



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université A. Mira de Bejaia
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

En vue d'obtention du diplôme Master en génie civil
Option : Matériaux et structures.

Thème :

**Etude d'un bâtiment (R+7+ sous sol) à usage d'habitation et commerciale
contreventé par un système mixte
(Voiles-Portiques).**

Réalisé par :

Mr : AID Nassim

Mr : AMEUR Abderahmen

Encadré par :

M^{me} : Arezki .S

Membre de jury:

Promotion 2015-2016

Remerciements

Avant tout, nous tenons à remercier Dieu le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener a terme ce travail.

Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.

Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre promotrice M^{me} Arazeki.S pour ses conseils, son suivi et ses orientations tout au long de la réalisation de ce travail.

Nous remercions les membres de jury qui nous feront l'honneur de juger ce travail.

Notre sincère gratitude va vers tous ce qui ont participé de près ou de loin à la réalisation ce travail.

Aid & Ameur

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

*A mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont
donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance
afin de me voir devenir ce que je suis,*

Merci mes parents.

*A mes très chers frères : Abderrazek, Abdelghani, Salah qui m'ont
soutenu et encouragé durant toutes mes études.*

*A mes très chères sœurs : Saida, Rachida et Salima qui m'ont
aidé durant les moments les plus pénibles.*

A toute ma famille sans exception.

A mon binôme Nassim et sa famille.

A tous mes meilleurs amis.

A . Abderahmen

Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont

donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance

afin de me voir devenir ce que je suis,

merci mes parents.

A mes très chers frères : Mahmoud, Achour et Nabil qui m'ont

soutenu et encouragé durant toutes mes études.

A mes très chères sœurs : Saida , Bachira , Chafika et Nawel et ma

fiancée leila qui m'ont

aidé durant les moments les plus pénibles.

A toute ma famille sans exception.

A mon binôme abderahmen et sa famille.

A tous mes meilleurs amis.

A . Nassim

Symboles Et Notations

A (ou A_s ou A_l)	: Aire d'une section d'acier (longitudinal).
A_t	: Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales.
B	: Aire d'une section de béton.
E_s	: Module de Young de l'acier.
E_{ij}	: Module de Young instantané a l'âge de j jours.
E_{vj}	: Module de Young diffère à l'âge de j jours.
F	: Force ou action en général.
I_1	: Moment d'inertie de la section homogénéisé par rapport au béton (ELS).
M_{ser}	: Moment fléchissant de calcul de service.
M_u	: Moment fléchissant de calcul ultime.
N_{ser}	: Effort normal de calcul de service.
N_u	: Effort normal de calcul ultime.
P	: Action permanente.
Q	: Action d'exploitation.
V_u	: Effort tranchant de calcul ultime.
a	: Largeur d'un poteau ou d'un voile.
b	: Largeur d'une poutre (table), d'un poteau.
b_0	: Largeur de l'âme d'une poutre.
d (et d_0)	: Position des armatures tendues (et comprimées) par rapport à la fibre la plus comprimée de la section de béton.
e	: Excentricité de l'effort normal, Epaisseur d'une dalle.
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.
G	: Action permanente.
h	: Hauteur d'une poutre, d'une fondation.
h_0	: Hauteur du talon d'une poutre.
h_1	: Hauteur du hourdis d'une poutre.
j	: Nombre de jours de maturité du béton.
L, l	: Portée d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau.
L_f	: Longueur de flambement.
n	: Coefficient d'équivalence acier-béton.

q : Charge permanente unitaire.
 S_t : Espacement des armatures transversales.
 y_1 : Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELS.
 y_u : Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELU.
 z (ou z_b) : Bras de levier du couple de flexion.
 α_u : Profondeur de l'axe neutre adimensionnée a l'ELU.
 γ_s : Coefficient partiel de sécurité sur l'acier (*gamma*).
 γ_b : Coefficient partiel de sécurité sur le béton.
 ε_{bcmax} : Déformations maximale du béton comprime (*epsilon*).
 ε_{st} : Déformations des armatures tendues.
 ε_{sc} : Déformations des armatures comprimées.
 η : Coefficient de fissuration relatif a une armature (*eta*).
 λ : Elancement mécanique d'une pièce comprimée (*lambda*).
 μ_{ser} : Moment ultime réduit à l'ELS (*mu*).
 μ_u : Moment ultime réduit à l'ELU.
 ν : Coefficient de poisson (*nu*).
 ρ : Rapport de la section d'acier sur celle du béton (*rho*).
 σ : Contrainte normale (*sigma*).
 σ_{bc} : Contrainte maximale du béton comprime.
 σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus.
 σ_{sc} : Contrainte dans les aciers comprimés.
 τ : Contrainte tangente (*tau*).
 τ_u : Contrainte tangente conventionnelle.
 τ_s : Contrainte d'adhérence.
 τ_{se} : Contrainte d'adhérence d'entraînement.
 φ : Coefficient de fluage (*phi*).
 Φ_l : Diamètre d'une armature longitudinale.
 Φ_t : Diamètre d'une armature transversale.
 ψ_s : Coefficient de scellement relatif à une armature (*psi*).

Liste des tableaux

Tab. II.1. Caractéristiques des escaliers Type 1 (sous sol).	17
Tab. II.2. Caractéristiques des escaliers a six volées (RDC)	17
Tab. II.3. Caractéristiques des escaliers a trois volées (EC)	18
Tab. II.4. évaluation des charges de plancher terrasse inaccessible	21
Tab. II.5. Evaluation des charges des planchers terrasse accessible	22
Tab. II.6. Evaluation des charges des planchers étages courants	22
Tab. II.7. Evaluation des charges de la dalle pleine	23
Tab. II.8. Evaluation des charges de mur extérieur	23
Tab. II.9. Evaluation des charges et surcharges sur la volée	24
Tab. II.10. . Evaluation des charges et surcharges sur le palier.	24
Tab. II.11. . Evaluation des poids propre des poteaux	26
Tab. II.12. descente de charge de poteau P1	28
Tab. II.13. descente de charge de poteau P2.	32
Tab. II.14. Résultats de vérification a la compression simple.	34
Tab. II.15. Résultats de vérification au flambement	34
Tab. II.16. Résultat de vérification de l'effort normal	35
Tab. II.17. Résultat de vérification de l'effort normal réduit	36
Tab. III.1. ferrailage de deuxième type d'escalier	40
Tab. III.2. ferrailage de console	45
Tab. III.3. vérification des contraintes	46
Tab. III.4. calcul des moments et leurs ferrailages	48
Tab. III.5. combinaison d'action de l'acrotère	53
Tab. III.6. ferrailage de deuxième type de dalle pleine	61
Tab. III.7. résultats ferrailage de deuxième type de dalle pleine (type 2)	63
Tab. III.8. Ferrailage de la dalle pleine de locale machinerie	67
Tab. III.9. Ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur	70
Tab. III.10. Type des poutrelles	74
Tab. III.11. Charge et surcharge d'exploitation	78
Tab. III.12. Sollicitation à l'ELU des poutrelles du plancher inaccessible	80
Tab. III.13. Sollicitation à l'ELU des poutrelles du plancher d'étage courant	81
Tab. III.14. Sollicitation à l'ELU des poutrelles du plancher RDC(type2)	83
Tab. III.15. Sollicitation à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessibles(T3)	84
Tab. III.16. Les sollicitations à ELS, poutrelle type 3,Plancher terrasse inaccessible	84
Tab. III.17. Sollicitations à l'ELU des poutrelles étages courants (type 4).	85
Tab. III.18. Sollicitations à l'ELS des poutrelles étages courants (type 4).	85
Tab. III.19. Sollicitations à l'ELU des poutrelles terrasse inaccessible (type 4).	85
Tab. III.20. Sollicitations à l'ELS des poutrelles terrasse inaccessible (type 4).	85
Tab. III.21. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du Sous. Sol (type 5).	86
Tab. III.22. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du S.Sol (type 5).	86
Tab. III.23. Les sollicitations les plus défavorables dans les poutrelles	87
Tab. III.24. Ferrailage des poutrelles Terrasse et sous sol (1+2).	96
Tab. III.25. Vérification au cisaillement.	96
Tab. III.26. Vérification des états limite de compression du béton.	97
Tab. III.27. Vérification des états limite de la déformation.	97

Tab. IV .1. Valeurs des pénalités P_q .	103
Tab. IV.2. période et taux de participation massique	109
Tab. IV.3. Charges verticales reprises par les portiques et les voiles.	110
Tab. IV.4. Vérification de l'interaction sous charge horizontale.	111
Tab. IV.5. Vérification de la résultante des forces sismique	111
Tab. IV.6. Vérification des déplacements selon x-x.	112
Tab. IV.7. Vérification des déplacements selon y-y.	113
Tab. IV.8. Vérification de l'effet P- Δ .	114
Tab. V.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.	116
Tab. V.2. Sollicitations dans les poteaux.	117
Tab. V.3. Ferrailage des poteaux.	118
Tab. V.4. Armatures transversales des poteaux.	118
Tab. V.5. Vérification du flambement des poteaux	119
Tab. V.6. Vérification des contraintes dans le béton des poteaux.	121
Tab. V.7. Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux	121
Tab. V.8. Armatures longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99/v2003.	123
Tab. V.9. Les sollicitations les plus défavorables.	124
Tab. V.10. Armatures longitudinales des poutres.	124
Tab. V.11. Vérification de l'effort tranchant.	126
Tab. V.12. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.	126
Tab. V.13. Vérification de la contrainte limite de béton à L'ELS.	127
Tab. V.14. Moment résistant dans les poteaux	129
Tab. V.15. Moment résistant dans les poutres	129
Tab. V.16. Vérification de la zone nodale	130
Tab. V.17. Sollicitations maximales dans le voile $V_{x1}=3m$ à tous les niveaux.	136
Tab. V.18. Sollicitations maximales dans le voile $V_{x2}=3.5m$ à tous les niveaux.	136
Tab. V.19. Sollicitations maximales dans le voile $V_{y1}, V_{y5}=5 m$ à tous les niveaux.	136
Tab. V.20. Sollicitations maximales dans le voile $V_{y2}, V_{y4}=2m$ à tous les niveaux.	137
Tab. V.21. Sollicitations maximales dans le voile $V_{y3}=2,5m$ à tous les niveaux	137
Tab. V.22. ferrailage le voile $V_{x1}=3m$ sur toute la hauteur	141
Tab. V.23. ferrailage le voile $V_{x2}=3.5m$ sur toute la hauteur	141
Tab. V.24. Ferrailage du voile $V_{y1}=5 m$ sur toute la hauteur.	142
Tab. V.25. Ferrailage du voile $V_{y2}=2 m$ sur toute la hauteur.	142
Tab. V.26. ferrailage du voile $V_{y3}=2$.	143
Tab. VI.1. Résultats de ferrailage du radier	151
Tab. VI.2. Vérification des contraintes dans les radiers	153
Tab. VI.3. Vérification des nouvelles contraintes	153
Tab. VI.4. Sollicitations de la nervure du radier dans le sens x-x à L'ELU.	156
Tab. VI.5. sollicitation de la nervure du radier dans le sens x-x à l'ELS	157
Tab. VI.6. sollicitation de la nervure du radier dans le sens x-x à l'ELS	157
Tab. VI.7. Sollicitations de la nervure du radier dans le sens y-y à L'ELS	158
Tab. VI.8. Résumé des résultats de ferrailage des nervures	158
Tab. VI.9. Vérification des contraintes des nervures du radier.	159
Tab. VI.10. Vérification des contraintes de la dalle du radier après Redimensionnement de la section d'acier.	160
Tab. VI.11. Section des armatures du voile périphérique.	164
Tab. V.12. Vérification des contraintes.	165

