\dfrac{2}{3}fe; 15\eta\right) = 240MPa \end{cases}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous:

Tableau.III.31 : Vérification des contraintes du balcon

$M_{ser}(kNm)$	A_s (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \le \overline{\sigma}_{bc}$	σ_s (MPa)	$\sigma_s \le \overline{\sigma}_s$
4,97	***5.65***	***4.01***	***9781.96***	***5.57***	***vérifiée***	***198.05***	***vérifiée***

c.2. Vérification de la flèche :

- $\frac{h}{L} \ge \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{15}{150} = 0{,}1 \succ 0{,}0625$.....*vérifiée*
- $\frac{A_s}{bd} \prec \frac{4{,}2}{fe} \Leftrightarrow \frac{5.65}{100x13{,}5} = 0{,}00418 \prec 0{,}0105$...*vérifiée*
- $\frac{h}{L} \ge \frac{M_t}{10M_0} \Leftrightarrow 0{,}1 \ge 0{,}1$.....*vérifiée*

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

d. Vérification à la torsion:

La poutre est une section pleine qui doit être assimilé à une section creuse (d'après le formulaire de béton armé **BAEL91**) d'une épaisseur de paroi égale à $"b_0"$:

$$b_0 = \frac{a}{6} = \frac{30}{6} = 5cm$$

La contrainte tangente de torsion $"\tau_{ut}"$ doit être cumulée avec la contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant $"\tau_{uv}"$.

On doit vérifier: $\tau_{ut}^2 + \tau_{uv}^2 \leq \tau_{\lim}^2$

Avec: $\tau_{ut} = \dfrac{T_u}{2\Omega b_0}$ (Contrainte de torsion)

$\tau_{uv} = \dfrac{V_u}{bxh}$ (Contrainte de cisaillement)

$\tau_{\lim} = 5MPa$ (Contrainte limite)

Tel que:

T_u: Moment de torsion.

$$T_u = Mmc + F_U(1,20) + M_u(1,20^2/2)$$

V_u: Effort tranchant.

Ω: Aire du contour à mi-épaisseur de la paroi.

b_0: Epaisseur de la paroi.

b: Largeur de la poutre.

h: Hauteur de la poutre.

$\Omega=(0,25x0,40)=0,1m^2$

$$\tau_{ut} = \frac{17.83.10^6}{2x0,1.10^6 x50} = 1.783MPa$$

$$\tau_{uv} = \frac{121.20.10^3}{300x450} = 0,157MPa$$

$\tau_{ut}^2 + \tau_{uv}^2 = 3.21MPa \prec 25MPa$.....*vérifiée*

CHAPITRE IV

Etude dynamique

1 - INTRODUCTION

Pour notre structure le système de contreventement est assuré conjointement par des voiles et des portiques dans les deux directions en plan.

Pour assurer une meilleure résistance au séisme, nous devons de préférence avoir une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.

Donc le système de contreventement doit être disposé de façon à :

- Rependre une charge verticale suffisante pour assurer sa stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations
- Minimiser les effets de torsion

2 - ÉTUDE DYNAMIQUE :

1. INTRODUCTION :

L'analyse dynamique nécessite ce qui suit :

- D'établir un type de calcul représentant la structure.
- D'introduit ce type dans SAP2000v21 qui permet la détermination de ses modes propres de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

2. MODÉLISATION DE LA STRUCTURE :

Vu la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse de notre structure, la nécessite de l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

Dans le cadre de notre projet nous avons opté pour le logiciel de calcul ***SAP2000V21***

A- Modélisation de la rigidité :
La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité)

B- Modélisation de la masse : Constituer de :

- la masse des planchers.
- La masse volumique (les poteaux et les poutres) égale à celle du béton à savoir $2,5t/m^3$
- La masse des murs extérieurs.
- La masse des escaliers (palier et paillasse).

- La masse de chaque balcon.

C- Caractéristiques de la structure :

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, planchers, escaliers, voiles, maçonneries et balcons).

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad et \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec

M_i : La masse de l'élément « i » du niveau considéré.

X_i, Y_i : Coordonnées du centre de gravité de l'élément « i » par rapport au repère global.

D- POIDS DE LA STRUCTURE :

On préconise de calculer le poids total de la structure de la manière suivante :

$W = \sum_{i=1}^{n} W_i$; W_i Étant donné par : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

Avec :

W_i : Le poids concentré au niveau du centre masse du plancher « i »;

W_{Gi} : Le poids dû aux charges permanentes et celui des équipements fixes éventuels, secondaires de la structure au niveau « i »;

W_{Qi} : Surcharges d'exploitation au niveau « i »;

β: Coefficient de pondération, en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$\beta = 0,2$ (bâtiment d'habitation)**.**

3 - DISPOSITION DES VOILES :

La structure que nous proposons de modéliser est un bâtiment qui se distingue par sa forme irrégulière, contreventée par un système mixte (portique voiles).

Tout cela complique le choix du positionnement des voiles qui doit satisfaire un certain nombre de conditions :

- Disposer les voiles d'une façon symétrique à égales distances par rapport aux axes de symétries dans les deux directions.

- Assurer la continuité des voiles verticalement.

- La disposition des voiles est établie selon un comportement modal convenable.

- Respect du nombre d'ouvertures par voile.

- Assurer une ductilité suffisante.

- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

Les propositions des dispositions des voiles de contreventement :

Apres avoir fait plusieurs dispositions des voiles, nous retenons les dispositions ci après :

Disposition final

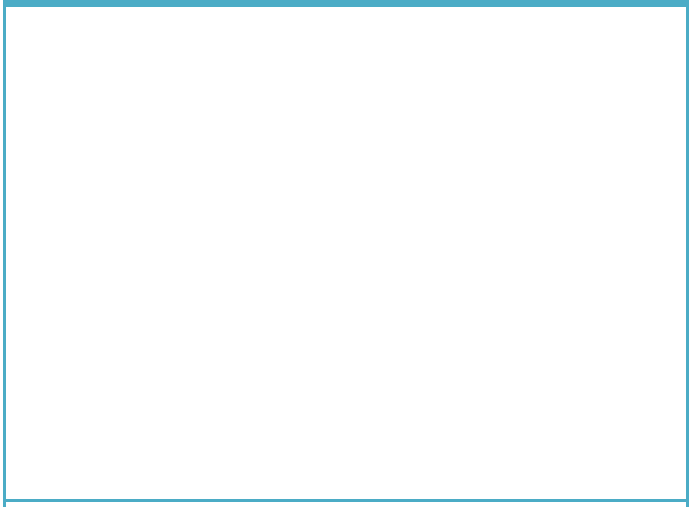


Figure. IV.4. disposition final

4 - CALCULE DYNAMIQUE :

1. Choix de la méthode de calcul :

Le « ***RPA99 V2003*** » propose trois méthodes de calcul pour les différentes conditions d'application :

1- La méthode statique équivalente,
2- La méthode d'analyse modale spectrale,
3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

La méthode statique équivalente ne s'applique pas dans le cas du bâtiment étudié (structure irrégulière en plan avec une hauteur supérieure à *17m*). Alors nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique .

2. Spectre de réponse

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g}=\begin{cases}1{,}25A\left(1+\dfrac{T}{T_1}\left(2{,}5\eta\dfrac{Q}{R}-1\right)\right) & 0\le T\le T_1\\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\dfrac{Q}{R} & T_1\le T\le T_2\\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\dfrac{Q}{R}\left(\dfrac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2\le T\le 3{,}0s\\ 2{,}5\eta(1{,}25A)\dfrac{Q}{R}\left(\dfrac{T_2}{3}\right)^{2/3}\left(\dfrac{3}{T}\right)^{5/3} & T\ge 3{,}0s\end{cases}$$

Le tableau récapitule les paramètres sismiques retenus pour notre bâtiment :

Tableau IV.1.Paramètres sismique

Coefficient	Conditions	Valeur
A	*Ouvrage groupe2* *Hauteur bâtiment < 48m* *Zone sismique III*	***0,25***
R	*Système de contreventement mixte portiques/voiles avec interaction*	***5***
Q	$1+\Sigma P_q$	***1,2***
ε	-	***7%***
η	$[(7/(2+\varepsilon)]^{1/2}\ge 0,7$	***0,8819***
T_1	*Site 3*	***0,15 s***
T_2	***Site 3***	***0,50 s***

Avec :

g : accélération de la pesanteur,

A : coefficient d'accélération de zone,

η : facteur de correction d'amortissement,

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est en fonction du système de contreventement,

T_1, $T2$: Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site,

Q : Facteur de qualité.

3. Résultante des forces sismiques de calcul

En effet la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieur à *80%* de la résultante des forces sismiques déterminer par la méthode statique équivalente « V » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t<0,8V$, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,…..) dans le rapport

$$r = \frac{0,8V}{V_t}.$$

*** *Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente***

$$\text{Soit : } V = \frac{ADQ}{R}W$$

$W=46427.273KN$ (calcul automatique) avec ***SAP 2000v21***

D : facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement η et de la période fondamentale T de la structure.

Plusieurs formules empiriques pour le calcul de la période fondamentale sont proposées par le « ***RPA99 v 2003*** ». Nous choisirons la formule qui donne la plus petite valeur soit :

$$T_N = 0,09\frac{h_N}{\sqrt{L}} \quad \text{et} \quad T_{\min} = 0,05{h_N}^{3/4} = 0,697s \text{ « ***RPA99 v 2003*** »}$$

Où

h_N : la hauteur, mesurée en mètre, à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau;

L : la dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

On a : $h_N=33.58m$

<u>Selon x-x :</u> $L_x = 25{,}91m \Rightarrow T_x = 0{,}598s$ $\min(T_x, T_{\min})$=0,598s

<u>Selon y-y :</u> $L_y = 19{,}79m \Rightarrow T_y = 0{,}686s$ $\min(T_y, T_{\min})$=0,686s

Or $\begin{cases} T_1 = 0{,}15s & (site3) \\ T_2 = 0{,}50s & (site3) \end{cases}$

$$\text{Ce qui donne : } T_2 \le (T_x et T_y) \prec 3s \Rightarrow D = 2{,}5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

$$D_x = 2{,}5(0{,}8819)\left(\frac{0{,}5}{0{,}598}\right)^{2/3} = 1{,}843$$

$$D_y = 2{,}5(0{,}8819)\left(\frac{0{,}5}{0{,}686}\right)^{2/3} = 1{,}606$$

On trouve :

$$V^x = \frac{0{,}25(1{,}843)(1{,}20)}{5}46427{,}273 = 5130{,}213kN \Rightarrow 0{,}8V^x = 4101{,}170kN$$

$$V^y = \frac{0{,}25(1{,}606)(1{,}20)}{5}46427{,}273 = 4473{,}732kN \Rightarrow 0{,}8V^y = 3578{,}98kN$$

D'après le fichier des résultats du ***SAP2000*** on a : $\begin{cases} F_1 = V_t^x = 3196{,}369kN \\ F_2 = V_t^y = 4457{,}573kN \end{cases}$

Ce qui donne : $V_t^x \prec 0{,}8V^x$ *et* $V_t^y \succ 0{,}8V^y$

$\begin{cases} r_x = 1{,}28 \\ r_y = 1{,}00 \end{cases}$

4. Vérification des déplacements latéraux inter étages

En effet, selon ***RPA99 v 2003*** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$\Delta_K^x \le \overline{\Delta}$ *et* $\Delta_K^y \le \overline{\Delta}$ Avec : $\overline{\Delta} = 0{,}01he$ Où : *he* représente la hauteur de l'étage.