Liste des figures

Fig. I.1. Diagramme contraintes déformations à L'ELU.	6
Fig. I.2. Diagramme des contraintes déformations pour les aciers.	8
Fig. I.3. Diagramme des contraintes déformations de calcul	9
Fig. II.1. plancher à corps creux.	11
Fig. II.2. Schéma de la disposition des poutrelles.	12
Fig. II.3. Schéma d'une poutrelle.	12
Fig. II.4. Dalle sur deux appuis.	13
Fig. II.5. Dalle sur trois appuis.	13
Fig. II.6. Vue en plan d'un acrotère.	13
Fig. II.7. schéma de calcul de l'escalier à trois volées (type 1)	15
Fig. II.8. Escalier RDC (trois volées répétée)	17
Fig. II.9. Escalier étage courant (3 volées)	18
Fig. II.10. schéma d'un poteau	20
Fig. II.11. la position des poteaux choisis pour la descente de charge	25
Fig. III.1. schéma statique avec chargement	37
Fig. III.2. ferrailage de la partie 1 de l'escalier	44
Fig. III.3. ferrailage de la partie 2 de l'escalier	46
Fig. III.4. schéma de ferrailage de la poutre brisée	51
Fig. III.5. section à ferrailer pour l'acrotère	54
Fig. III.6. schéma de ferrailage de l'acrotère	56
Fig. III.7. dalle sur trois appuis	57
Fig. III.8. Schéma de ferrailage de la dalle pleine	59
Fig. III.9. dalle sur deux appuis	59
Fig. III.10. Schéma de ferrailage de la dalle pleine (type 2)	63
Fig. III.11. cage d'ascenseur	64
Fig. III.12. Schéma représentant la surface d'impact	65
Fig. III.13. Schéma de ferrailage de la dalle pleine du machinerie	69
Fig. III.14. Schéma de ferrailage de la dalle pleine au dessous de l'ascenseur	72
Fig. III.15. disposition des poutrelles	73
Fig. III.16. schéma d'une poutrelle	73
Fig. III.17. évaluation des efforts tranchants	76
Fig. III.18. schéma statique de la poutrelle T1	79
Fig. III.19. schéma statique de la poutrelle T2	81
Fig. III.20. Schéma statique de la poutrelle T3	84
Fig. III.21. Schéma statique de la poutrelle T4	84
Fig. III.22. Schéma statique de la poutrelle T5	86
Fig. III.23. Schéma de ferrailage de la poutrelle de terrasse inaccessible	97
Fig. III.24. Schéma ferrailage de la poutrelle EC + RDC	98
Fig. III.25. Schéma de ferrailage de poutrelle s.sol	98
Fig. III.26. Schéma de ferrailage de la dalle de compression	99
Fig. IV.1. Spectre de réponse.	105
Fig. IV.2. Disposition des voiles.	106
Fig. IV.3. 1 ^{er} mode de déformation (Translation suivant (y-y)).	107
Fig. IV.4. 2 ^{eme} mode de déformation (Translation suivant (x-x)).	107
Fig. IV.5. 3 ^{eme} mode de déformation (torsion au tour de z-z).	108
Fig. V.1. Zone nodale.	114
Fig. V.2. Section d'un poteau	119
Fig. V.3. Schéma de ferrailage des poteaux	121
Fig. V.4. Schéma de la zone nodale.	127

Fig. V.5. Disposition constructive des armateurs dans les poutres.	129
Fig. V.6. Schéma de ferrailage des poutres principales (s.sol et RDC)	130
Fig. V.7. Schéma de ferrailage des poutres principales (des étages courants)	130
Fig. V.8. Schéma de ferrailage des poutres principales pour les terrasses	131
Fig. V.9. Schéma de ferrailage des poutres secondaires.	139
Fig. V.10. Disposition des armatures dans les voiles.	133
Fig. V.11. Schéma de répartition des voiles.	134
Fig. V.12. Schéma d'un voile plein.	137
Fig. V.13. Schéma de ferrailage du voile Vx1.	142
Fig. VI.1. Semelle isolée.	145
Fig. VI.2. Semelle filante.	145
Fig. VI.3. Schéma de ferrailage du radier.	154
Fig. VI.4. Schéma de rupture de la dalle du radier.	155
Fig. VI.5. Sollicitations sur la nervure dans le sens x-x.	156
Fig. VI.6. Sollicitations sur la nervure dans le sens y-y.	157
Fig. VI.7. Section à ferrailer.	158
Fig. VI.8. Schéma de ferrailage des nervures (x-x).	161
Fig. VI.9. Schéma de ferrailage des nervures (y-y).	161
Fig. VI.10. Répartition des contraintes sur le voile périphérique.	163
Fig. VI.11. Schéma de ferrailage du voile périphérique.	166

Introduction

L'intensité des forces sismique agissant sur un bâtiment lors d'un séisme est conditionnée non seulement par les caractéristique du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicité.

Pour cela, l'ingénieur doit jouer son rôle dans la conception, le calcul et la réalisation des ouvrages par le respect des différents règlements notamment les règles parasismiques Algériennes afin de garantir une sécurité convenable aussi bien aux vies humaines qu'aux biens matérielles . Pour que cette sécurité soit assurer l'ingénieur de génie civil doit tout d'abord faire une bonne conception de l'ouvrage par un bon choix du système de contreventement, en deuxième lieu il doit faire un bon choix des matériaux de construction ainsi que la maîtrise de l'exécution, enfin il doit respecter les conditions minimales de construction sans oublier de tenir compte du coût de réalisation et de l'esthétique.

Le projet qui fait l'objet de notre mémoire de fin d'étude, et qui nous a été confié par le bureau d'étude d'architecture AKHAM, consiste à l'étude structurale d'un bâtiment (R+7+Sous Sol) à usage d'habitation et de commerce.

Notre travail est organisé comme suite : Dans le premier chapitre on présentera les caractéristiques de la structure ainsi que celle des matériaux utilisés. Le deuxième chapitre concernera le pré dimensionnement des éléments constituant la structure : les poteaux, les poutres, les voiles, les dalles pleines... Le chapitre trois sera consacré au calcul des éléments secondaires par calcul des sollicitations et du ferrailage. Dans le quatrième chapitre, nous allons entamer l'étude dynamique de notre structure qui consiste a trouver une meilleur disposition des voiles de contreventements qui assure un bon comportement dynamique de la structure tout en respectant les règlements en vigueur. Le cinquième chapitre sera consacré a l'étude des éléments principaux : les poteaux, les poutres et les voiles par détermination de leurs ferrailages et on terminera par le chapitre six qui conserne le calcul de l'infrastructure.

I.1 Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage qui fait l'objet de notre travail consiste à étudier bâtiment (R+7 avec sous sol +RDC) à usage mixte : habitation, commerce, classé dans le groupe d'usage 2(ouvrage courant ou d'importance moyenne) selon la classification du RPA 99 . V 2003 (article 3.2).

Cet ouvrage est implanté à Bejaia qui est une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

Description architecturale : les dimensions du bâtiment sont :

- La longueur totale : $L=29,9$ m
- La largeur totale : $l=23,3$ m
- La hauteur totale : $H=29,76$ m
- La hauteur de sous sol : 2,90 m
- La hauteur de rez de chaussées : 5,44 m
- La hauteur d'étage courant : 3,06 m

La structure de notre bâtiment est à ossature en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal, le RPA99 exige que pour toute structure dépassait une hauteur de 14 m en zone IIa, il est indispensable d'introduire des voiles. Il est donc plus judicieux d'adopter un contreventement mixte (portiques -voiles) tel que le cas de ce projet.

I.2 Définition des éléments de l'ouvrage :

➤ **Les planchers :** seront constitués de corps creux, une dalle de compression en béton armé. Le rôle essentiel des planchers est d'assurer la transmission des charges verticales aux éléments porteurs de l'ossature (poteaux et voiles).

➤ **L'acrotère :** c'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse qui est accessible.il joue le rôle d'un garde de corps.

➤ **Les escaliers :** les escaliers sont des éléments secondaires permettant le passage d'un niveau à un autre, ils seront réalisés en béton armé coulé sur place.

➤ **La maçonnerie :** elle est réalisée en briques creuses comme suit :

Les murs extérieurs : ils sont réalisés en doubles parois séparées par une lame d'air d'épaisseur de 5cm pour l'isolation thermique et phonique.

Les murs intérieurs sont en simples parois réalisés en briques d'épaisseur 10cm.

I.3. Règlement et normes utilisés :

Notre étude est élaborée et établie suivant les règles de calcul et de conception qui sont mise en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- ✓ Le CBA93. (Code de Béton Armé).
- ✓ Le RPA 99.V 2003. (Règlement Parasismique Algérien).
- ✓ Le BAEL 91. (Béton Armé aux Etats Limites).
- ✓ les DTR

I.4. Indications générales sur les règles de BAEL :**I.4.1. Etats limites :****Définition de l'état limite :**

C'est un état dont lequel une condition de sécurité pour l'ouvrage où un de ses éléments est strictement vérifiée. Au-delà de cet état la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue. Il existe deux états limites différents l'ELU et l'ELS.

I.4.1.1. Etat Limite Ultime (ELU) ou de Résistance :

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante d'ouvrage (résistance maximum de l'ouvrage). Son dépassement entraîne la ruine ou destruction de l'ouvrage, on trouve trois états limites ultimes.

- ✓ Etat limite ultime de l'équilibre statique.
- ✓ Etat limite ultime de résistance.
- ✓ Etat limite ultime de stabilité de forme.

I.4.1.2. Etat Limite de Service (ELS) ou d'Utilisation :

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son usage (exploitation) normal et sa durabilité soient assurés, son dépassement entraîne un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage, il existe trois états limites :

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

I.4.2. Les actions et les sollicitations :**I.4.2.1. Les actions :**

Définition : les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, elles proviennent donc :

- Des charges permanentes.
- Des charges d'exploitations.

- Des charges climatiques.

On distingue :

a. Actions permanentes (G) :

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps ; elles comprennent :

- le poids propre de la structure.
- cloisons, revêtement.
- le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.
- les déformations imposées à la structure.

b. Les actions variables (Q) :

Les actions variables ont une intensité varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :

- les charges d'exploitations.
- les charges climatiques (neige et vent).
- les effets thermiques.

c. Les actions accidentelles (FA) :

Ce sont celles provenant de phénomènes qui se produisent rarement et avec une courte durée d'application, on peut citer :

- Les chocs.
- Les séismes.
- Les explosions.
- Les feux

I.4.2.2. Les sollicitations :

Les sollicitations sont des efforts internes (effort normal, effort tranchant, moment fléchissant, moment de torsion) et des déplacements apportés à une section ou à un élément, calculées avec les combinaisons des différentes actions.

I.4.3. Les combinaisons d'actions

a. Sollicitations fondamentale de calcul vis-à-vis à l'ELU :

(BAEL 91/Version 99 Art.3.3.22)

$$1,35G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} Q_1 + \sum 1,3 \psi_{0i} Q_i$$

$$\gamma_{Q1} = \begin{cases} 1,5 \text{ en générale.} \\ ,35 \text{ pour les bâtiments agricoles à faible densité humaine.} \end{cases}$$

Ψ_{0i} : coefficient de pondération = 0,77 pour les bâtiments à usage courant.

G_{\max} : ensemble des actions permanentes défavorables

G_{\min} : ensemble des actions permanentes favorables.

Q_1 : action variable dite de base.

Q_i : autres actions variable d'accompagnement.

b. sollicitations accidentelles : (BAEL 91/Version 99 Art.3.3.22)

$$1.35 G_{\max} + G_{\min} + F_A + \Psi_{11} Q_1 + \sum \Psi_{2i} Q_i \quad (i > 1)$$

- F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.
- $\Psi_{11} Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.
- $\Psi_{2i} Q_i$: Valeur quasi-permanente d'une action variable.
- $\Psi_{11} = \begin{cases} 0.15 \text{ Si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0.50 \text{ si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0.20 \text{ Si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$

2. combinaison d'action à considérer (RPA 99/2003 article V.5.2)

Situations durables :

- ELU : $1.35G + 1.5Q$
- ELS : $G + Q$

Situations accidentelles :

- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$
- $G + Q \pm 1.2 E$ (pour les structures auto- stables).

Avec E : action de séisme.

I.5. Les Caractéristiques des matériaux :

I.5.1. Béton :

Le béton est un mélange des matériaux inertes (granulat) avec un liant hydraulique (ciment) et de l'eau et des adjuvants, il est destiné essentiellement à équilibrer les efforts de compression.

1. Caractéristiques mécaniques du béton

Du point de vue mécanique le béton est défini par sa résistance à la compression. Il est nécessaire d'effectuer des essais à des âges différents pour connaître l'évolution de cette résistance dans le temps. La contrainte de référence correspond à l'âge de 28 jour pour un béton courant.

a. Résistance à la compression (f_{cj}) :

D'après le B.A.E.L.91(A2.1,11) le béton à la compression est caractérisé par sa résistance à l'âge de 28 jours (f_{c28}), cette résistance est obtenue par un grand nombre d'essais de compression jusqu'à rupture sur une éprouvette normalisée cylindrique de 16cm de diamètre et de 32 cm de hauteur, les résistances à la compression du béton à "j" jours d'âge sont données en fonction de f_{c28} par les formules suivantes :

$$\bullet f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} * f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40\text{MPa (j} \leq 28 \text{ jours)} \dots\dots\dots (\text{CBA Art A.2.1.1.1}) \rightarrow$$

$$\bullet f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95} * f_{c28} \quad \rightarrow \text{Pour } f_{c28} > 40\text{MPa (j} > 28 \text{ jours)} \dots\dots\dots (\text{CBA Art A.2.1.1.1})$$

Pour l'évaluation de la déformation, pour de grandes valeurs de j on a : $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$.

Pour l'étude de notre projet, on prendra $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

b. la résistance à la traction

la résistance caractéristique à la traction du béton à j jour, est donnée par :

$$f_{tj} = 0,06 + 0,06f_{cj} \quad \text{pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa.}$$

$$\text{Donc : } f_{tj} = 2,1 \text{ MPa}$$

c. Module d'élasticité longitudinale du béton (CBA93 Art : A.2.1.2.1)

Sous charge instantanées (<24 heures)

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

Pour des charges de long durée d'application, le module de déformation différée du béton à j jour est $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$

$$\text{Pour les vérifications courantes : } j > 28 \text{ jour : } E_{ij} = 1100 \sqrt[3]{f_{28}}$$

$$\text{Pour } f_{cj} = 25 \text{ MPa} \quad E_{ij} = 32164,20 \text{ MPa}$$

$$E_v = 10818,86 \text{ MPa}$$

Module de déformation transversale du béton G

$$G = \frac{E}{2 * (\nu + 1)} \quad (\text{Module de glissement})$$

Avec :

E : module de Young

ν : Coefficient de poisson

La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient de poisson ν par définition est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}}$$

d. Diagramme contraintes-déformations (σ, ϵ)

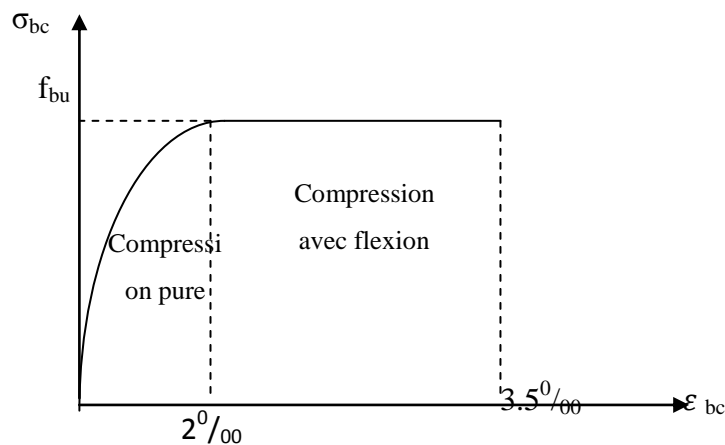


Figure I.1 : Diagramme des contraintes déformations du béton.

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{avec :}$$

f_{bu} : contrainte de calcul

γ_b : coefficient de sécurité

θ : coefficient dépendant de la durée d'application des charges ; ces valeurs sont donnée dans le tableau suivant :

Θ	Durée d'application
1,00	>24 heures
0,90	$1 \leq \text{durée} \leq 24$ heures
0,85	< 1 heures

γ_b vaut 1,5 sauf en cas des combinaisons accidentelles pour lesquelles il vaut alors 1,15

e. Contrainte de cisaillement du béton

La contrainte admissible dans le cas du béton est limitée comme suite :

- Dans le cas de la fissuration peut nuisible
 $\tau_{adm} = \min (0,2f_{cj}/\gamma_b ; 5\text{Mpa})$
 Pour : $f_{cj} = 25 \text{ MPa}$ $\tau_{adm} = 3,33 \text{ MPa}$.
- Dans le cas de la fissuration nuisible ou nuisible
 $\tau_{adm} = \min (0,15f_{cj}/\gamma_b ; 4\text{Mpa})$

Pour : $f_{cj} = 25 \text{ MPa}$ $\tau_{adm} = 2,50 \text{ Mpa}$

f. Le coefficient de poisson

il est donné par le rapport de la déformation transversale à la déformation longitudinale :
 $\nu = \text{déformation transversale} / \text{déformation longitudinale}$.

On admet que :

- A l'ELU : $\nu = 0$
- A l'ELU : $\nu = 0,20$ (béton non fissuré)..... CBA (Art : A.2.1.3).

g. Contrainte de calcul à l'ELS

Le but recherché est de limiter la formation des fissures à la direction des contraintes de compression, cette dernière est limitée à :

$$\sigma_{adm} = 0,6 f_{c28}$$

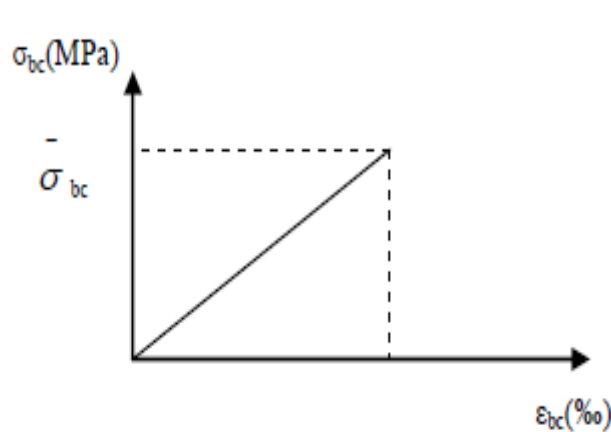


Figure I.2 : Diagramme contrainte-déformation de calcul à l'ELS

I.5.2 L'Acier

L'acier est fabriqué à partir de fer dans des hauts fourneaux, c'est le carbone qui influe sur la qualité de l'acier. Les aciers sont destinés à équilibrer les efforts de traction et éventuellement de compression que le béton ne pourrait pas supporter seul.

a. Différents types d'acier

- Les ronds lisses (R.L)

Les ronds lisses sont obtenus par laminage d'un acier doux. Comme leur nom l'indique, leur surface ne présente aucune aspérité en dehors des irrégularités de laminage qui sont négligeables, on utilise les nuances FeE215 et FeE235 et les diamètres normalisés 6,8,10,12,14,16,20,25,32,40 et 50 mm.

- Les aciers à haute adhérence (H.A)

Dans le but d'augmenter l'adhérence béton-acier, on utilise des armatures présentant une forme spéciale. Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature. On a deux classes d'acier FeE400 et FeE500 et même diamètre que les R.L.

Les aciers utilisés dans notre bâtiment sont des FeE400 de type 1.

- Treillis soudés

Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leurs points de croisement.

- ❖ TL50 ($\varnothing > 6$ mm) ; $f_e = 500$ MPa
- ❖ TL 52 ($\varnothing \leq 6$ mm) ; $f_e = 520$ MPa

b. Caractéristique mécanique des aciers

- à l'ELU

Le diagramme contrainte (σ_s) déformation (ϵ_{bc}) est conventionnellement défini comme suit :

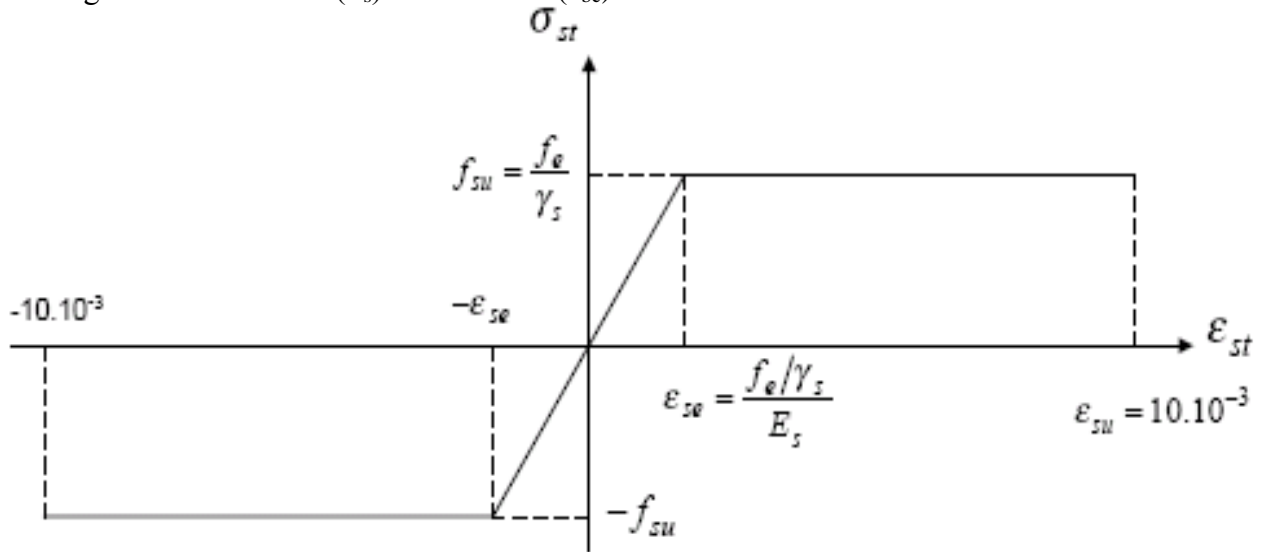


Figure. I.3 Diagramme contraintes-déformation de calcul

Le diagramme de calcul permet de connaître la contrainte de l'acier de l'acier σ_s , lorsque l'on connaît sa déformation relative (ϵ_{bc}).

Etat limite ultime : la contrainte de l'acier est $\sigma_s = f_e / \gamma_s$

- à l'ELS (CBA Art A.4.5.32)

On distingue les cas suivants :

- Cas où la fissuration est peut préjudiciable, la vérification à l'état limite ultime est suffisante.
- Cas de fissuration préjudiciable, la contrainte est limitée à :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{(\eta \times f_{tj})} \right] [MPa]$$

f_{tj} : résistance à la traction du béton à l'âge de j jours, $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$.