Avec $\delta_K^x = Rr_x\delta_{eK}^x$ et $\delta_K^y = Rr_y\delta_{eK}^y$

$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x$ et $\Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$

Δ_K^x : correspond au déplacement relatif au niveau *K* par rapport au niveau *K-1* dans le sens *x-x* (idem dans le sens y-y, Δ_K^y).

δ_{eK}^x : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau *K* dans le sens *x-x* (idem dans le sens y-y , δ_{eK}^y).

Données : r_x= 1,28 r_y=1,00 R=5,0

5 - PRESENTATION DES RESULTATS :

- DISPOSITION FINALE :

Les caractéristiques dynamiques propres obtenues sont données dans le tableau suivant

Tableau V.2 Période et facteurs de participation massique de la disposition final

Modes	Période(s)	Facteur de participation massique (%)					
		U_x	U_y	U_z	$\sum U_x$	$\sum U_y$	$\sum U_z$
1	0,847	00,11	67,88	00,00	00,11	67,88	**00,00**
2	0,805	69,95	00,12	00,00	70.06	68.00	**00,00**
3	0,743	00,27	00,11	00,00	70.33	68.11	**00,00**
4	0,228	15,38	00,89	00,00	85.71	69.00	**00,00**
5	0,225	00,85	16,69	00,00	86.56	85.69	**00,00**
6	0,212	00,04	00,00	00,00	86.60	85.69	**00,00**
7	0,194	00,07	00,05	00,00	86.67	85.74	**00,00**
8	0,113	00,00	00,02	00,00	86.67	85.76	**00,00**
9	0,108	01,60	00,05	00,00	88.27	85.71	**00,00**
10	0,108	05,06	00,00	00,00	93.33	85.71	**00,00**
11	**0,101**	**00,00**	**07,09**	**00,00**	93.33	92.80	**00,00**

Constatations :

- Une période fondamentale : *T=0, 847s*
- La participation massique dépasse le seuil des *90%* à partir du *11ème* mode
- Le *1er* mode est un mode de translation parallèlement à *Y-Y*
- Le *2ème* mode est un mode de translation parallèlement à *X-X*
- Le *3ème* mode est un mode de rotation

Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

Soit : $V = \frac{ADQ}{R}W$

W= 50709,089KN (calcul automatique) avec ***SAP 2000 V21***

R=4; Q=*1,20* ; *A=0,25*

On a:

$$V^x = \frac{0,25(1,843)(1,20)}{5} X\, 50709,089 = 5603,35kN \Rightarrow 0,8V^x = 4482,68kN$$

$$V^y = \frac{0,25(1,606)(1,20)}{5} X\, 50709,089 = 4886,327kN \Rightarrow 0,8V^x = 3909.06kN$$

D'après le fichier des résultats du ***SAP2000*** on a : $\begin{cases} F_1 = V_t^x = 5707,87kN \\ F_2 = V_t^y = 5436,301kN \end{cases}$

Ce qui donne : $V_t^x \succ 0,8V^x$ *et* $V_t^y \succ 0,8V^y$

$$\Rightarrow \begin{cases} r_x = 1,00 \\ r_y = 1,00 \end{cases}.$$

Données : r_x= *1,00* r_y=*1,00* *R=5*

On résume les résultats obtenu dans le tableau suivant :

Tableau V.03 Vérification des déplacements inter étages de la disposition finale

Z(m)	$\delta_{eK}^x\,(mm)$	$\delta_{eK}^y\,(mm)$	$\delta_K^x\,(mm)$	$\delta_K^y\,(mm)$	$\Delta_K^x\,(mm)$	$\Delta_K^y\,(mm)$	$\overline{\Delta}(mm)$	*Obs*
0	*0*	*0*	*0*	*0*	*0*	*0*	*0*	*c.v*
3.88	1,69	1,58	*1,69*	*1,58*	*6,76*	*6,32*	*38,80*	*c.v*
6.85	4,23	4,01	*2,54*	*2,43*	*10,16*	*9,72*	*29,70*	*c.v*
9.82	7,37	7,12	*3,13*	*3,11*	*12,52*	*12,44*	*29,70*	*c.v*
12.79	10,97	10,80	*3,60*	*3,68*	*14,40*	*14,72*	*29,70*	*c.v*
15.76	14,80	14,84	*3,83*	*4,04*	*15,32*	*16,16*	*29,70*	*c.v*
18.73	18,77	19,15	*3,97*	*4,31*	*15,88*	*17,24*	*29,70*	*c.v*
21.70	22,69	23,52	*3,92*	*4,37*	*15,68*	*17,48*	*29,70*	*c.v*
24.67	26,43	27,83	*3,74*	*4,31*	*14,96*	*17,24*	*29,70*	*c.v*
27.64	29,91	31,99	*3,48*	*4,16*	*13,92*	*16,64*	*29,70*	*c.v*
30.61	33,10	35,95	*3,19*	*3,96*	*12,76*	*15,84*	*29,70*	*c.v*
33.58	**36,10**	**39,73**	***3,00***	***3,78***	***12,00***	***15,12***	***29,70***	*c.v*

- **POUR LES VERIFICATION NECESSAIRE :**

➢ Vérification de la stabilité au renversement :

Le moment de renversement est égal à : $M_{0x} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{ix}$ $M_{0y} = \sum_{i=1}^{n} h_i . F_{iy}$

Avec

- F_{ix} , F_{iy}: la force distribuée en hauteur suivant X et Y
- h_i : la hauteur de l'étage par rapport à la base 0

Le moment de stabilité qui est égal à :Mtx =X_G.Wi , MtY =G_Y.Wi

Avec :

- X_G , Y_G : les coordonnées du centre de géométrie de la structure
- Wi : la masse de plancher dans chaque niveau

Donc il faut vérifier que : $\frac{M_t}{M_0} \geq 1{,}5$

Après les calcule on a trouvé que le bloc est vérifié contre le renversement suivant les deux directions, donc la stabilité est vérifiée.

➢ Vérification vis à vis de l'effet P-Δ :

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k \ / \ V_k * h_k \leq 0.10$$

P_k: poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k ».

V_k: effort tranchant d'étage au niveau "k".

Δ_k: déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k: hauteur de l'étage « k ».

Si $0.10<\theta\leq 0.20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur : $\frac{1}{(1-\theta_K)}$

Si $\theta>0.20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Après les vérifications de l'effet P-Δ selon le sens x et le sens y on a trouvé que la structure étudiée est justifier vis a vis de l'effet P-Δ.

- Vérification des sollicitations normales :

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A93 et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme.

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c * f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec

- υ : effort normal réduit.
- Nd : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
- Bc : l'air (section brute) de cette section de béton.
- F_{c28} : la résistance caractéristique de béton.

Après les vérifications on trouve que tous les poteaux sont justifiés suffisantes pour éviter le risque de rupture fragile.

Conclusion:

- La structure est stable.
- Tous les éléments de la structure sont des éléments résistants.

CHAPITRE V

Ferraillage des éléments résistants

1. INTRODUCTION

Le ferraillage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le ***BAEL 91*** et le ***RPA99 v 2003***.

2. FERRAILLAGE DES POTEAUX

1. GENERALITE

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (*E.L.U*) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations durables et accidentelles.

2. COMBINAISON D'ACTION

nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

- Situation durable : *1,35G+1,5Q et G+Q*
- Situation accidentelle : G+*Q*+*E* *et* *0,8G±E*

3. SELON *RPA99 V 2003 :*

D'après le ***RPA99 v 2003***, pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leur pourcentage est limité par:

$* 0{,}9 \prec \frac{A_s}{B} \prec 4\%$ Zone courante

$* 0{,}9 \prec \frac{A_s}{B} \prec 6\%$ Zone de recouvrement

Avec : A_s : La section d'acier.

B : Section du béton $[cm^2]$.

- Le diamètre minimal est de *12mm*.
- La longueur minimale de *50Ø* en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser *20cm*.
- Les jonctions par recouvrement doivent êtres faites si possible, à l'intérieur des zones nodales.

❖ **Situation accidentelle :**

- **Combinaison : G+Q+E**

Niveaux	Sections (cm^2)	N^{max} (kN)	M^{corr} (kNm)	Sollicitation	A'_s (cm^2)	A_s (cm^2)	$A^{min}_{s(RPA)}$ (cm^2)
SS au 1er	45x45	1884.17	17.13	SEC	0	0	18,22
2ème + 3ème	40x40	1334.46	69.37	SEC	0	0	14,40
Du 4ème au 9ème	35x35	980.38	62.60	SEC	0	0	11,03

Tableau. V.1 : Ferraillages des poteaux situation accidentelle (N^{max},M^{corr})

Niveaux	Sections (cm^2)	M^{maxr} (kNm	N^{corr} (Kn)	Sollicitation	A'_s (cm^2)	A_s (cm^2)	$A^{min}_{s(RPA)}$ (cm^2)
SS au 1er	45x45	145.54	246.40	SPC	0	7,84	18,22
2ème + 3ème	40x40	148.94	897.05	SPC	0,51	6,44	14,40
Du 4ème au 9ème	35x35	130.86	92.98	SPC	0	13,10	11,03

Tableau. V.2 : Ferraillages des poteaux situation accidentelle (M^{max},N^{corr})

- **Combinaison : 0,8G+E**

iveaux	Sections (cm^2)	N^{max} (kN)	M^{corr} (kNm)	Sollicitation	A'_s (cm^2)	A_s (cm^2)	$A^{min}_{s(RPA)}$ (cm^2)
SS au 1er	45x45	1392.09	51.94	SEC	0	0	18,22
2ème + 3ème	40x40	951.36	58.07	SEC	0	0	14,40
Du 4ème au 9ème	35x35	700.47	52.87	SEC	0	0	11,03

Tableau. V.3 : Ferraillages des poteaux situation accidentelle (N^{max},M^{corr})

Niveaux	Sections (cm^2)	M^{maxr} (kNm	N^{corr} (Kn	Sollicitation	A'_s (cm^2)	A_s (cm^2)	$A^{min}_{s(RPA)}$ (cm^2)
SS au 1er	45x45	142.39	960.36	SEC	0	0	18,22
2ème + 3ème	40x40	139.38	563.51	SPC	6,75	0	14,40
Du 4ème au 9ème	35x35	106.49	71.14	SPC	10,12	0	11,03

Tableau. V.4 : Ferraillages des poteaux situation accidentelle (M^{max},N^{corr})

- **Combinaison : 1.35G+1.5Q**

Niveaux	Sections (cm^2)	N^{max} (kN)	M^{corr} (kNm)	Sollicitation	A'_s (cm^2)	A_s (cm^2)	$A^{min}_{s(RPA)}$ (cm^2)
SS au 1er	45x45	2199.57	27.86	SEC	0	0	18,22
2ème + 3ème	40x40	1545.69	45.26	SEC	0	0	14,40
Du 4ème au 9ème	35x35	1136.24	39.82	SEC	0	0	11,03