- Cas où fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{(\eta \times f_{tj})} \right] [MPa]$$

η : coefficient de fissuration avec :

$\eta = 1$: pour lrs ronds lisses, treillis soudés.

$\eta = 1,6$: pour les hautes adhérences $\emptyset \geq 6$ mm

$\eta = 1,3$: pour les hautes adhérences $\emptyset < 6$ mm.

CONCLUSION

La faible résistance du béton à la traction par rapport à sa résistance à la compression conduit tout naturellement à chaîner, c'est-à-dire à lier les éléments par des barres d'acier. Mais la présence d'armatures dans un béton ne suffit pas à en faire un béton armé. En effet, celui-ci doit présenter une organisation structurale spécifique résultant de la bonne composition et des caractéristiques du béton ainsi que de la nature et de l'agencement des armatures.

Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur de point de vue coffrage des différents éléments résistants. Ces démontions sont choisis selon les préconisations de RPA 99/version 2003, BAEL 91 modifié 99 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent augmenter après vérification dans la phase de dimensionnement.

II.1. Pré dimensionnement des éléments secondaires :**II.1.1.les éléments non structuraux :****1. Les planchers :****a)plancher a corps creux :**

D'après le **BAEL** (article B.6.8.4.2) la hauteur de plancher doit vérifier la condition suivante :

$$h_t \geq 470/22.5=20.88\text{cm}$$

Donc on adoptera des planchers a corps creux avec une hauteur de $(20+4)= 24\text{cm}$

Avec : 20cm : hauteur du corps creux

4cm : hauteur de la dalle de compression.

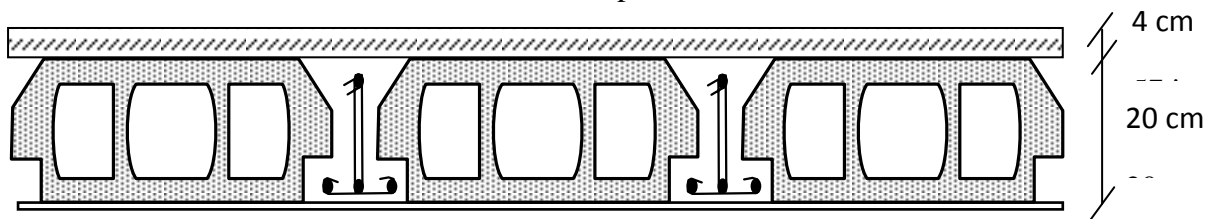


Figure II.1 : Plancher à corps creux.

b. Les poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales. Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée. Dans le cas où les travées sont identiques, on prend le sens où on a plus d'appuis (critère de continuité). Dans cette structure les poutrelles sont disposées selon le premier critère comme indiqué sur la figure suivante :

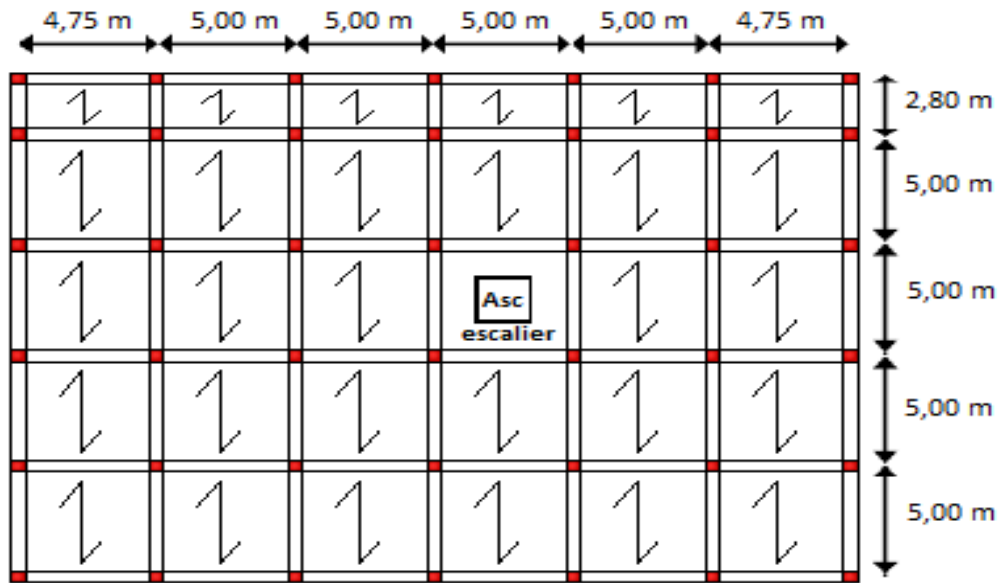


Figure .II.2 : la disposition des poutrelles

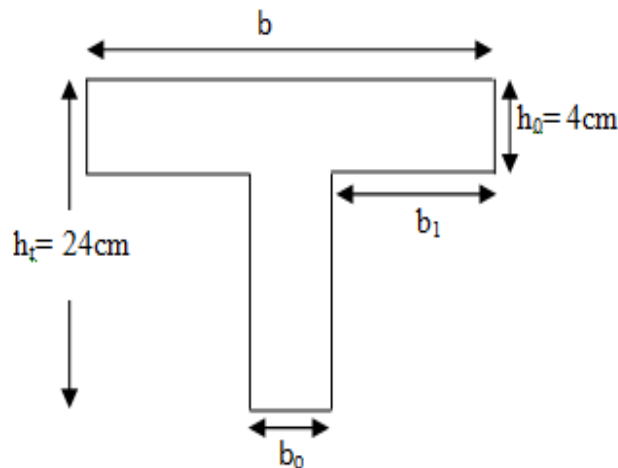


Figure II.3 : Schéma d'une poutrelle

Les poutrelles sont considérées comme poutre continues semi encastées elles seront calculées comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis, dont la hauteur totale est égale :

$$ht = h_{cc} + h_{ddc} = 24 \text{ cm}$$

La largeur de la dalle de compression à prendre est définie par la relation suivante :

$$b_1 = (b - b_0) / 2 \leq \min [(L_x / 2) ; (L_y / 10)].$$

Avec :

- L_x : l'entraxe des poutrelles, ($L_x = 55 \text{ cm}$).
 - L_y : la distance maximale entre nus d'appuis dans le sens parallèles aux poutrelles, $L_y = 500 - 30 = 470 \text{ cm}$
 - h_t : hauteur totale de la poutrelle.

- h_0 : épaisseur de la dalle de compression.
- b_0 : largeur de la nervure, la valeur de b_0 est prise entre 8 et 12 cm

Soit : $b_0 = 12 \text{ cm}$

$$b \leq 2 \times [\min (55/2 ; 470/10)] + 12 \quad \Rightarrow \quad \text{Soit : } b=65 \text{ cm}$$

$$b \leq 67 \text{ cm}$$

c.Planchers à dalle pleines :

L'épaisseur des dalles pleines est déterminée à partir des conditions ci-après :

➤ **Critère de feu :**

- $e \geq 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu
- $e \geq 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu
- $e \geq 14 \text{ cm}$ pour quatre heures de coupe-feu

➤ **Critère de résistance :**

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

- Dalle reposant sur un seul appui : $e \geq L_x/20$
- Dalle reposant sur deux appuis : $L_x/35 < e < L_x/30$ pour ($\rho \leq 0.4$)
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $L_x/45 < e < L_x/40$ pour ($\rho > 0.4$)

A.Dalle sur deux appuis :

On a : $L_x = 2,05 \text{ m}$; $L_y = 4,70 \text{ m}$

$$205 / 35 \leq e \leq 205 / 30$$

$$5,85 \text{ cm} \leq e \leq 6,83 \text{ cm}$$

D'après le critère de coupe feu on adopte :

$$e = 15 \text{ cm}$$

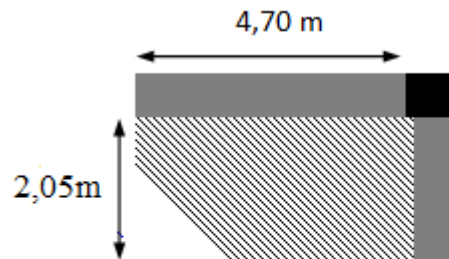


Figure II.4 Dalle sur 2 appuis.

B.Dalle sur trois appuis :

On a : $L_x = 1,45 \text{ m}$; $L_y = 4,70 \text{ m}$

$$145 / 50 \leq e \leq 145 / 40$$

$$2,9 \text{ cm} \leq e \leq 3,62 \text{ cm}$$

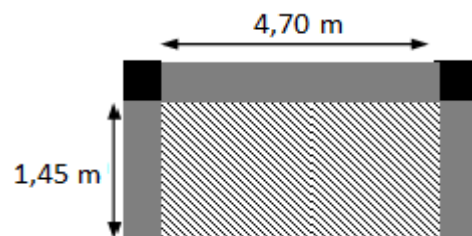


Figure. II.5 : dalle sur 3 appuis

On adopte pour : $e = 15 \text{ cm}$

2. l'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural faisant partie du Plancher terrasse encastré sa base, et réalisé en béton armé.

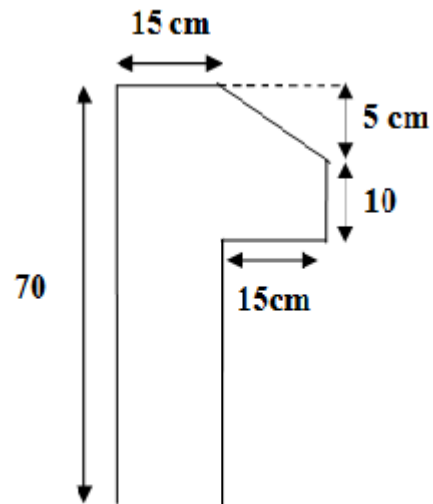
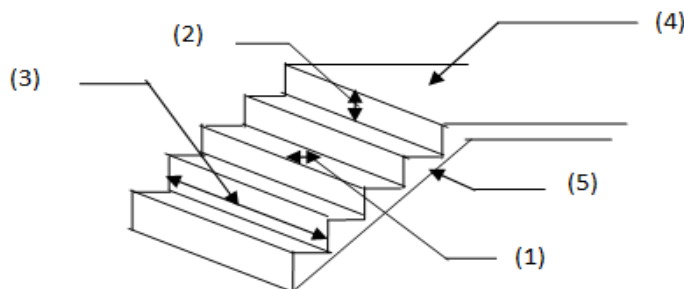


Figure II.6: dimension de l'acrotère

3. Les escaliers :

A. Définition :

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, ils seront réalisés en béton armé coulé sur place.



Détail d'un escalier.

(1) : giron

(2) : contre marche

(3) : emmarchement

(4) : palier

(5) : paillasse

Pour déterminer les marches (g) et les contres marches (h) on utilise la relation de **BLONDEL** qui est la suivante : $0.59 \leq g + 2 \times h \leq 0.64m \dots \dots \dots (1)$

Soit :

H_0 : hauteur d'escalier

L_0 : longueur d'escalier

Or :

$$g = \frac{L_0}{n-1} \quad \left\{ \begin{array}{l} n : \text{Nombre de contres marches.} \\ n-1 : \text{Nombre de marches.} \end{array} \right.$$

$$h = \frac{H_0}{n}$$

En remplaçant dans (1) on trouve :

$$64 \times n^2 - (64 + 2 \times H_0 + L_0) \times n + 2 \times H_0 = 0 \dots \dots \dots (2)$$

Notre projet présente des escaliers à trois volées

A. Escalier type 1 : Escalier à trois volées (sous sol)

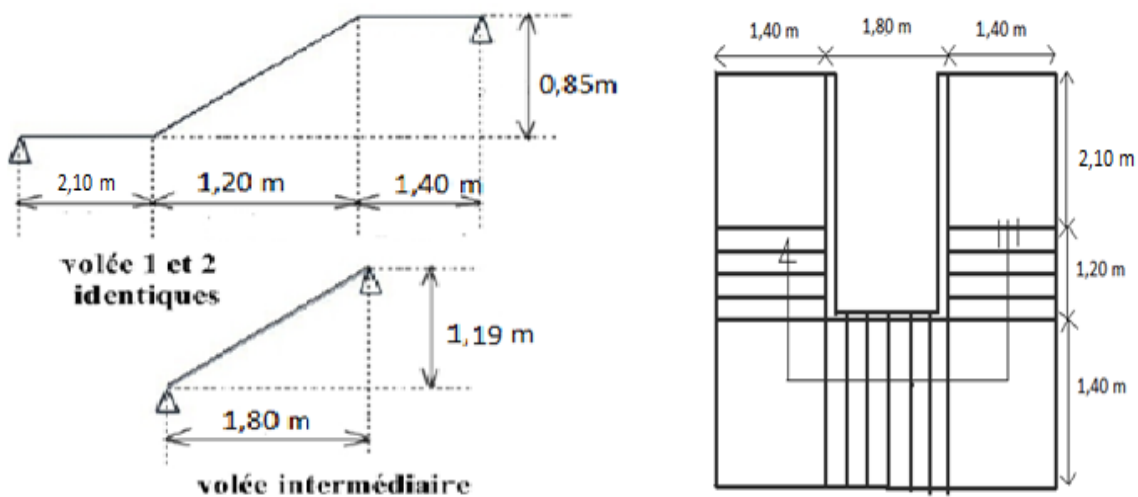


Figure II.7 : schéma de calcul de l'escalier à trois volées (type 1)

On a pour les trois volées :

❖ Pour le premier et la deuxième volée

On a pour les deux volées :

$H_0 = 0,85 \text{ m} = 85 \text{ cm}$

$L_0 = 1,20 \text{ m} = 120 \text{ cm}$

$L_p = 1,40 \text{ m}$

On remplace dans (2) on trouve :

n = 5

Donc pour chaque volée on a :

Nombre de contremarche (n =5)

Nombre de marche (n-1) = 4

$$g = L/n-1 = 120/4 = 30 \text{ cm}$$

$$h = H/ n = 85/5 = 17 \text{ cm}$$

▪ **Épaisseur de la paillese:**

Elle est déterminée en assimilant cette dernière à une poutre simplement appuyée, elle est calculée par la relation suivante :

$$L = L_p + \sqrt{(L^2_0 + H^2_0)} = 1,4 + \sqrt{(1,2^2 + 0,85^2)} = 2,87 \text{ m}$$

$$L/30 \leq e \leq L/20 \Rightarrow 287/30 \leq e \leq 287/20$$

$$9,57 \text{ cm} \leq e \leq 14,35 \text{ cm}$$

On prend e =12 cm

	H _{s.sol} (m)	Volées	H ₀ (m)	L ₀ (m)	Inclinaison $\alpha(^{\circ})$	N ^{bre} de Contremarche n	H (cm)	g (cm)	Epaisseur (cm)
Sous sol	2,90	1 et 2	0,85	1,20	35,31	5	17	30	12
		3	1,19	1,80	33,69	7			

Tableau II.1 : Caractéristiques d’escalier a trois volées

B.Type 2: Escalier à six volées :

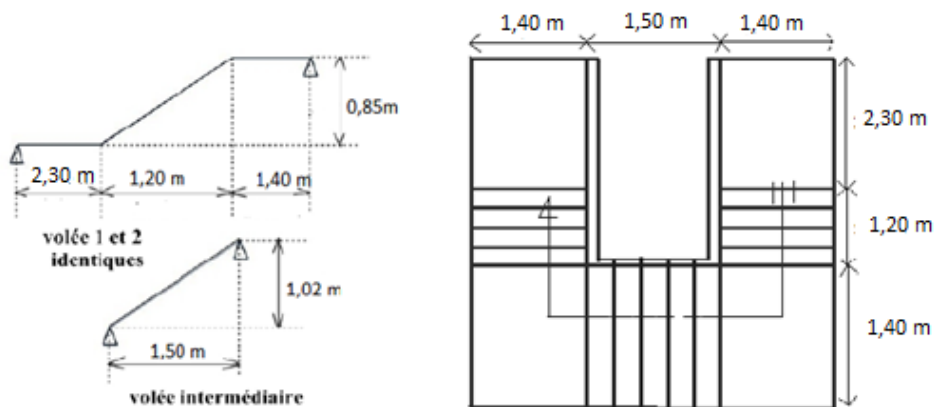


Figure. II.8. schéma de calcul de l’escalier à six volées.(trois volées répéter)

	H _{RDC} (m)	Volées	H ₀ (m)	L ₀ (m)	Inclinaison α (°)	N ^{bre} de Contremarche	H (cm)	G (cm)	Epaisseur (cm)
	H _{étage} (m)	Volées	H ₀ (m)	L ₀ (m)	Inclinaison α (°)	N ^{bre} de Contremarche	H (cm)	G (cm)	Epaisseur (cm)
RDC	5,44/2	1 et 2	0,85	1,20	35,31	5	17	30	12
		3	1,02	1,50	34,21	6			
		1	0,85	1,20	35,31	7			
Étage 1	3,06	2	1,19	1,80	33,46	5	17	30	12
		3	1,02	1,50	34,21	6			

Tableau II.2 : Caractéristiques d'escalier a trois volées

C.Type 3: Escalier à trois volées (les étages 1 à 7)

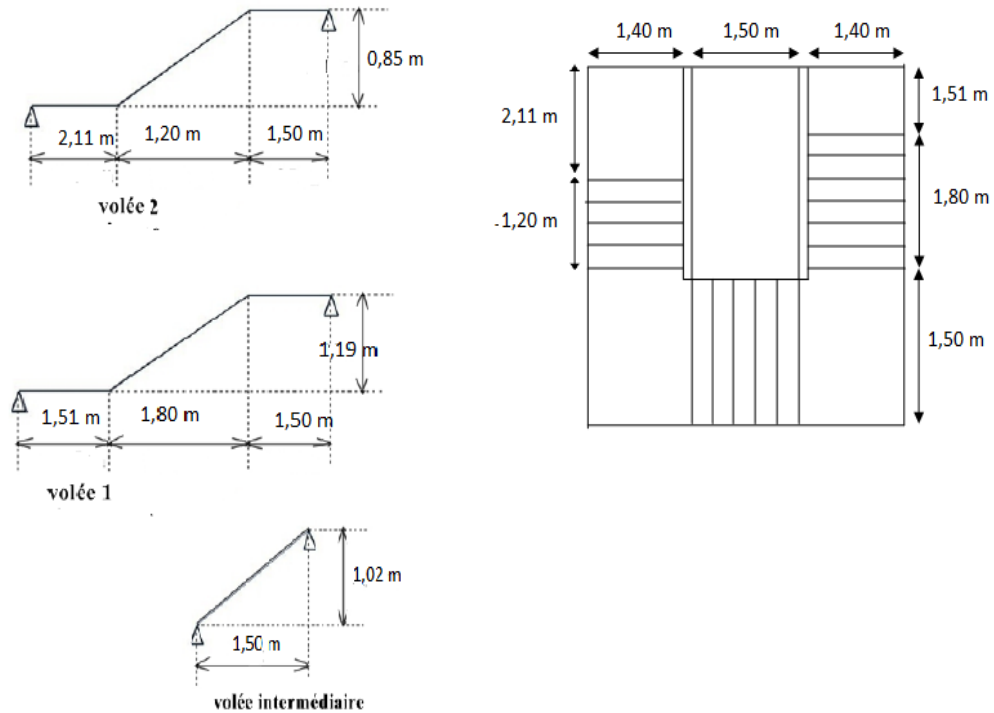


Figure II.9 : schéma de calcul de l'escalier à trois volées

II.1.2. Pré dimensionnement des éléments principaux :

1. Les poutres :

A. Les poutres principales :

Le pré dimensionnement des poutres se fait en respectant les conditions suivantes :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec : h_t : La hauteur de la poutre

L_{\max} : La distances maximale entre nus d'appuis : ($L_{\max} = 500 - 50 = 450$ cm)

$$450 / 15 \leq h_t \leq 450 / 10$$

$$30 \text{ cm} \leq h_t \leq 45 \text{ cm}$$

Soit : $h_t = 45$; $b = 30$ cm

Vérification des exigences de RPA99 (article 7.5.1)

- $b \geq 20$ cmvérifier
- $h_t \geq 30$ cmvérifier
- $h_t / b = 45 / 30 = 1,5 \leq 4$ vérifier

Ces conditions sont vérifiées donc on opte pour l'ensemble des poutres principales les dimensions suivantes :

- ❖ $h_t = 45$ cm
- ❖ $b = 30$ cm

B. Les poutres secondaires :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$L_{\max} = 4,55 \text{ m}$$

$$455 / 15 = 30,33\text{cm} \leq h_t \leq 455 / 10 = 45,5 \text{ cm}$$

On prend : $b \times h_t = 30 \text{ cm} \times 40 \text{ cm}$

Vérification aux exigences du RPA99 :

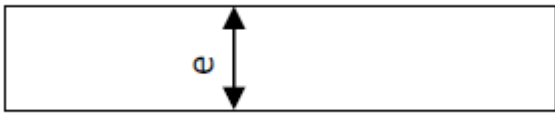
- $b \geq 20$ cm. Condition vérifiée
- $h_t \geq 30$ cmCondition vérifiée
- $h/b = 40/30 = 1.33 < 4$ Condition vérifiée

Ces conditions sont vérifiées donc on opte pour les l'ensemble des poutres secondaires les dimensions suivantes :

- ❖ $h = 40$ cm
- ❖ $b = 30$ cm

.2. Les voiles :

Les conditions des voiles :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq 15 \text{ cm} \\ e \geq h_e / 20 \\ L \geq 4 \times e \end{array} \right.$$


The diagram shows a horizontal rectangle representing a wall section. A vertical double-headed arrow in the center indicates the thickness, labeled with the letter 'e'.

❖ Pour le sous sol : $h_e = 290 - 24 = 266 \text{ cm}$
 $e \geq 266 / 20 = 13,33 \text{ cm}$

❖ Pour RDC : $h_e = 544 - 24 = 520 \text{ cm}$
 $e \geq 520 / 20 = 26 \text{ cm}$

❖ Pour les étages courants : $h_e = 3,06 - 24 = 282 \text{ cm}$
 $e \geq 282 / 20 = 14,1 \text{ cm}$

On adopte :

Pour le sous sol et RDC : $e = 30 \text{ cm}$

Pour les étages courants : $e = 15 \text{ cm}$

3. Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU. Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99V2003(Art.7.4.1) doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

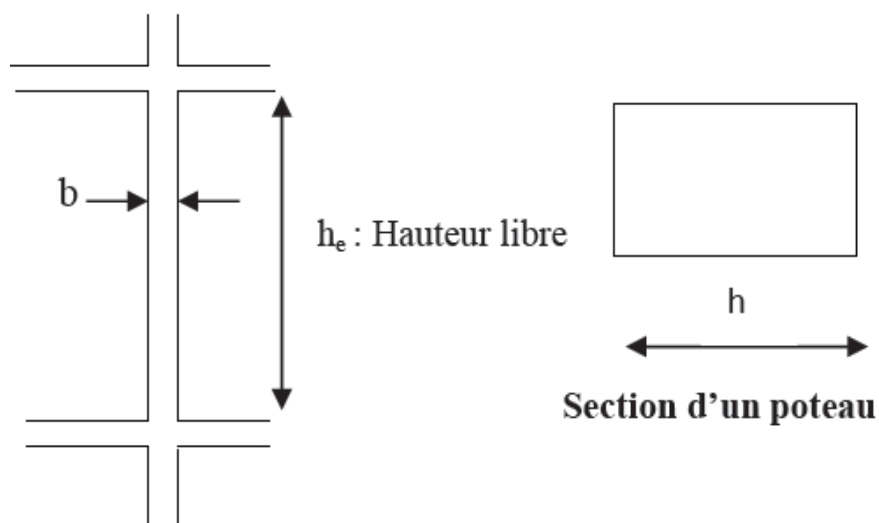


Figure .II.10: poteau

$$\text{Min}(b, h) \geq 25\text{cm.}$$

Min (b, h) ≥ he / 20 cm.