Tableau. V.5 : Ferraillages des poteaux situation accidentelle (N^{max},M^{corr})

Niveaux	Sections (cm^2)	M^{maxr} (kNm	N^{corr} (Kn	Sollicitation	A'_s (cm^2)	A_s (cm^2)	$A^{min}_{s(RPA)}(cm^2)$
SS au 1er	*45x45*	*80.58*	*1421.67*	*SEC*	*0*	*0*	***18,22***
2ème + 3ème	*40x40*	*89.65*	*904.93*	*SEC*	*0*	*0*	**14,40**
Du 4ème au 9ème	***35x35***	***102.02***	***116.64***	***SPC***	***0***	***9,07***	**11,03**

Tableau. V.6 : Ferraillages des poteaux situation accidentelle *(M^{max},N^{corr})*

4. CHOIX DES ARMATURES

On remarque que le ferraillage maximum a été obtenu par la combinaison ***(0,8G±E)***

Niveaux	Sections (cm^2)	A_s^{cal} (cm^2)	A_s^{min} (cm^2)	A_s^{max} (Z.C)(cm^2)	A_s^{max} (Z.R)(cm^2)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm^2)
SS au 1er	*45x45*	*7.84*	*18.22*	*81.00*	*121.50*	*4T20+8T16*	*28.65*
2ème + 3ème	*40x40*	*6.75*	*14.40*	*64.00*	*96.00*	*4T20+8T16*	*28.65*
Du 4ème au 9ème	*35x35*	*13.10*	*11.02*	*49.00*	*73.50*	*4T20+8T16*	*28.65*

Tableau. V.7 : Choix des armatures des poteaux

5. VÉRIFICATION ELS :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}) , puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

- ***Béton :*** $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$
- ***Acier :*** Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc σ_s=*240MPa*.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Niveaux	Sec (cm^2)	N^{max} (kN)	M^{corr} (kNm)	Sollicitation	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa	Vérification
SS au 1er	*45x45*	*1596.92*	*19.97*	*SEC*	*108,9*	*201.63*	*7,4*	*15*	***C.V***
2ème + 3ème	*40x40*	*1122.93*	*32.87*	*SEC*	*107,40*	*201.63*	*7,6*	*15*	***C.V***
Du 4ème au 9ème	*35x35*	*825.70*	*28.94*	*SEC*	*119,5*	*201.63*	*8,5*	*15*	***C.V***

Tableau V.8 : Vérification des contraintes pour les poteaux N^{ser}_{max} ; M^{ser}_{cor}

Niveaux	Sections (cm^2)	M^{maxr} (kNm	N^{corr} (Kn	Sollicitation	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MP	Vérification
SS au 1er	45x45	63.05	957.66	SEC	94,3	201.63	6,8	15	**C.V**
2ème + 3ème	40x40	65.05	659.11	SEC	97,5	201.63	7,3	15	**C.V**
Du 4ème au 9ème	35x35	74.24	85.65	SEC	155,5	201.63	7,6	15	**C.V**

Tableau V.9: Vérification des contraintes pour les poteaux N^{ser}_{cor} ; M^{ser}_{max}

6. VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT

a. VÉRIFICATION DE LA CONTRAINTE DE CISAILLEMENT

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveaux	Sections (cm^2)	T_u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\overline{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\overline{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
RDC +1er	45x45	51,71	0.28	11.40	0.075	1.875	2.50	**C.V**
2ème + 3ème	40x40	57.95	0.40	12.90	0.075	1.875	2.50	**C.V**
Du 4ème au 9ème	**35x35**	**66.00**	**0.59**	**14.70**	**0.075**	**1.875**	**2.50**	**C.V**

Tableau V.10: Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux

b. FERRAILLAGE TRANSVERSAL DES POTEAUX

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du ***BAEL91 modifié 99*** et celles du ***RPA99 V 2003*** ; elles sont données comme suit :

Niveaux	Section (cm^2)	Barres	$\emptyset_l$ (mm)	S_t (cm)	
				Zone nodale	**Zone courante**
SS au 1er	45x45	4T20+8T16	20 et16	10	15
2ème + 3ème	40x40	4T20+8T16	20 et16	10	15
Du 4ème au 9ème	35x35	4T20+8T16	20 et16	10	15

Tableau V11: Espacements maximales selon RPA99

Le choix des armatures transversales sont dans le tableau suivant :

Niv	Section (cm^2)	L_f (m)	λ_g (%)	ρ_a	T_u^{max} (kN)	Zone	S_t (cm)	A_t^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)
S sol	45x45	1,940	4,31	3,75	23,23	N	10	0,48	**4T8**	2,01
						C	15	0,72	**4T8**	2,01
RDC	45x45	1,485	3,30	3,75	51,71	N	10	1,07	**4T8**	2,01

1er						*C*	*15*	*1,61*	***4T8***	*2,01*
2ème ***4ème***	*40x40*	1,485	*3,71*	*3,75*	*57.95*	*N*	*10*	*1,35*	***6T8***	*3,02*
						C	*15*	*2,03*	***6T8***	*3,02*
4ème ***9ème***	*35x35*	1,485	*4,24*	*3,75*	*66.00*	*N*	*10*	*1,76*	***6T8***	*3,02*
						C	*15*	*2,65*	***6T8***	*3,02*

Tableau V.12 : Choix des armatures transversales pour les poteaux

7. LONGUEUR DE RECOUVREMENT

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r=50Ø_l$ en zone III.

Pour : *T20*…….$L_r=100$ *cm*

T16…….$L_r=80$ *cm*

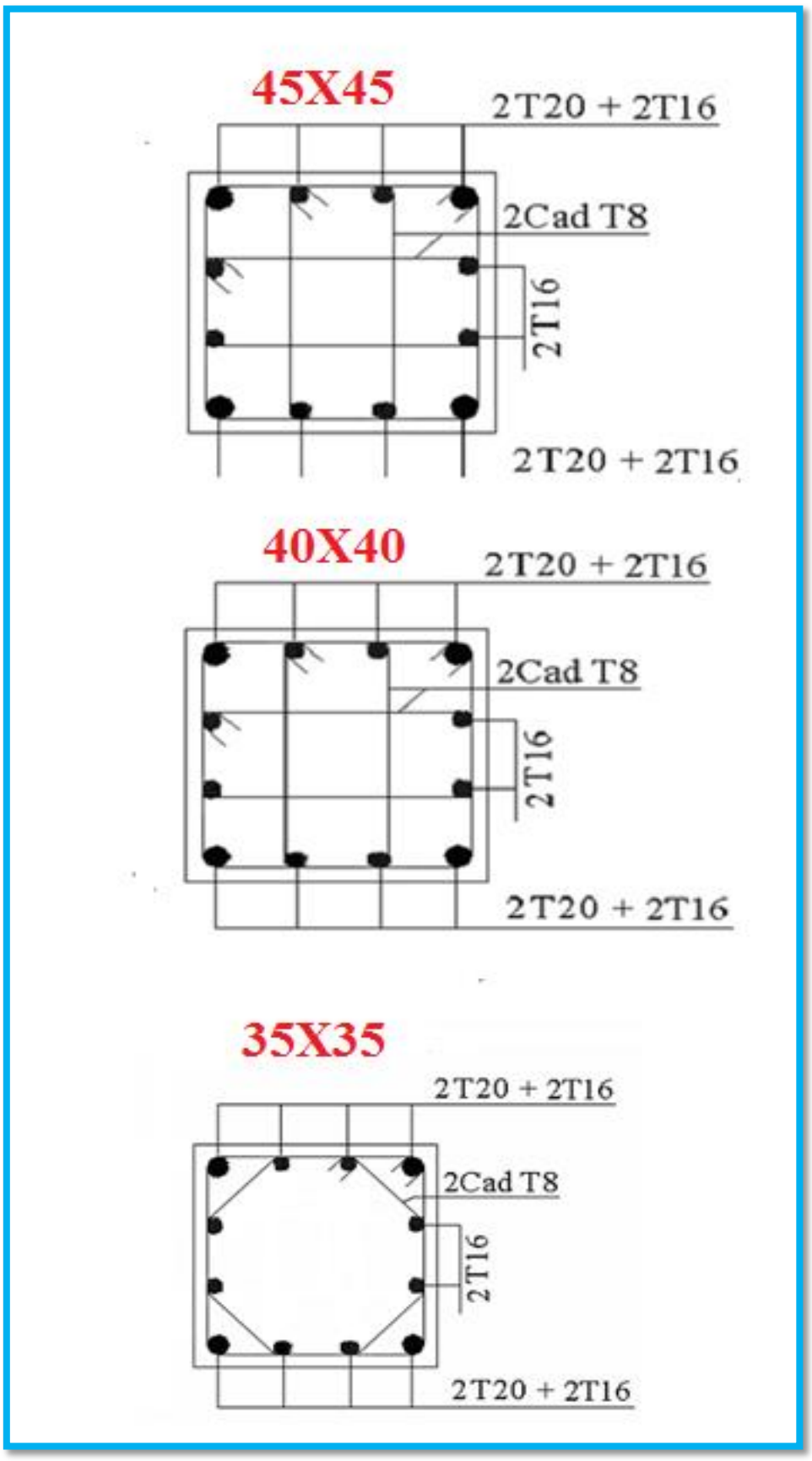


Figure V.1: Ferraillage des poteaux

3. FERRAILLAGE DES POUTRES

1. GENERALITE :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

On fait le calcul pour les deux situations suivantes :

- Situation durable : *1,35G+1,5Q*
- Situation accidentelle : *G+Q+E*

2. SELON *RPA99 V 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.
- La longueur minimale de recouvrement est de *50Ø* en zone III.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à *90°*.

3. FERRAILLAGE nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutre porteuse).
- Sens non porteur (poutre secondaire).