0.25 < b/h < 4

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectuer la descente de charges, tout en vérifiant les recommandations du RPA99 citées ci dessus. Les dimensions des poteaux supposées :

Sous sol et RDC :.....(45 × 50) cm²

1^{er} et 2^{ème} étage :.....(40 × 45) cm²

3^{ème} et 4^{ème} étage :.....(35 × 40) cm²

5^{ème} ,6^{ème} et 7^{ème} étage..... (30 × 35) cm²

II.2. Evaluation des charges et des surcharges :

a.les planchers :

❖ **Plancher terrasse inaccessible :**

Désignation des éléments	épaisseur (cm)	Densité (KN/m3)	Poids (KN/m ²)
Gravions roulé de protection	5	20	1
Etanchéité multicouche	2	6	0,12
Isolation thermique	4	4	0,16
Plancher à corps creux	24	/	3,30
Enduit de ciment	2	20	0,4
Forme de pente	10	22	2,2
Charge permanente totale	G = 7,18 KN/ m²		
Charge d'exploitation	Q = 1 KN/ m²		

Tableau II.4: Évaluation des charge du plancher terrasse inaccessible.

❖ **Plancher terrasse accessible.**

Désignation des éléments	épaisseur (cm)	Densité (KN/m3)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	2	20	0,4

Lit de sable	3	18	0,54
Forme de pente	10	22	2,20
Isolation thermique	4	4	0,16
Plancher à corps creux	24	/	3,30
Enduit de ciment	2	20	0,04
Etanchéité multicouche	2	6	0,12
Enduit de plâtre	2	10	0,2
Charge permanente totale	$G = 7,4 \text{ KN} / \text{m}^2$		
Charge d'exploitation	$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$		

Tableau. II.5 : Evaluation des charges du plancher terrasse accessible.

❖ **Plancher étage courant :**

Désignation des éléments	épaisseur (cm)	Densité (KN/m3)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	2	20	0,40
Lit de Sable	3	18	0,54
Plancher à corps creux	24	/	3,30
Enduit de plâtre	2	10	0,20
Charge permanente totale	$G = 4,88 \text{ KN/ m}^2$		
Charge d'exploitation	$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$		

Tableau .II.6 . Evaluation des charges du plancher étage courant.

❖ Balcons :

Désignation des éléments	épaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	2	20	0,40
Sable fin	2	18	0,36
Dalle pleine	15	25	3,75
Enduit de ciment	1,5	18	0,27
Charge permanente totale	G = 5,22 KN / m²		
Charge d'exploitation	Q = 3,50 KN / m²		

Tableau .II.7 . Evaluation des charges de la dalle pleine.

❖ Mur extérieur :

Désignation des éléments	épaisseur (cm)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Enduit de ciment extérieur	1,5	18	0,27
Brique creuse	15	9	1,30
Lame d'air	5	/	/
Brique creuse	10	9	0,90
Enduit de plâtre intérieur	1,5	10	0,15
Charge permanente totale	G = 0,15 KN / m²		

Tableau .II.8 : Evaluation des charges du mur extérieur

❖ Escalier

❖ Evaluation des charges et surcharges sur la volée ($e = 12 \text{ cm}$)

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (kN/m ³)	Poids (kN/m ²)
Revêtement du sol en carrelage horizontal	2	20	0,4
Mortier de pose	2	20	0,4
Paillasse	$12/\cos \alpha$	25	3,67
Enduit de ciment	2	18	0,36
Gardes corps	/	/	0,6
Marche	8,5	22	1,87
Charge permanente totale	$G = 7,3 \text{ KN/m}^2$		
Charge d'exploitation	$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$		

Tableau .II.9 : Evaluation des charges sur la volée ($e = 12 \text{ cm}$)❖ Evaluation des charges sur le palier ($e = 12 \text{ cm}$)

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Densité (kN/m ³)	Poids (kN/m ²)
Revêtement du sol en carrelage	2	20	0,4
Mortier de pose	2	20	0,4
Lit de pose	2	18	0,36
Dalle pleine	12	25	3
Enduit de ciment	2	18	0,36
Charge permanente totale	$G = 4,52 \text{ KN/m}^2$		
Charge d'exploitation	$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$		

Tableau. II.10 : Evaluation des charges et surcharges sur le palier ($e = 12 \text{ cm}$)**II.3. Descente des charges :**

On appelle descente de charges, le principe de distribuer les charges sur les différents éléments qui compose la structure d'un bâtiment. On commence par le niveau le plus haut

(charpente ou toiture terrasse) et on descend au niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations) Si les surcharges sont différentes la loi de dégression est :

- ❖ Sous la terrasse: Q_0 .
- ❖ Sous le premier étage à partir du sommet (i=1) : Q_0+Q_1 .
- ❖ Sous le deuxième étage (i=2) : $Q_0+0.95*(Q_1+Q_2)$.
- ❖ Sous le troisième étage (i=3) : $Q_0+0.90*(Q_1+Q_2+Q_3)$.
- ❖ Sous le quatrième étage (i=4) : $Q_0+0.90*(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$.
- ❖ Pour n étage (n > 5) : $Q_0 + \frac{3+n}{2*n} *(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+.....+Q_n)$.

Lorsque la charge d'exploitation de référence est la même pour tous les étages, cette loi revient à prendre

- ❖ Sous la terrasse: Q_0 .
- ❖ Sous le premier étage à partir du sommet (i=1) : Q_0+Q_1 .
- ❖ Sous le deuxième étage (i=2) : $Q_0+1,9*Q$
- ❖ Sous le troisième étage (i=3) : $Q_0+2,7*Q$.
- ❖ Sous le quatrième étage (i=4) : $Q_0+3.40*Q$
- ❖ Pour n étage (n > 5) : $Q_0 + \frac{3+n}{2*n} *Q$

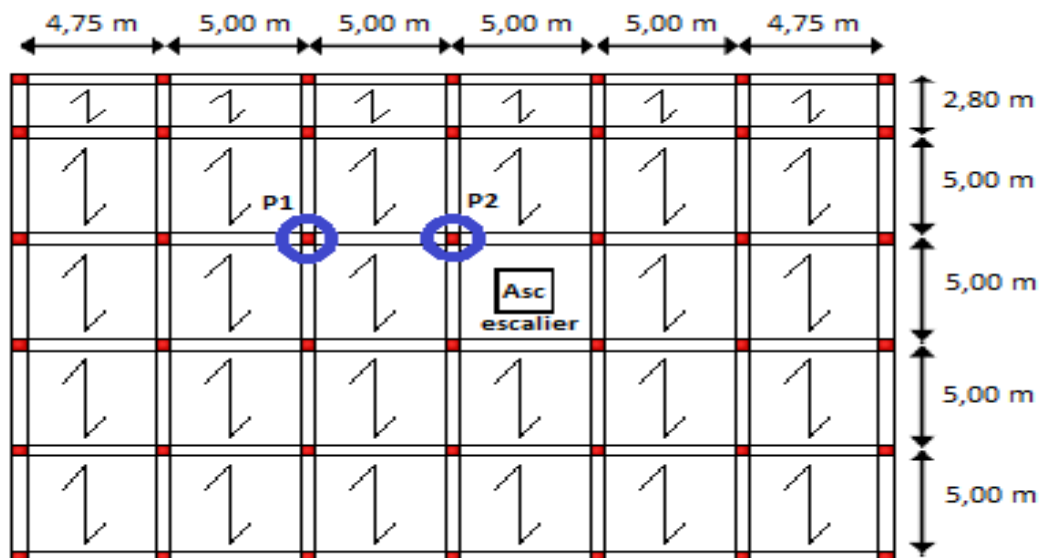


Figure.II.11.la position des poteaux choisis pour la descente de charge.

❖ Poteau p1 :

La surface afférente

$$S= 4*[(5 - 0,3)/2 * (5 - 0,3)/2] = 22,09 \text{ m}^2$$

Les charges et surcharges :

➤ **Plancher inaccessible :**

$$G=22,09 * 7,18 = 158,606 \text{ KN}$$

$$Q = 22,09 * 1,5 = 33,135 \text{ KN}$$

➤ **Plancher terrasse accessible :**

$$G = 22,09 * 7,4 = 163,466 \text{ KN}$$

$$Q = 22,09 * 1,5 = 33,135 \text{ KN}$$

➤ **Plancher RDC :**

$$G = 22,09 * 4,88 = 107,799 \text{ KN}$$

$$Q = 22,09 * 5 = 110,45 \text{ KN}$$

➤ **Etages courants de 1 à 7 :**

$$G = 107,799 \text{ KN}$$

$$Q = 33,1354 \text{ KN}$$

➤ **Les poutres :**

$$G_{pp} = 0,45 * 0,3 * 4,55 = 15,356 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = 4,5 * 25 * 0,4 * 0,3 = 13,5$$

➤ **Les poteaux :**

$$G_p = S * 25 * H_t$$

	Sous sol	RDC	1 ^{er} et 2 ^{eme} étage	3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage	5 ^{eme} , 6 ^{eme} et 7 ^{eme} étage
Section(cm²)	45 × 50	45 × 50	40 × 45	35 × 40	30 × 35
Poids (KN)	16,31	30,6	13,77	10,71	8,08

Tableau. II.11 : Evaluation des poids propres des poteaux.