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

1- Sens porteur :

Niveaux	*Section* (cm^2)	*Position*	M^{max} (*kNm*)	A_s (cm^2)	A_s' (cm^2)	A_{sRPA}^{min} (cm^2)
RDC	*30x45*	*Travée*	*95,94*	***7,27***	*0.00*	**6,75**
		Appui	*163,67*	*13,29*	*0.00*	**6,75**
DU 1 er AU 9ème	*30x45*	*Travée*	*83,89*	*6,29*	*0.00*	**6,75**
		Appui	*144,52*	*11,49*	*0.00*	**6,75**
TERRASSE	*30x45*	*Travée*	*80,03*	*5,98*	*0.00*	**6,75**
		Appui	***102,67***	***7,83***	***0.00***	**6,75**

Tableau V.13 : Ferraillage des poutres porteuses (situation durable)

Niveaux	Section (cm^2)	Position	M^{max} (kNm)	A_s (cm^2)	A_s' (cm^2)	A_{sRPA}^{min} (cm^2)
RDC	30x45	Travée	126,79	9,90	0.00	6,75
		Appui	159,99	12,94	0.00	6,75
DU 1 er AU 9 ème	30x45	Travée	187,79	15,70	0.00	6,75
		Appui	245,78	22,38	0.00	6,75
Terrasse	30x45	Travée	80,82	6,04	0.00	6,75
		Appui	150,82	12,07	0.00	6,75

Tableau V.14 : Ferraillage des poutres porteuses (situation accidentelle)

2- **Sens non porteur :**

Niveaux	Section (cm^2)	Position	M^{max} (kNm)	A_s (cm^2)	A_s' (cm^2)	A_{sRPA}^{min} (cm^2)
RDC	30x40	Travée	18,09	1,47	0.00	6,00
		Appui	29,62	2,43	0.00	6,00
DU 1 er AU 9 ème	30x40	Travée	75,17	6,50	0.00	6,00
		Appui	108,86	9,82	0.00	6,00
TERRASSE	30x40	Travée	50,48	4,42	0.00	6,00
		Appui	55,83	4,75	0.00	6,00

Tableau V.15 : Ferraillage des poutres secondaires (situation durable)

Niveaux	Section (cm^2)	Position	M^{max} (kNm)	A_s (cm^2)	A_s' (cm^2)	A_{sRPA}^{min} (cm^2)
RDC	30x40	Travée	130,82	12,18	0.00	6,00
		Appui	134,72	12,62	0.00	6,00
DU 1 er AU 9 ème	30x40	Travée	139,94	13,22	0.00	6,00
		Appui	177,30	17,91	0.00	6,00
TERRASSE	30x40	Travée	184,82	18,97	0.00	6,00
		Appui	188,61	19,52	0.00	6,00

Tableau V.16: Ferraillage des poutres secondaires (situation accidentelle)

4. CHOIX DES ARMATURES

Le ferraillage final adopté est donné par le tableau suivant :

Niveaux	*Section (cm^2)*	*Position*	A_s^{max} *(ZN)(cm^2*	A_s^{max} *(ZR)(cm^2*	A_{sRPA}^{min} *(cm^2)*	A_s^{cal} *(cm^2*	*Choix des armatures*	A_s^{adp} *(cm^2)*
RDC	*30x45*	*Travée*	*54.00*	*81.00*	6,75	*7,27*	***6T20***	*18,85*
		Appui				*12,94*	***6T20+3T16***	*24,88*
DU 1 er AU 9 ème	*30x45*	*Travée*	*54.00*	*81.00*	6,75	*6,29*	***6T20***	*18,85*
		Appui				*22,38*	***6T20+3T16***	*24,88*
Terrasse	*30x45*	*Travée*	*54.00*	*81.00*	6,75	*5,98*	***6T20***	*18,85*
		Appui				*12,05*	***6T20+3T16***	*24,88*

Tableau V.17 : Choix des armatures pour les poutres porteuses

Niveaux	*Section (cm^2)*	*Position*	A_s^{max} *(ZN)(cm^2*	A_s^{max} *(ZR)(cm^2*	A_{sRPA}^{min} *(cm^2)*	A_s^{cal} *(cm^2*	*Choix des armatures*	A_s^{adp} *(cm^2)*
RDC	*30x40*	*Travée*	*48.00*	*72,00*	6,75	*1,47*	***6T20***	*18,85*
		Appui				*12,62*	***6T20+2T16***	*22,87*
DU 1 er AU 9 ème	*30x40*	*Travée*	*48.00*	*72,00*	6,75	*6,50*	***6T20***	*18,85*
		Appui				*17,91*	***6T20+2T16***	*22,87*
Terrasse	*30x40*	*Travée*	*48.00*	*72,00*	6,75	*4,42*	***6T20***	*18,85*
		Appui				*19,52*	***6T20+2T16***	*22,87*

Tableau V.18 : Choix des armatures pour les poutres secondaires

5. CONDITION DE NON FRAGILITÉ

$$A_s \geq A_s^{min} = 0{,}23bd\frac{f_{t28}}{f_e} \qquad \text{Avec :} \qquad f_{t28}=2{,}1MPa\ ;\ f_e=400MPa$$

Section (cm^2)	$A_{s(min)}^{choisi}$ *(cm^2)*	A_s^{min} *(cm^2)*	*Vérification*
30x45	*18,85*	*1,46*	***C.V***
30x40	***18,85***	***1,30***	***C.V***

Tableau V.19: Vérification de la condition de non fragilité

6. VÉRIFICATION ELS

Niveaux	Position	M_{ser} (kNm)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	σ (MPa)	$\sigma_s+\sigma$ (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Vérifié
RDC	Travée	68,24	5,1	15	101,5	6,43	107,93	240	C.V
	Appui	116,34	6,10		168,8		175,23		
DU 1 er AU 9 ème	Travée	60,38	4,5	15	89,8	6,43	96,23	240	C.V
	Appui	105,05	6,10		184,9		191,33		
Terrasse	Travée	58,49	4,4	15	87,00	6,43	93,43	240	C.V
	Appui	74,85	4,4		131,8		138,23		

Tableau V.20 : Vérification des poutres principales 30X45 à l'ELS

Niveaux	Position	M_{ser} (kNm)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	σ (MPa)	$\sigma_s+\sigma$ (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Vérifié
RDC	Travée	12,95	1,2	15	22,10	6,43	28,53	240	C.V
	Appui	21,75	1,9		71,60		78,03		
1 er 9 ème	Travée	54,46	5,0	15	93,10	6,43	99,53	240	C.V
	Appui	78,88	6,10		183,3		189,73		
Terrasse	Travée	41,96	3,9	15	71,7	6,43	78,13	240	C.V
	Appui	66,44	5,10		154,10		160,53		

Tableau V.21 : Vérification des poutres secondaires 30X40 à l'ELS

7. VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT

a. *Vérification de la contrainte de cisaillement* :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \dfrac{T_u}{bd} \leq \overline{\tau}_u$ ET $\overline{\tau}_u = Min(0{,}10\, f_{c28}; 4MPa) = 2{,}5MPa$.

Niveaux	Section (cm^2)	T_u^{max} (kN)	τ_u(MPa)	$\overline{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
RDC	30x45	199,05	1.63	2,5	**C.V**
	30x40	237,61	2,20	2,5	**C.V**
DU 1 er AU 9 ème	30x45	157.91	1.30	2,5	**C.V**
	30x40	182,40	1,68	2,5	**C.V**
Terrasse	30x45	124.47	1.02	2,5	**C.V**
	30x40	**65.53**	**0.60**	**2,5**	**C.V**

Tableau V.22 : Vérification de la contrainte de cisaillement

b. *Calcul des armatures transversales :*

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance *FeE40 (f_e=400MPa)* et selon *le BAEL 91 modifié 99* et *RPA 99 version 2003* les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Section (cm^2)	*T_u(kN)*	*τ_u(MPa)*	*BAEL91*	*RPA99*		*S_t^{adp} (cm)*		*A_t^{max} (cm^2)*	*Choix*
			S_t(cm)	***S_t(cm)ZN***	***S_t(cm)ZC***	***ZN***	***ZC***		
30x45	*199,05*	*1.63*	*40*	*11,25*	*22,50*	*10*	*20*	*1.80*	*6T8*
30x40	*237,61*	*2,20*	*36*	*10*	*20*	*10*	*20*	*1.80*	*6T8*

Tableau V.23 : Calcul des armatures transversales

8. RECOUVREMENT DES ARMATURES LONGITUDINALES

L_r=50Ø (zone III). On a : - Ø=20mm……L_r=100cm

- Ø=16mm……L_r=80cm

9. ARRÊT DES BARRES

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures : $h' \geq \begin{cases} \frac{L^{max}}{4} & Appuis\ en\ travée\ de\ rive \\ \frac{L^{max}}{5} & Appuis\ en\ travée\ int\ ermédiaire \end{cases}$

Avec :$L=Max(L_{gauche}\ ;\ L_{droite})$.