• **Application de dégression (DTR BC 2.2.6.3).**

Comme les charges d'exploitation n'agissent pas en même temps, alors on applique la loi de dégression.

$$N : Q * S_{aff}$$

$$N_0 : Q_0 = 22,09 \text{ KN}$$

$$N_1 : Q_0 + Q_1 = 22,09 + (22,09 * 1,5) = 55,225 \text{ KN}$$

$$N_2 : Q_0 + 0,95*(Q_1 + Q_2) = 22,09 + 0,95 * (22,09 * 1,5 * 2) = 85,046 \text{ KN}$$

$$N_3 : Q_0 + 0,90 *(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 111,55 \text{ KN}$$

$$N_4 : Q_0 + 0,85*(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 134,75 \text{ KN}$$

$$N_5 : Q_0 + (3 + 5)/10 * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 154,63 \text{ KN}$$

$$N_6: Q_0 + (3 + 6)/12 * (6 * Q_1) = 171,2 \text{ KN}$$

$$N_7: Q_1 + (3 + 7) / 14 *(7 * Q_1) = 187,76 \text{ KN}$$

$$N_8: Q_0 + (11/16) *(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8) =257,48 \text{ KN}$$

$$N_9: Q_0 + (12/18)*(7*Q_1) + (2 *Q_8) = 323,98 \text{ KN}$$

➤ **Poteau P1**

Niveau	Elément	Charge permanente(KN)	Surcharge(KN)
N₀	Plancher terrasse	158,606	22,09
	P _p (30*45)	15,35	
	P _s (30*40)	13,5	
	Total	187,45	
N₁	Venant de N ₀	187,45	55,225
	Plancher étage courant	107,799	
	P _p	15,35	
	P _s	13,5	
	Poteau (30*35)	8,032	
	Total	332,42	
N₂	Venant de N ₁	332,42	85,046
	Plancher étage courant	107,799	
	Poutre	28,85	
	Poteau (30*35)	8,032	
	Total	477,1	
N₃	Venant de N ₁	477,1	111,55
	Plancher étage courant	107,799	
	Poutre	28,85	
	Poteau (30*35)	8,032	
	Total	621,78	

N₄	Venant de N ₃	621,78	134,75
	Plancher étage courant	107,799	
	Poutre	28,85	
	Poteau (35*40)	10,71	
	Total	769,14	
N₅	Venant de N ₄	769,14	154,63
	Plancher étage courant	107,799	
	Poutre	28,85	
	Poteau (35*40)	10,71	
	Total	916,46	
N₆	Venant de N ₅	916,46	171,2
	Plancher étage courant	107,799	
	Poutre	28,85	
	Poteau (40*45)	13,77	
	Total	1066,88	
N₇	Venant de N ₆	1066,88	187,76
	Plancher étage courant	107,799	
	Poutre	28,85	
	Poteau (40*45)	13,77	
	Total	1217,3	
N₈	Venant de N ₇	1217,3	257,48
	Plancher étage courant	107,799	
	Poutre	28,85	
	Poteau (45*50)	30,6	
	Total	1384,55	

N ₉	Venant de N ₈	1384,55	323,98
	Plancher étage courant	107,799	
	Poutre	28,85	
	Poteau (45*50)	16,31	
	Total	1537,5	323,98

Tableau. II.12. descente de charge du poteau P1

➤ **Poteau P₂ :**

La surface afférente :

Sous sol :

$$S_{esc} = (1,5 * 1,2) + (4,7/2 - 1,5) * 1,2 + (4,7/2 - 1,2) * 1,5 = 4,545 \text{ m}^2$$

$$S_{esc} = 4,545 \text{ m}^2$$

$$S_{plancher} = 3 * (2,35 * 2,35)$$

$$S_{plancher} = 16,56 \text{ m}^2$$

$$S_{total} = 21,105 \text{ m}^2$$

RDC:

$$S_{esc} = (1,4 * 1,4) + (4,7/2 - 1,4) * 1,4 + (4,7/2 - 1,4) * 1,4 = 4,62 \text{ m}^2$$

$$S_{esc} = 4,62 \text{ m}^2$$

$$S_{plancher} = 3 * (2,35^2) = 16,56 \text{ m}^2$$

$$S_{tot} = 2 S_{esc} + S_{plancher} = 25,8 \text{ m}^2$$

Etage courant :

$$S_{esc} = 4,62 \text{ m}^2$$

$$S_{plancher} = 16,56 \text{ m}^2$$

$$S_{tot} = 21,18 \text{ m}^2$$

Les charges et les surcharges :

❖ **Plancher inaccessible :**

$$G = 22,09 * 7,18 = 158,606 \text{ KN}$$

$$Q = 22,09 * 1 = 22,09 \text{ KN}$$

❖ **Plancher accessible :**

$$G = 21,18 * 7,4 = 156,732 \text{ KN}$$

$$Q = 21,18 * 1,5 = 31,77 \text{ KN}$$

❖ **Plancher sous sol :**

$$G = 21,18 * 4,88 = 103,35 \text{ KN}$$

$$Q = 21,18 * 5 = 105,9 \text{ KN}$$

❖ **Plancher RDC:**

✓ **Plancher étage courant:**

$$G = 103,35 \text{ KN}$$

$$Q = 31,77 \text{ KN}$$

✓ **Les poutres :**

$$G_{pp} = 25 * 0,3 * 0,45 * 4,55 = 15,356 \text{ KN}$$

$$G_{ps} = 25 * 0,3 * 0,4 * 4,5 = 13,5 \text{ KN}$$

• **Application de dégression (DTR BC 2.2.6.3).**

$$N_0 : Q_0 = 22,09 \text{ KN.}$$

$$N_1 : Q_0 + Q_1 = 22,09 + (21,18 * 1,5) = 53,86 \text{ KN.}$$

$$N_2 : Q_0 + 0,95 * (Q_1 + Q_2) = 22,09 + 0,95 * (21,18 * 1,5 * 2) = 82,453 \text{ KN.}$$

$$N_3 : Q_0 + 0,90 * (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 107,86 \text{ KN.}$$

$$N_4 : Q_0 + 0,85 * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 130,108 \text{ KN.}$$

$$N_5 : Q_0 + (3 + 5) / 10 * (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 149,17 \text{ KN.}$$

$$N_6 : Q_0 + (3 + 6) / 12 * (6 * Q_1) = 165,055 \text{ KN.}$$

$$N_7 : Q_0 + (3 + 7) / 14 * (6 * Q_1 + 25,8 * 1,5) = 185,89 \text{ KN.}$$

$$N_8 : Q_0 + (11 / 16) * (6 * Q_1 + 25,85 * 1,5 + 21,105 * 5) = 252,296 \text{ KN.}$$

$$N_9 : Q_0 + (12 / 18) * (6 * Q_1) + 25,8 * 1,5 + 21,105 * 5 * 2 = 315,67 \text{ KN.}$$

Niveau	Elément	Charge permanente(KN)	Surcharge(KN)
N ₀	Plancher terrasse	158,606	22,09
	P _p (30*45)	15,35	
	P _s (30*40)	13,5	
	Total	187,45	
N ₁	Venant de N ₀	187,45	53,86
	Plancher étage courant	103,35	
	P _p	15,35	
	P _s	13,5	

	Poteau (30*35)	8,032	
	Total	327,682	
N₂	Venant de N ₁	327,682	82,453
	Plancher étage courant	103,35	
	Poutre	28,85	
	Poteau (30*35)	8,032	
	Total	467,914	
N₃	Venant de N ₁	467,914	107,86
	Plancher étage courant	103,35	
	Poutre	28,85	
	Poteau (30*35)	8,032	
	Total	608,146	
N₄	Venant de N ₃	608,146	130,108
	Plancher étage courant	103,35	
	Poutre	28,85	
	Poteau (35*40)	10,71	
	Total	751,056	
N₅	Venant de N ₄	751,056	149,17
	Plancher étage courant	103,35	
	Poutre	28,85	
	Poteau (35*40)	10,71	
	Total	893,966	

N₆	Venant de N ₅	893,966	165,055
	Plancher étage courant	103,35	
	Poutre	28,85	
	Poteau (40*45)	13,77	
	Total	1039,936	
N₇	Venant de N ₆	1039,936	185,89
	Plancher étage courant	103,35	
	Poutre	28,85	
	Poteau (40*45)	13,77	
	Total	1185,906	
N₈	Venant de N ₇	1185,906	252,296
	Plancher étage courant	125,904	
	Poutre	28,85	
	Poteau (45*50)	30,6	
	Total	1371,26	
N₉	Venant de N ₈	1371,26	315,67
	Plancher étage courant	102,992	
	Poutre	28,85	
	Poteau (45*50)	16,31	
	Total	1519,412	315,67

Tableau. II.13 Descente de charge du poteau P2

II.4. Les vérifications nécessaires

a) Poteau sous sol

❖ L'effort normal ultime

$$N_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 1537,5 + 1,5 \times 323,98 = 2561,595 \text{ KN}$$

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10% tel que : $N_u = 1,1 \times (1,35 G + 1,5 Q)$

$$\text{Donc : } 1,1 \times 2561,595 = 2817,754 \text{ KN}$$

❖ Vérification à la compression simple

On doit vérifier la condition suivante :

$N_u / B \leq f_{bu}$ Avec B : section du béton

$$B \geq N_u / f_{bu} \Rightarrow B \geq (2817,754 \times 10^{-3}) / 14,2 = 0,198 \text{ m}^2$$

$$\text{On a } B = 0,5 \times 0,45 = 0,225 \text{ m}^2$$

$B = 0,225 \text{ m}^2 > 0,198 \text{ m}^2$ condition vérifiée.

❖ Vérification au flambement

On doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

γ_b : coefficient de sécurité de béton.

γ_s : coefficient de sécurité des aciers.

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50. \\ 0,6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$$

On calcule l'élanement $\lambda = \frac{l_f}{i}$.

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

i : Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : Moment d'inertie : $I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$

$$l_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 2,90 = 2,03 \text{ m}$$

$$B = 0,225 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{0,045}{12} = 0,375 \times 10^{-2} \text{ m}^2$$

$$i = \frac{\sqrt{0,375 \times 10^{-2}}}{0,225} = 0,1 \quad \lambda = \frac{2,03}{0,129} = 15,736 < 50 \Rightarrow \alpha = 0,85 / [1 + 0,2 \times (15,736 / 35)^2] = 0,81$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$B_r \geq (2561,595 \times 10^{(-3)}) / (0,81 \times [(25/0,9 \times 1,5) + (400/100 \times 1,15)]) = 0,143 \text{ m}^2$$

Or nous avons :

$$B_r = (50 - 2) \times (45 - 2) \times 10^{-4} = 0,2064 \text{ m}^2 > 0,143 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{Donc le poteau ne risque pas de flamber.}$$

Les résultats concernant les autres poteaux de la structure sont résumés sur les tableaux suivants :

❖ **Vérification à la compression :**

Poteau	Sou sol et RDC	Etage 1 et 2	Etage 3 et 4	Etage 5,6 et 7
N_u (KN)	2817,754	1616,08	1107,4	584,764
B_{cal}(m²)	0,198	0,113	0,078	0,041
B_{adopt}(m²)	0,225	0,18	0,14	0,105

Tableau .II.14: résultats de la vérification à la compression simple.

❖ **Vérification au flambement**

Poteau	Sou sol	RDC	Etage 1 et 2	Etage 3 et 4	Etage 5,6 et 7
N_u (KN)	2817,754	2817,754	1616,08	1107,4	584,764
B_{adopt}(m²)	0,225	0,225	0,18	0,14	0,105
l₀ (m)	2,90	5,44	3,06	3,06	3,06
l_f (m)	2,03	3,808	2,142	2,142	2,142
I. 10⁻² (m⁴)	0,3796	0,3796	0,24	0,1429	0,0787
i (m)	0,129	0,129	0,115	0,101	0,0865

Λ	15,73	29,519	18,62	21,20	24,76
α	0,81	0,74	0,80	0,79	0,77
$B_{r\text{ cal}}(\text{m}^2)$	0,158	0,173	0,0918	0,0637	0,0345
$B_{r\text{ adopt}}(\text{m}^2)$	0,2064	0,2064	0,1634	0,1254	0,0924

Tableau. II.15. Résultat des vérifications au flambement.

❖ Vérification de l'effort normal réduit :

Selon le RPA99/version 2003 (article.7.4.3.1) il faut vérifier :

$$v = N_d / B \times f_{c28} \leq 0,3$$

$$N_d = 1,35 G + 1,5 Q$$

Ce tableau résume les vérifications de l'effort normal réduit pour les différents poteaux de notre structure.

Niveau	N_d (KN)	B (m ²)	v	$v \leq 0,3$
sous sol et RDC	2561,595	0,225	0,455	Non vérifiée
Etage 1 et 2	1721,928	0,18	0,382	Non vérifiée
Etage 3 et 4	1270,284	0,14	0,362	Non vérifiée
Etage 5 et 6	1006,728	0,105	0,383	Non vérifiée
Etage 7	531,604	0,105	0,202	Vérifier

Tableau .II.16. Vérification de l'effort normal réduit.