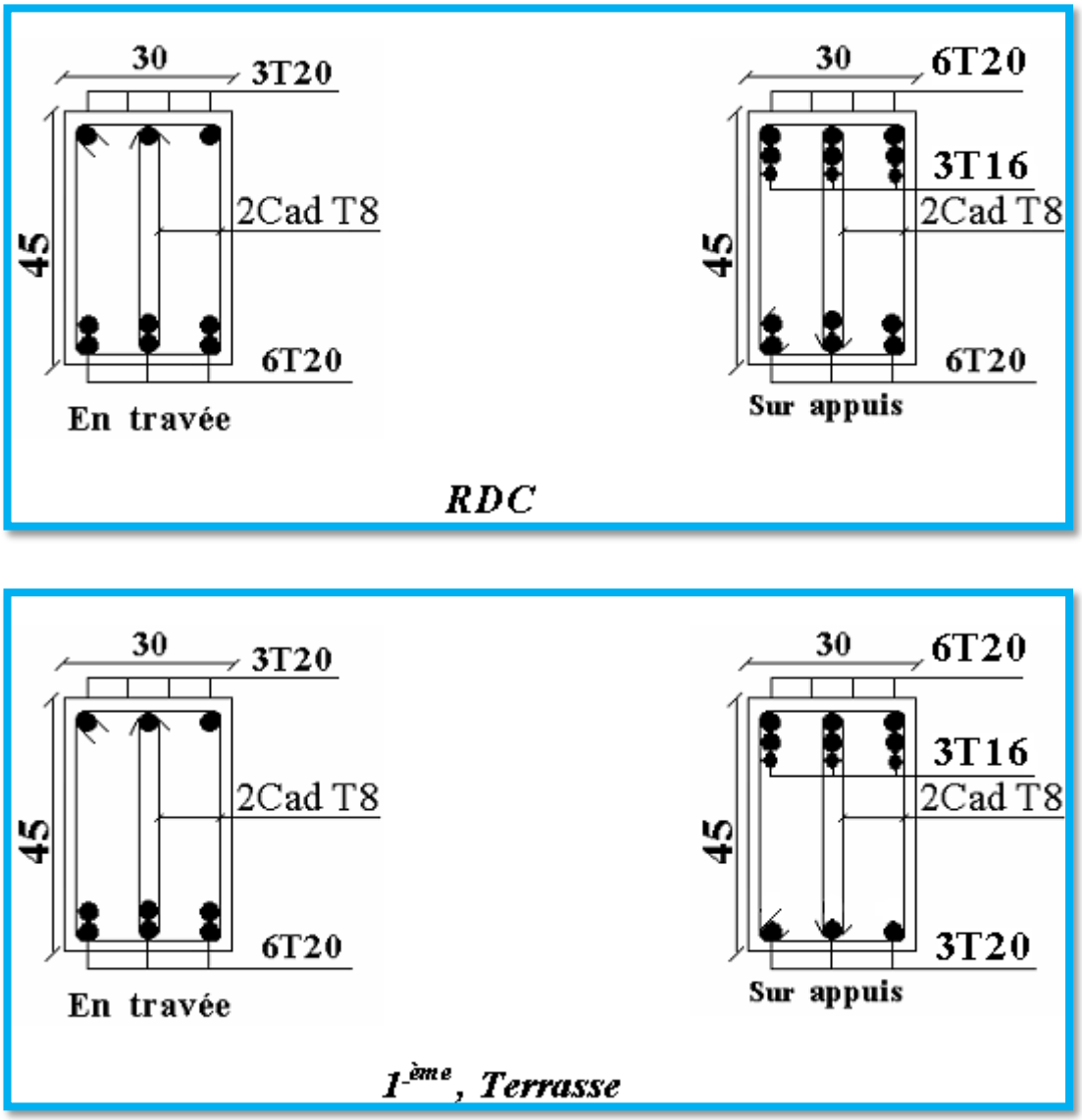


Figure V.2: Ferraillage des poutres porteuses

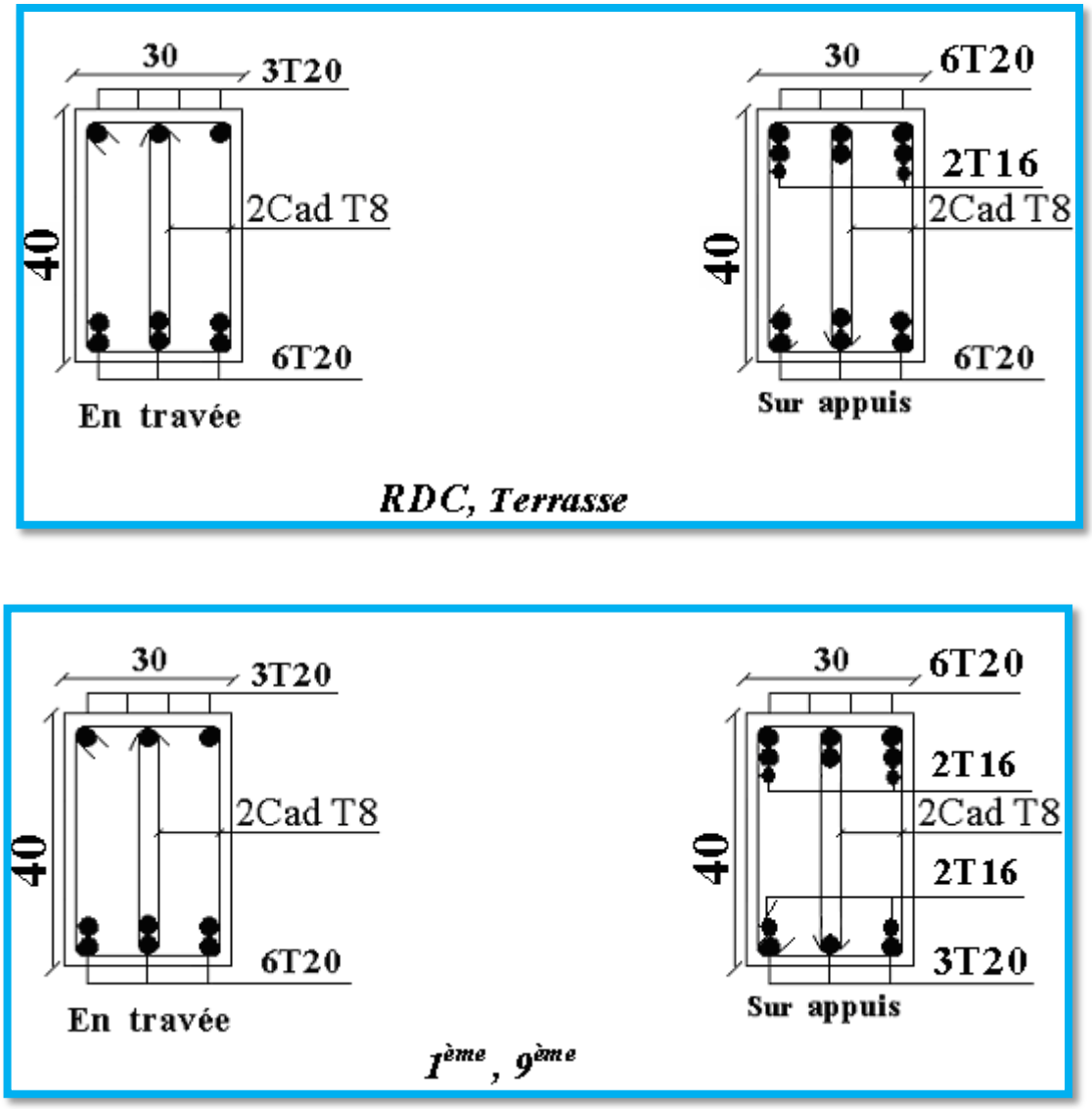


Figure V.3: Ferraillage des poutres secondaires

4. FERRAILLAGE DES VOILES

1. GENERALITE:

Les voiles sont des éléments verticaux porteurs, ils utilisés comme des éléments de contreventement dans les deux directions orthogonales, et disposés de façon à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer leur stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

2. METHODE DE CALCULE :

✓ Pour le RDC, on a:

L =4,0 m

a = 0,20 m (épaisseur)

h_e *= 2,97 m* (hauteur d'étage)

✓ A la base du voile on lit sur le fichier output du ***SAP2000v21***.

$S_{22}=\sigma_1=7,212MPa$

$S_{12}=\tau=2,13MPa$

S_{22} *et* S_{12} sont les valeurs maximum dans le voile.

- ***Contraintes limites :*** Pour une hauteur d'étage de *2,97 m*, la hauteur libre est égale à :

$h_e=2,97-0,45=2,52\ m$ (*0,45m* : hauteur de la poutre)

	Unité	*Béton non armé*	*Béton armé*
Longueur de flambement l_f	*m*	*2,52x0,85=2,14*	*0,8x2,52=2,01*
Elancement λ	/	$\frac{l_f\sqrt{12}}{0,20}=37,06$	$\frac{l_f\sqrt{12}}{0,20}=34,81$
Coefficient α	/	*0,694*	*0,512*
Section réduite B_r ***(par ml)*** ***Avec d = 1,0m***	m^2	*(a-0,02)1 = (0,20-0,02)1 = 0,18*	*(a-0,02)1 = (0,20-0,02)1 = 0,18*
Effort limite ELU	*kN*	*3072,91*	*2226,08*
Contraintes limites $\sigma=\frac{N_{u\lim}}{a\ d}$ ***Avec d = 1m***	*MPa*	$\sigma_{bna}=15,36MPa$	$\sigma_{ba}=11,13MPa$

Tableau V.24 : *Calcul de* σ_{ba} *et* σ_{bna}

Aussi : $\sigma_{ba}=15,36$ *MPa* correspondant à $A_s=0,1\%$ de B_{et} *et* $B_{et}=(0,2)\ (1,0)=0,2\ m^2$ *et* $A_s=200\ mm^2$

a- Aciers verticaux :

On pourra décomposer le voile en bande dont la longueur l^i est telle que : $l^i \leq \frac{h_e}{2}$

Soit : $l^i = \frac{h_e}{2} = 1{,}26\text{m}$, donc notre voile est décomposer en 4 bandes de 1,0m

- $S_i = a.l_i$

Avec : - a : l'épaisseur du voile. ET - l^i : la longueur de la bande qui est de 1,00 m

Donc : $S_i = 0{,}2 \times 1{,}0 = 0{,}20\ m^2$

- ***Détermination de différentes positions :***

-1er position : $l_1 = L - (l/2) = 4{,}0 - (1{,}0/2) = 3{,}50$ m

-2éme position : $l_2 = l_1 - l = 3{,}50 - 1{,}0 = 2{,}50$m

-3éme position : $l_3 = l_2 - l = 2{,}50 - 1{,}0 = 1{,}50$ m

-4éme position : $l_4 = l_3 - l = 1{,}50 - 1{,}0 = 0{,}50$ m

- ***Contrainte moyenne par bande σ_j :***

On a : $\sigma_i = l_i \frac{\sigma_1}{L_t}$ Avec : - σ_j : la contrainte moyenne.

Donc : $-\sigma_1 = 3{,}50\frac{6{,}77}{4{,}0} = 5{,}923$ MPa. $-\sigma_2 = 2{,}50\frac{6{,}77}{4{,}0} = 4{,}231$ MPa.

$-\sigma_3 = 1{,}50\frac{6{,}77}{4{,}0} = 2{,}538$MPa. $-\sigma_4 = 0{,}50\frac{6{,}77}{4{,}0} = 0{,}846$MPa.

- ***Force de traction F_t :***

On a : $F_t = \sigma_i . S_i$

Donc: - $F_{t1} = 5{,}923 \times 0{,}20.10^3 = 1184{,}75KN$ - $F_{t2} = 4{,}231 \times 0{,}20.10^3 = 846{,}25KN$

- $F_{t3} = 2{,}538 \times 0{,}20.10^3 = 507{,}75\ KN$ $-F_{t4} = 0{,}846 \times 0{,}20.10^3 = 169{,}25KN$

- ***Section d'acier :***

On a : $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$ *Avec :* - F_t : la force de traction

- σ_s : contrainte d'acier : $\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400$ MPa

alors : - $A_{s1} = \frac{1184,75}{400} = 29,61\ cm^2$ - $A_{s2} = \frac{846,25}{400} = 21,15\ cm$

- $A_{s3} = \frac{507,75}{400} = 12,69\ cm^2$ - $A_{s3} = \frac{169,25}{400} = 4,231cm$

- ***Aciers horizontaux :***

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u .a.S_t}{(0,8 f_e)0,8}$$

$$\bar{\tau}_u = 1,4\tau_u = 1,4S_{12}$$

$S_{t\,max}$=*300mm*

$$A_{h1} = \frac{1,4\,(1,93)\,(200)\,(300)}{(0,8)\,(400)\,(0,8)} = 6,33cm^2$$

$A_{h2} = \frac{2}{3} A_V$; A_v= {section d'acier vertical de la bande la plus armée}

$$A_{h2} = \frac{2}{3}(29,61) = 19,75cm^2$$

$$A_{h\,min} = (0,15\%).a.l = \frac{0,15}{100}(0,20)(100) = 3,00cm^2$$

D'où : $A_h = Max\,(A_{h1}, A_{h2}, A_h^{min}) = 19,75cm^2$ Soit : 2x7HA14 = 21,55cm²

Avec : $S_t = \frac{100}{6} = 16,66cm$ On prend : S_t = 15 cm< $S_{t\,max}$= 30cm



Figure V.4 : *Disposition des voiles*

❖ ***Pour le Voile 01*** *L=4,00m*

Niveau	S_{22} *(MPa)*	τ_u *(MPa*	*Bande (m)*	S_i *(m^2)*	*Position / σ_1(m)*	σ_i *(MPa)*	F_t *(MN)*	A_s *(cm^2)*	*Choix*	A_v^{adp} *(cm^2)*
RDC 1er	*6,77*	*1,93*	*1,0*	*0,20*	*3,50*	5,923	1184,75	29,61	***2x8T16***	***32,17***
			1,0	*0,20*	*2,50*	4,231	846,25	21,15	***2x7T14***	***21,55***
			1,0	*0,20*	*1,50*	2,538	507,75	12,69	***2x5T14***	***15,39***
			1,0	*0,20*	*0,50*	0,846	169,25	4,231	***2x2T14***	***6,16***
2éme 3éme	4,95	2,04	*1,0*	*0,20*	*3,50*	4,33	*866*	21,65	***2x10T12***	*22,62*
			1,0	*0,20*	*2,50*	3,093	*618,75*	15,46	***2x7T12***	*15,83*
			1,0	*0,20*	*1,50*	1,856	*371,25*	9,28	***2x6T10***	*9,42*
			1,0	*0,20*	*0,50*	0,618	*123,75*	3,09	***2x3T10***	*4,71*
Du 4éme au 9éme	3,60	2,03	*1,0*	*0,20*	*3,50*	*3,15*	*630*	*15,75*	***2x8T12***	*18,10*
			1,0	*0,20*	*2,50*	*2,25*	*450*	*11,25*	***2x8T10***	*12,57*
			1,0	*0,20*	*1,50*	*1,35*	*270*	*6,75*	***2x5T10***	*7,85*
			1,0	*0,20*	*0,50*	*0,45*	*90*	*2,25*	***2x2T10***	*3,14*

Tableau V.25 : *Calcul des armatures verticales des voiles 01*

Niveaux	τ_u *(Mpa)*	A_{h1} *(cm^2)*	A_{h2} *(cm^2)*	A_h^{min} *(cm^2)*	A_h *(cm^2)*	*choix*	$A_h^{adopté}$ *(cm^2)*	S_t *(cm)*
RDC 1éme	*1,93*	*6,33*	*19,74*	*3,00*	*19,74*	***2x7T14***	***21,55***	***15***
2éme 3éme	2,04	*7,81*	*14,43*	*3,00*	*14,43*	***2x5T14***	*15,39*	*25*
4éme 9éme	2,03	*8,23*	*10,50*	*3,00*	*10,50*	***2x5T12***	*11,31*	*25*

Tableau V.26 : *Calcul des aciers horizontaux des voiles 01*

❖ ***Pour les Voiles 02 à 06*** **:** le calcule se fait de la meme facon que voile 01 et le shéma de ce ferraillage dans les plans joints

❖ **Pour le voile du sous-sol :**

Pour le ferraillage des voiles du sous-sol on est amené du point de vue théorique et pratique à uniformiser les armatures, afin d'assurer la continuité des barres donc le même nombre de barre.

Cette continuité elle-même assure une bonne transmission des efforts entre les différents étages jusqu'à la fondation.

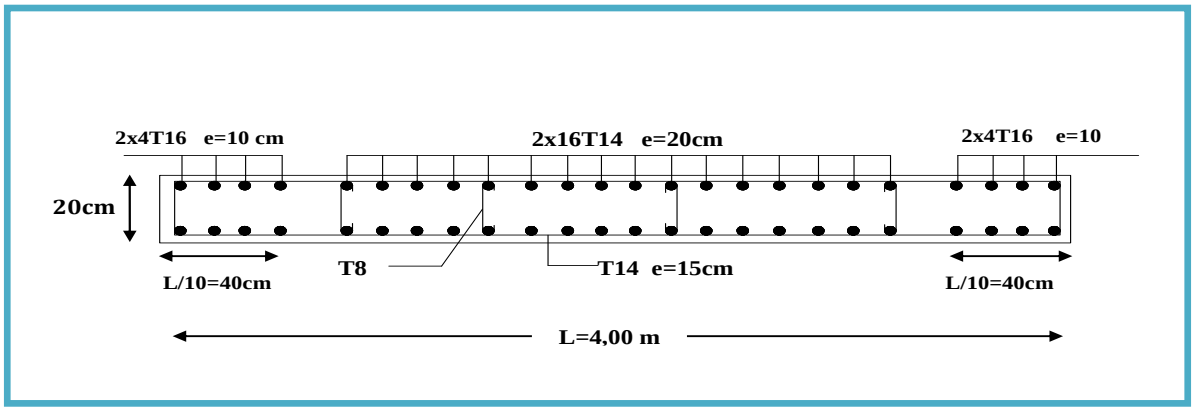


Figure V.5 : Ferraillages de voile 01

Conclusion **:**

A la fin de ce chapitre, on a déterminé le ferraillage de tous les éléments structuraux soit les poteaux, les poutres ou les voiles, mais cette tâche à était délicate vue le nombre important de chacun de ces éléments.

CHAPITRE VI

Calcul de l’infrastructure

1. INTRODUCTION

Les fondations d'une structure sont les éléments de l'infrastructure situés en-dessous du niveau de base (contact avec le sol), auquel elles transmettent les charges et surcharges de la structure au sol, donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

La fondation est constituée d'un bloc en béton armé appelé semelle .la distance minimale entre la sous-face de la semelle et le niveau 0.00 du sol peut être estimée a 80cm a 1m.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

a- Situation du projet :

Le projet est situé dans la wilaya d'ALGER

Le projet est un bâtiment en (SS+RDC+09 étages)

b- RECONAISSANCE DE SOL

Pour l'étude du sol plusieurs travaux ont été effectués dont des essais in situ :

*Réalisation des essais de pénétration dynamique

*Réalisation des sondages carotté poussé jusqu'à une profondeur de 10 mètres.

Selon les ingénieurs du BET interne de l'entreprise GCES, nous avons adopté pour la capacité portante du sol: q_{adm} = 2,0 bars =0,20 Mpa

2. CHOIX DES FONDATIONS

1. SEMELLES ISOLÉES

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de *A* sur *B* est égal au rapport *a* sur *b* : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Pour les poteaux carrés : $a=b$ donc $A=B \Rightarrow S=A^2$ *d'où : A* est déterminé par : $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

et $S = \left[\frac{N}{\sigma_{sol}}\right]$ Avec $A = B = \sqrt{S}$

σ_{sol} : contrainte admissible du sol σ_{sol}*=2,00bars*

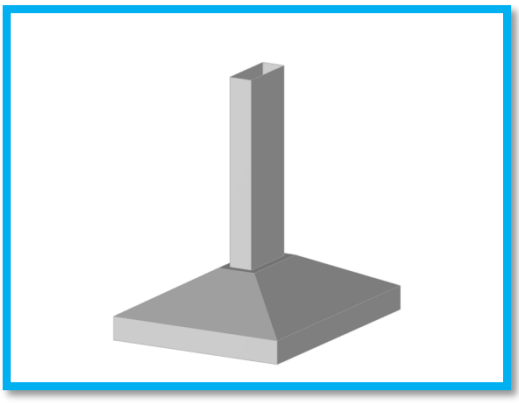


Figure VI.1.Semelle isolée sous poteau

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicite ayant l effort maximum

N_{ser}(RDC)=1596,92 KN

$$S= \frac{1596,92}{200} = 7,98\ m^2$$

$A=B=(7,98)^{0,5}$ =2,825 M.

L_{min} =1,2 m

Il faut vérifie que $L_{min} > 1,5xB$

Tel que L_{min} l entraxe minimum entre deux poteaux:

On a 1,5xB=4,238 m > L_{min}=1,2 m…….*non vérifie*

Constatation

Il y a un risque de chevauchement entre les bulles de pression des semelles suivant (l'axe x et y) ce qui nous oblige de passer aux semelles filantes.

2. SEMELLES FILANTES

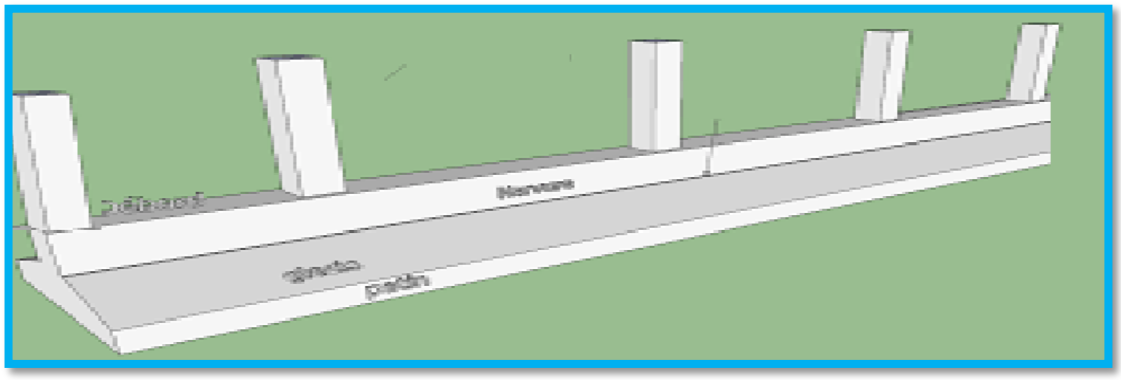


Figure.VI.2.Semelle filante

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouvent dans la même ligne.

On doit vérifier que: $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$ Avec $N=\sum N_i$ de chaque fil de poteaux.et $S=B\ x\ L$

Et B: Largeur de la semelle. L: Longueur du fil considéré. $\Rightarrow B \geq \frac{N}{L\sigma_{sol}}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivante :

Files	*N(kN)*	*S(m^2)*	*L(m)*	*B(m)*	*$B^{choisie}$(m)*
1	7392,227	36,96	18,90	1,955	2,00
2	4171,135	10,24	3,30	3,280	3,30
3	9898,136	49,47	25,50	1,940	2,00
4	3346,124	16,73	5,30	3,150	3,20
5	1906,567	19,06	6,80	1,401	1,50
6	6938,064	34,69	11,90	2,915	3,00
7	6085,384	30,42	21,70	1,402	1,50
8	5321,11	26,60	15,30	1,738	1,80
9	1788,450	17,88	3,2	2,790	2,80
10	6310,668	18,05	15.30	1,179	1,20

Tableau.VI.1. Sections des semelles filantes

Conclusion

Il y a un chevauchement des semelles car l'entraxe entre deux semelles est inférieur à deux (02) fois la largeur de la semelle.

On va adopter un radier général pour faciliter l'exécution et minimiser le ferraillage avec un temps de réalisation plus court et bien évident une meilleure stabilité de l'infrastructure.

3. RADIER GÉNÉRAL

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée. Dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées.

Dans notre cas, on a opté pour un radier nervuré (plus économique que pratique).

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

A. CALCULE DE SURFACE :

Pour déterminer la surface du radier, il faut que: $\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \qquad \text{Pour: } \begin{cases} N = 55852{,}285kN \\ \sigma_{sol} = 2{,}00bars \end{cases}$$

On trouve: $S \geq 279{,}26\ m^2$ La surface du bâtiment $S_b = 370{,}1m^2$

Donc la surface totale du radier est *de* $370{,}10m^2$

B. PRÉDIMENSIONNEMENT DE RADIER

1. **Calcule de la dalle**

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

***- Vérification forfaitaire** :*

$$\frac{L_{max}}{25} \leq h_1 \leq \frac{L_{max}}{20}$$ Avec : L_{max}: La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{max} = 5{,}20m \Rightarrow 20{,}80cm \leq h_1 \leq 26{,}00cm$$

***- Vérification de la raideur** :*

On utilise la notion de la largeur suivante : $L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$ Et $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$

Avec : E: Module de Young ($E=32164{,}20MPa$),

K: Coefficient de raideur $K=4kg/m^3$ (sol de densité moyenne),

$b=1$: Largeur de la semelle par bande d'un mètre,

I: Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$.

On aura : $h_2 \geq \sqrt[3]{\frac{3K\left\langle\left(\frac{2L_{max}}{\pi}\right)^4}{E}} \Rightarrow h_2 \geq 35{,}54cm$

***- Vérification de cisaillement** :*

On doit vérifier que: $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = Min\left(0{,}1 f_{c28}; 4MPa\right) = 2{,}5MPa$

Avec $T_u = \frac{qL}{2}$; $q = \frac{N_u 1ml}{S_{rad}}$ d'où $N_u=78899{,}65kN$ et $L=5{,}20m$; $b=1m$

$$\tau_u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u L.1ml}{2S_{rad}.b.d} = \frac{N_u L}{2S_{rad}.b.(0{,}9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u L.1ml}{2S_{rad} b(0{,}9\bar{\tau})} = 24{,}63cm$$

$$\Rightarrow h_3 \geq 24{,}63cm$$

Conclusion

$H \geq Max(h_1;h_2;h_3)=35.54cm$

On prend : $h=40cm$

2. Calcule de nervures

- Condition de coffrage

$b \geq 45cm$ donc on prend $b=45cm$

- La hauteur de nervure

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche:

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_N \leq \frac{L_{max}}{10}$$

On a $L_{max}=5{,}20m$ $\Rightarrow 34{,}66cm < h_N < 52{,}00cm$ On prend $h_N=50cm$

Résumé

- Epaisseur de la dalle du radier $h=40cm$
- Les dimensions de la nervure: $\begin{cases} h_N = 50cm \\ b = 45cm \end{cases}$

a. CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES DU RADIER

- Position du centre de gravité $x_G = 12{,}75m$ *et* $y_G = 09{,}89m$

- Moments d'inertie $I_{xx}=44620.32m^4$ $I_{yy}=81197.17m^4$

b. VÉRIFICATION DE LA STABILITÉ DU RADIER

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage dus aux efforts horizontaux

Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité *1,5* $\left(\frac{M_s}{M_R} > 1{,}5\right)$

Avec

M_s: Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre.

M_R: Moment de renversement dû aux forces sismique.

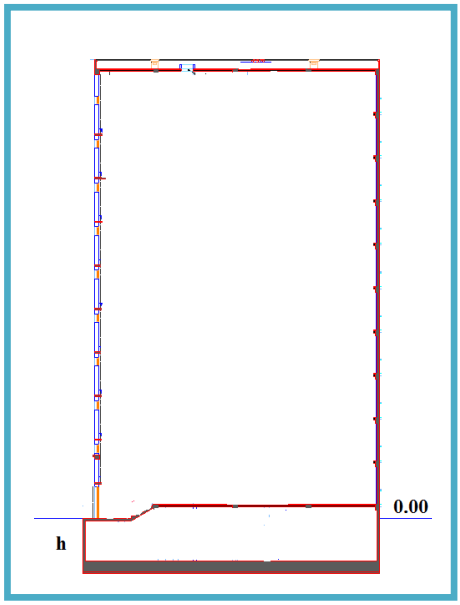


Figure.VI.3.Schéma statique du bâtiment

***- Sens x-x*:**

Donc: M_R= *351072.64kN.m*

$M_S = P_T.X_g$ Avec : P_T: poids de la structure y compris le poids du radier.

$P_T = P_S + P_R + P_N$

* $P_R = S_R$ x hx25 = (370.1 + 54.91) x0.4x25 = 4250.1*kN*

* P_N =254.4x0.45x0.5x25 = 1431*kN*

Donc : P_T = 55852,285 + 4250.1+1431= *61533.385kN*

X_g : la position du centre de gravité.

Donc: *N=61533.385kN*

$M_s=NxX_g$ = *784550.65 kN.m*

$$\frac{M_s}{M_R} = 2,23 > 1,5 \text{.....} Vérifiée$$

***- Sens y-y*:**

donc M_R=*369229.49kN.m*

$M_s=NxY_G$ =*608565.17kN.m*

$$\frac{M_s}{M_R} = 1.65 > 1,5 \text{.....} Vérifiée$$

Conclusion

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieur à *1,5*. Notre structure est stable dans les deux sens.

c. CALCUL DES CONTRAINTES

Les contraintes du sol sont données par : σ_{sol} *=2bars*

- **Sollicitation :**

l'ELS : $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{55852.285}{425.01} = 131.41 kN/m^2$

$$\sigma_{ser} = 131{,}41 kN/m^2 < \sigma_{sol} = 200 kN/m^2 \text{.....} Vérifiée$$

Aussi n doit vérifier les contraintes sous le radier (σ_1 ; σ_2) Avec

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I}V$$
$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I}V$$

σ_1: inferieur a $1{,}5\sigma_{sol}$ σ_2: positif pour évite des tractions sous le radier.

$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$ Reste toujours inférieur à $1{,}33\sigma_{sol}$ (1)

ELU ; N_{elu} =78899.65*kN* *M* est le moment de renversement

	$\sigma_1(kN/m^2)$	$\sigma_2(kN/m^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)(kN/m^2)$
Sens x-x	*285.98*	*85.33*	***235.81***
Sens y-y	*230.61*	*140.66*	***208.12***
Vérification	$\Sigma_1^{max} < 1{,}5\ \sigma_{sol}$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1{,}33\sigma_{sol}$

Tableau.VI.2 Contraintes sous le radier à l'ELU

ELS ; $N_{ser} = 55852.285\,kN$

	$\sigma_1(kN/m^2)$	$\sigma_2(kN/m^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)(kN/m^2)$
Sens x-x	*236.61*	*25.91*	***183.93***
Sens y-y	*176.38*	*86.43*	***153.89***
Vérification	$\Sigma_1^{max} < 1{,}5\ \sigma_{sol}$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1{,}33\sigma_{sol}$

Tableau.VI.3 Contraintes sous le radier à l'ELS

Constatation : On trouve qu'il y a pas de risque de soulèvement.

C. FERRAILLAGE DU RADIER

Le ferraillage de la dalle du radier se fait comme celui du plancher et on a la fissuration préjudiciable.

a. Ferraillage de la dalle du radier

1. Détermination des efforts

Panneau de rive

- Moment en travée: $M_{tx}=0,85M_x$ et $M_{ty}=0,85M_y$
- Moment sur appuis: $M_{ax}=M_{ay}=0,3M_x$ (rive) et $M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x$ (autre)

Panneau intermédiaire

- Moment en travée: $M_{tx}=0,75M_x$ et $M_{ty}=0,75M_y$
- Moment sur appuis: $M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x$

- Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

- Moment en travée: $M_t=0,85M_0$
- Moment sur appuis: $M_a=0,5M_0$ Avec $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

2. *Valeur de la pression sous radier*

ELU $q_u = \sigma_m^u .1m = 235.81kN/m$

ELS $q_{ser} = \sigma_m^{ser} .1m = 183.93kN/m$

3. *Moment en travée et sur appuis*

On a le rapport des panneaux $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Panneaux	L_x *(m)*	L_y *(m)*	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u *(kN/m)*	M_x *(kNm)*	M_{tx} *(kNm)*	M_y *(kNm)*	M_{ty} *(kNm)*	M_a *(kNm)*
ELU(v=0)	*4,50*	*5,20*	*0,86*	*0,0496*	*0,7052*	*235,81*	*236,84*	*201,32*	*167,02*	*141,97*	*118,42*
ELS(v=0,2)	*4,50*	*5,20*	*0,86*	*0,0566*	*0,7933*	*183,93*	*211,95*	*180,16*	*168.14*	*142.92*	*105,97*

Tableau.VI.4. Calcul des moments

5. *Calcul du ferraillage*

Le ferraillage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant : $f_{c28}=25MPa$; $f_{t28}=2,1MPa$; $\sigma_{bc}=14,17MPa$; $f_e=400MPa$; $\sigma_s=348MPa$; $b=100cm$; $h=40cm$ $d=0,9h=36cm$

	Sens	M_u (kNm)	u	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)	S_t
Travée	x-x	201,32	0,1096	0,1455	33,903	17,07	6T20	18,85	**20**
	y-y	141,97	0,0773	0,1000	34,55	11,81	6T20	18,85	**20**
Appui	**x-x y-y**	118,42	0,0644	0,0833	34,79	9,78	6T16	12,09	20

Tableau.VI.5. Ferraillage des panneaux du radier

- Espacement : $Esp \le Min(3h;33cm) \Rightarrow S_t \le Min(135cm;33cm) = 33cm$

Pour les deux sens $S_t = \dfrac{100}{6} = 16,66cm < 33cm$ On opte $S_t=20cm$

6. *Vérifications nécessaires*

- Condition de non fragilité $A_s^{\min} = 0,23bd\dfrac{f_{t28}}{f_e} = 4,437cm^2 < 12,09cm^2$ ….c.v

- Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm^2)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	106,73	18,85	5,55	15	44,7	240	**c.v**
	y-y	83,79	18,85	4,3	15	35,1	240	**c.v**
Appuis	**x-x y-y**	62,78	12,09	3,8	15	27,3	240	c.v

Tableau.VI.6. Vérification des contraintes

b. Ferraillage des nervures :

1. *Calcul des efforts*

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire ***(BAEL91 modifié 99)***

On a : $M_0 = \dfrac{PL^2}{8}$ ***En travée*** $M_t=0,85M_0$ ***Sur appuis*** $M_t=0,50M_0$

2. *Calcul des armatures* $b=45cm$; $h=55cm$; $d=49,5cm$ $A_{s\,min} = 0,5\ \%\ b.h$

- **Sens porteur (y-y)** $L=5,20m$

	$M_u(kNm)$	μ	α	$Z(cm)$	$A_s^{cal}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$
Travée	677,48	0,2146	0,305	43,44	44,72	9T25	**44,18**
Appuis	**398,51**	**0,1262**	**0,169**	**46,14**	**24,82**	**9T20**	**28,27**

Tableau.VI.7. Ferraillage des nervures (sens porteur)

- **Sens non porteur (x-x)** *L=4,50m*

	M_u(kNm)	μ	α	Z(cm)	$A_s^{cal}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$
Travée	507,35	0,1607	0,220	45,13	32,31	9T25	**44,18**
Appuis	298,44	0,094	0,124	47,03	18,24	6T20	18,85

Tableau.VI.8. Ferraillage des nervures (sens non porteur)

3. *Vérifications :*

- Condition de non fragilité

$$A_s^{\min} = 0{,}23bd\frac{f_{t28}}{f_e} = 2{,}68cm^2 < 18{,}85cm^2 \text{.....Vérifiée}$$

-Vérification des contraintes à l'ELS

Nervures	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm^2)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
1 Porteuse	Travée	528.43	44,18	15,7	15	235.7	240	**c.non.v**
	Appui	398,51	28,27	15,4	15	182.6	240	**c.non.v**
2 Non p.	Travée	507,35	44,18	15.1	15	215.7	240	**c.non.v**
	Appui	**298,44**	**18,85**	**14.6**	**15**	**177.3**	**240**	**c.v**

Tableau.VI.9. Vérification des contraintes

Constatation :

les contraintes dans le béton ne sont pas vérifiées, donc on doit augmenter la section du béton

Les nouvelles dimensions de la nervure: $\begin{cases} h_N = 65cm \\ b = 55cm \end{cases}$

4. *Calcul des armatures* *b=55cm ; h=65cm ; d=58,5cm* $A_{s\,min}$ *= 0,5 % b.h*

- **Sens porteur (y-y)** *L=5,20m*

	M_u(kNm)	μ	α	Z(cm)	$A_s^{cal}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$
Travée	677,48	0,254	0,357	50,13	33,14	8T25	**39.27**
Appuis	**398,51**	**0,149**	**0,203**	**53 ,74**	**21,32**	**8T20**	**25.13**

Tableau.VI.10. Ferraillage des nervures (sens porteur)

- **Sens non porteur (x-x)** *L=4,50m*

	M_u(kNm)	μ	α	Z(cm)	$A_s^{cal}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$
Travée	507,35	0,190	0,392	49.32	32,31	8T25	**39.27**
Appuis	**298,44**	**0,112**	**0,149**	**55,01**	**15,59**	**8T20**	**25.13**

Tableau.VI.11. Ferraillage des nervures (sens non porteur)

5. *Vérifications*

-Condition de non fragilité

$$A_s^{min} = 0,23bd\frac{f_{t28}}{f_e} = 3,88cm^2 < 25,13cm^2 .....Vérifiée$$

-Vérification des contraintes à l'ELS

Nervures	*Sens*	M_{ser} *(kNm)*	A_s *(cm^2)*	σ_{bc} *(MPa)*	$\overline{\sigma}_{bc}$ *(MPa)*	σ_s *(MPa)*	$\overline{\sigma}_s$ *(MPa)*	*Vérification*
1 Porteuse	*Travée*	*528.43*	*39.27*	*10,3*	*15*	*208,3*	*240*	**c.v**
	Appui	*398,51*	*25.13*	*10.01*	*15*	*164. 5*	*240*	**c.v**
2 Non p.	*Travée*	*507,35*	*39.27*	*9,9*	*15*	*194.6*	*240*	**c.v**
	Appui	***298,44***	***25.13***	***7.6***	***15***	***147.3***	***240***	**c.v**

Tableau.VI.12. Vérification des contraintes

3. Vérification de la contrainte tangentielle du béton

$$\tau_u = \frac{613,106.10^3}{450x495} = 1,905MPa < \overline{\tau}_u = 2,5MPa.....c.v$$

4. Armatures transversales

- **SELON BAEL 91**

$$*\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj}K}{0,8f_e} \qquad (K = 1 pas\ de\ reprise\ de\ bétonnage)$$

$$*S_t \leq Min(0,9d;40cm) = 40cm$$

$$*\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq Max\left(\frac{\tau_u}{2};0,4MPa\right) = 0,95MPa$$

- **SELON RPA99 v 2003 :**

$$*\frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 .....*S_t \leq Min\left(\frac{h}{4};12\phi_l\right) = 24cm.....Zone\ nodale$$

$$*S_t \leq \frac{h}{2} = 30cm.....Zone\ courante$$

avec $\phi_t \leq Min\left(\frac{h}{35};\phi_l;\frac{b}{10}\right) = 1,85cm$

f_e=400MPa ; τ_u=2,25MPa ; f_{t28}=2,1MPa ; b=45cm ; d=49,5cm

- Zone nodale : S_t=20cm et $A_t \geq 3,30cm^2$ on opte : $5T10 = 3,93cm^2$
- Zone courante : S_t=25cm et $A_t \geq 4,12cm^2$ on opte : $5T10 = 3,93cm^2$

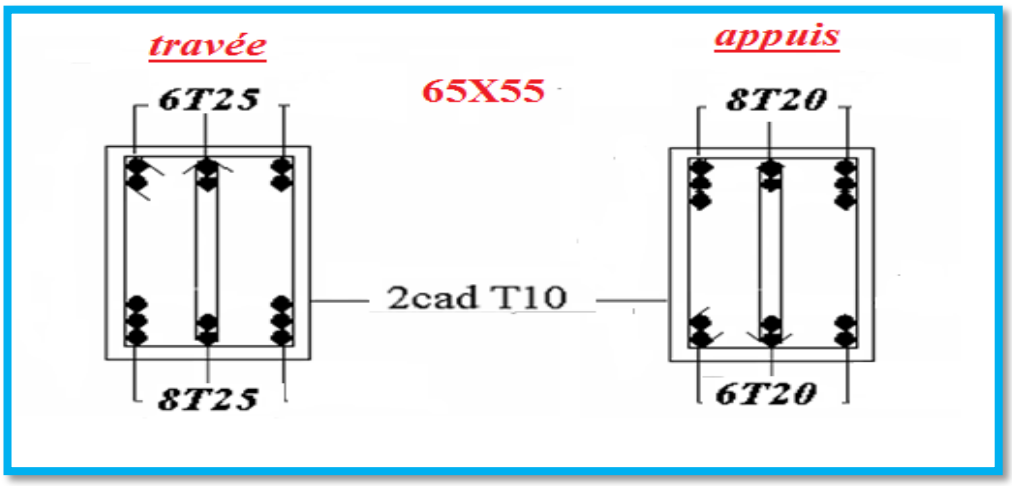


Figure.VI.4.Ferraillage des nervures sens porteur et non porteur

3. VOILE SOUS-SOL

Notre structure comporte un voile SOU-SOL qui forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC,pour le pré dimensionnement du voile SOU-SOL, on se réfère aux prescriptions du ***RPA99 v 2003***.

Les ossatures au dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base

1. ÉVALUATION DES CHARGES

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur *4* appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

L_x *=2,97 m ;* L_y *= 4,00m ; e = 20 cm.*

Les charges et surcharges prises uniformément réparties sur une bande de *1m* à la base du voile (cas le plus défavorable).

Selon ***BAEL91 modifié 99*** , la charge des poussées des terres est donnée par : $Q=A.\gamma.H$

Avec Q : contrainte à la base sur une bande de *1m*,
A : coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne,
γ : poids spécifique des terres ($\gamma_h=17,15kN/m^3$),
H : hauteur du voile ($H=2,97\ m$).

Donc : $Q = A.\gamma.H = 50,93kN/ml \Rightarrow Q_u = 1,35Q = 68,76kN/ml$

2. EFFORT DANS LA DALLE

$1 > \frac{L_x}{L_y} = 0{,}742 > 0{,}4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens. et $\mu_x = 0{,}0633$; $\mu_y = 0{,}493$

$M_x = \mu_x Q_u L_x^2 = 38{,}39 kNm .....et..... M_y = \mu_y M_x = 18{,}92 kNm$

- **Moment en travée** $M_{tx}=0{,}85M_x=32{,}63kNm$ et $M_{ty}=0{,}85M_y=16{,}08kNm$
- **Moment sur appuis** $M_{ax}=M_{ay}= 0{,}5M_x=19{,}19kNm$

3. FERRAILLAGE $b=100cm$; $h=20cm$; $d=18cm$; $\sigma_{bc}=14{,}17MPa$

Les résultats du ferraillage sont dans le tableau suivant :

	Sens	M_u (kNm)	u	A_s' (cm^2)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)	Esp (cm)
Travée	*x-x*	*32,63*	*0,071*	*0*	*0,092*	*17,33*	*5,41*	*7T12*	*7,92*	***17***
	y-y	*16,08*	*0,035*	*0*	*0,045*	*17,67*	*2,61*	*6T8*	*3,02*	***20***
Appuis	***x-x*** ***y-y***	***19,19***	***0,042***	***0***	***0,053***	***17,61***	***3,13***	***5T12***	***5,65***	***25***

Tableau.VI.13 : Ferraillage du voile périphérique

4. CONDITION DE NON FRAGILITÉ

Les dalles travaillent dans les deux sens et dont l'épaisseur est comptée entre *12* et *30cm* ($12 \le e \le 30$) (cm).

$$\begin{cases} A_x \ge A_x^{min} ; \quad A_x^{min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \ge A_y^{min} ; \quad A_y^{min} = \rho_0 bh \end{cases}$$ d'où : $\rho_0=0{,}0008$ pour les barres de *FeE400*

$$A_x^{min} = 0{,}0008 \left(3 - \frac{2{,}97}{4{,}00} \right) \frac{100.20}{2} = 1{,}80 cm^2$$

$$A_y^{min} = 0{,}0008 x 100 x 20 = 1{,}6 cm^2$$

En travée $\begin{cases} A_x = 7{,}92 cm^2 > A_x^{min} = 1{,}80 cm^2 \\ A_y = 3{,}02 cm^2 > A_y^{min} = 1{,}6 cm^2 \end{cases}$

Sur appuis : $\begin{cases} A_x = 5{,}65 cm^2 > A_x^{min} = 1{,}87 cm^2 \\ A_y = 5{,}65 cm^2 > A_y^{min} = 1{,}6 cm^2 \end{cases}$

5. VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \le \bar{\tau}_u = 0{,}05 f_{c28} = 1{,}25 MPa$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 82{,}17kN$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 68{,}07kN$$

$$T_u^{max} = Max\left(T_x ; T_y\right) = 82{,}17kN$$

$$\tau_u = \frac{82{,}17.10^3}{1000x180} = 0{,}456MPa < 1{,}25MPa.....Vérifié$$

6. VÉRIFICATION À L'ELS

- Evaluation des sollicitations à l'ELS

$$\frac{L_x}{L_y} = 0{,}742 > 0{,}4 \Rightarrow Q_{ser} = 50{,}93kN/ml..et..\mu_x = 0{,}0633 \text{ et } \mu_y = 0{,}493$$

$$M_x = \mu_x Q_{ser} L_x^2 = 28{,}43kNm..et.....M_y = \mu_y M_x = 14{,}02kNm$$

- **Moment en travée :** $M_{tx}=0{,}85M_x=24{,}16kNm$ et $M_{ty}=0{,}85M_y=11{,}91kNm$
- **Moment sur appuis** : $M_{ax}=M_{ay}=0{,}5M_x=14{,}21kNm$

- Vérification des contraintes

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0{,}6 f_{c28} = 15MPa$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

	Sens	$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	24,16	7,92	7,3	15	**c.v**
	y-y	11,91	3,02	5,2	15	**c.v**
Appuis	**x-x y-y**	**14,21**	**5,65**	**5,1**	**15**	**c.v**

Tableau.VI.14 : Vérification des contraintes à l'ELS

Les trois conditions sont vérifiées. Donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion générale

Dans ce projet, on s'est astreint à l'établissement d'une note de calcul technique complète conformément aux règles en vigueur CBA 93 et RPA 99 version 2003.

Dans cette optique, on a dimensionné et vérifié les éléments résistants principaux et secondaires de la superstructure et de l'infrastructure en mettant en pratique nos connaissances théoriques acquises durant notre formation universitaire.

Pour la structure étudiée, une ossature mixte (voiles + portiques) a été exigée par le règlement parasismique algérien.

Cette ossature, soumise aux charges de service et sismique montre bien qu'elle est tout a fait fiable dans la mesure où les sollicitations résultantes sont reprises en toutes sécurité, en respectant les règles de bonne construction. Parallèlement, on a fait valoir, autant que possible les principaux critères admis, à savoir : la fonction, l'économie et l'esthétique.

En fin, nous souhaitons que ce modeste travail apportera un plus dans notre université.

Références bibliographiques

Documents techniques règlementaires :

- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93).
- Règlements Parasismiques Algériennes (RPA99 v2003) : D.T.R-B.C.248.
- Charges permanentes et charges d'exploitation : D.T.R-B.C.22.
- Cours de béton armé BAEL 91 modifié 99.

Logiciels :

- SAP 2000V21.
- AUTOCAD 2023
- Microsoft Office 2017.