On devra dans ce cas augmenter la section des poteaux.

Niveau	N_d (KN)	B (m ²)	v	$v \leq 0,3$
sous sol et RDC	2561,595	0,39 (0,60×0,65)	0,262	Vérifier
Etage 1 et 2	1721,928	0,33 (0,55×0,60)	0,208	Vérifier

Etage 3 et 4	1270,284	0,275 (0,50×0,55)	0,184	Vérifier
Etage 5,6	1006,728	0,225 (0,45×0,50)	0,179	Vérifier
Etage 7	531,604	0,18 (0,40×0,45)	0,118	Vérifier

Tableau .II.17. Vérification de l'effort normal réduit.

Conclusion :

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté pour les éléments ; les sections suivantes :

- ❖ Poutres principales: $(30 \times 45) \text{ cm}^2$
- ❖ Poutres secondaires $(30 \times 40) \text{ cm}^2$
- ❖ Poteaux de sous sol et RDC : $(60 \times 65) \text{ cm}^2$
- ❖ Poteaux d'étages 1 et 2 : $(55 \times 60) \text{ cm}^2$
- ❖ Poteaux d'étages 3 et 4 $(50 \times 55) \text{ cm}^2$
- ❖ Poteaux d'étages 5 et 6 $(45 \times 50) \text{ cm}^2$
- ❖ Poteaux d'étage 7 : $(40 \times 45) \text{ cm}^2$
- ❖ Epaisseur des balcons :(12) cm
- ❖ Epaisseur des voiles :(30) cm
- ❖ Epaisseur des voiles (15) cm

Au terme de ce chapitre, un pré dimensionnement de tous éléments de notre structure à été fait, ainsi nous avons adopté les différents sections des poutres et poteaux à prendre en compte ainsi que les différents épaisseurs des dalles pleines, voiles et des escaliers.

INTRODUCTION

La construction est un ensemble des éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et éléments secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (différents planchers, escalier, acrotère). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charge sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section des aciers nécessaire pour reprendre les charges en question toutes on respectant la réglementation en vigueur (BAEL91, CBA93, RPA99 addenda 2003...).

III.1 Etude de l'escalier

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur les quels elle repose. Le calcul des sollicitations se fait par la méthode RDM.

III.1.1.Type d'escalier à six volées (trois volées répéter) :

1. Calcul de la 1^{ère} et 2^{ème} volée (les deux volées sont identiques):

✓ Evaluation des charges et surcharges :

Palier : $G_{palier} = 4.52KN / m^2$

Volée : $G_{paillese} = 7.3KN / m^2$

$Q_{escalier} = 2.50KN / m^2$

✓ Calcul des sollicitations :

L'ELU :

$q_v = 1.35 \times 7.3 + 1.5 \times 2.5 = 13.605KN / ml$

$\dot{q}_p = 1.35 \times 5.1 + 1.5 \times 2.5 = 10.635KN / ml$

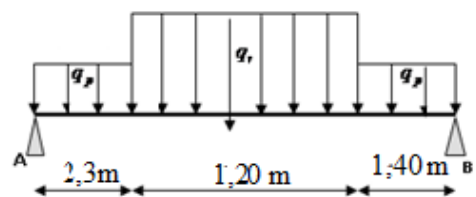


fig.III.1. schéma statique avec chargement

La poutre est isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux pour calculer les efforts tranchants et les moments fléchissant.

$\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 10,64 * 2,30 + 13,605 * 1,20 + 10,64 * 1,40$

$\Rightarrow R_A + R_B = 55,694KN$

$\sum M / A = 0 \Rightarrow (10,635 * 2,3 * \frac{2,3}{2}) + (13,605 * 1,20)(\frac{1,20}{2} + 2,3)$

$+ (10,635 * 1,40 * (\frac{1,40}{2} + 2,30 + 1,20)) = R_B (2,30 + 1,20 + 1,40)$

$$\Rightarrow R_B = \frac{138,0,51}{4,90} = 28,17 \text{ KN}$$

$$R_A = 55,694 - R_B$$

$$R_A = 27,52 \text{ KN}$$

✓ Calcul les sollicitations :

• Moment fléchissant

• $0 \leq x \leq 2,3 \text{ m}$

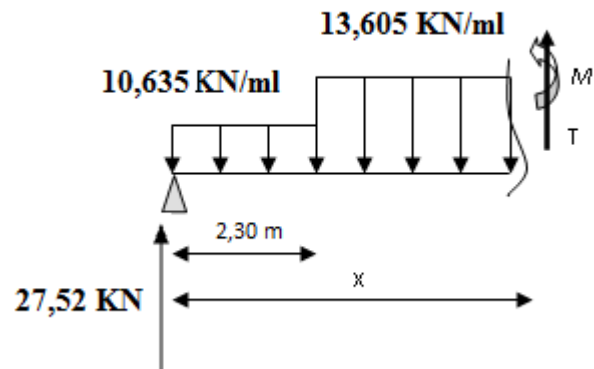
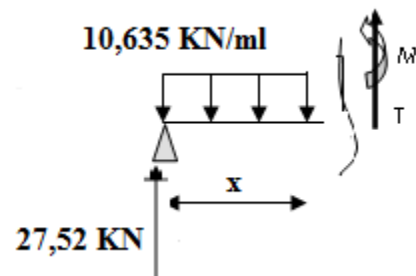
$$M = 27,52 x - 5,32 x^2$$

$$V = 10,635x - 27,52$$

Pour $x = 0 \rightarrow \begin{cases} M = 0 \text{ KN.m} \\ V = -27,52 \end{cases}$

Pour $x = 2,30 \text{ m} \rightarrow \begin{cases} M = 35,153 \text{ KN.m} \\ V = -3,059 \text{ KN} \end{cases}$

• $2,30 \leq x \leq 3,50 \text{ m}$



$$M = 27,52 \times x - 10,635 \times 2,30 \times \left(x - \frac{2,30}{2}\right) - 6,802 \times (x - 2,30)^2$$

$$T = -27,52 + 10,635 \times 2,3 + 13,605 \times (x - 2,3)$$

Pour $x = 2,3 \rightarrow \begin{cases} M = 35,153 \text{ KN.m} \\ T = -3,059 \text{ KN} \end{cases}$

Pour $x = 3,50 \rightarrow \begin{cases} M = 29,04 \text{ KN.m} \\ T = 6,74 \text{ KN} \end{cases}$

✓ Calcul de M^{\max} :

$$M^{\max} = M(x)$$

✓ Calcul de x :

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow x = 2,52 \text{ m}$$

Donc : $M^{\max} = 35,51 \text{ KN.m}$

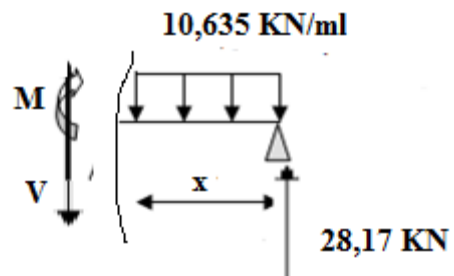
$0 \leq x \leq 1,4 \text{ m}$

$$M = 28,17x - 5,317 x^2$$

$$V = -10,635 x + 28,17$$

$$\text{Pour } x = 0 \text{ m} \rightarrow \begin{cases} M = 0 \text{ KN.m} \\ V = 28,17 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Pour } x = 1,4 \text{ m} \rightarrow \begin{cases} M = 29,017 \text{ KN.m} \\ V = 13,281 \text{ KN} \end{cases}$$



Donc on ferraille avec les sollicitations max :

$$M = 35,51 \text{ KN.m} \cdot V = 28,17 \text{ KN}$$

✓ **Calcul des moments réels :**

$$M_a = -0,5 M^{\max} = -0,5 \times 35,51 = 17,755 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75 M^{\max} = 0,75 \times 35,51 = 26,632 \text{ KN.m}$$

L'ELS :

$$q_v = 7.3 + 2.5 = 9.8 \text{ KN/m}$$

$$q_p = 4.52 + 2.50 = 7.02 \text{ KN/m}$$

Après le calcul, on trouve :

$$R_A = 18.56 \text{ KN}$$

$$R_B = 19.17 \text{ KN}$$

$$M_0 = 24.419 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 20.756 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 9.767 \text{ N.m}$$

$$V_{ser} = 19.17 \text{ KN}$$

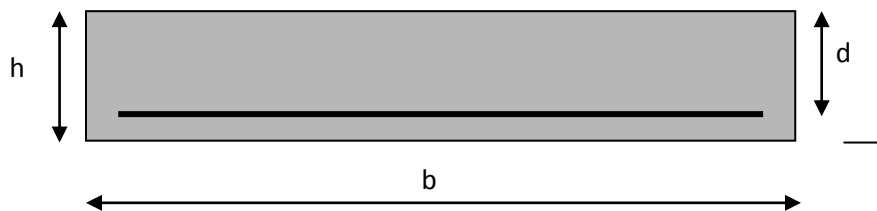
✓ **Calcul des armatures :**

À l'ELU :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b*h).

Avec :

$$\begin{cases} b = 100 \text{ cm.} \\ h = 12 \text{ cm.} \\ d = 10 \text{ cm.} \end{cases}$$



Section à ferrailé.

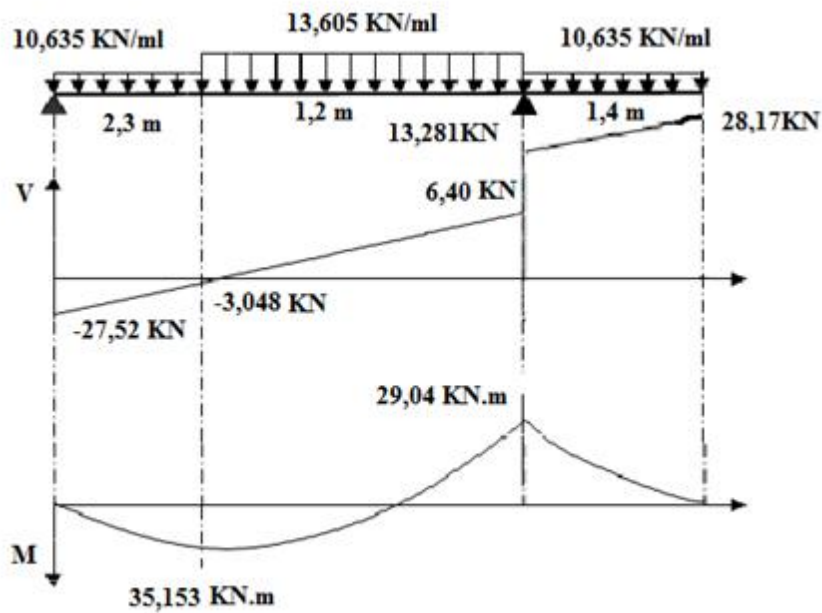


Figure III.2: diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissants

En travée: $M_t = 26,632 \text{ KN.m}$.

En appuis: $M_a = 17,755 \text{ KN}$.

Les calculs du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

	$M(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	$Z(\text{m})$	$A_{CAL} (\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{Adopté} (\text{cm}^2/\text{ml})$	$S_t (\text{cm})$
En travée	26,632	0,187	0,26	0,09	8,17	8HA12=9,05	12,5
En appuis	17,755	0,125	0,167	0,093	5,26	7HA10=5,50	15

Tableau.III.1. : Ferrailage du deuxième type d'escalier

✓ **Les armatures de répartition :**

En travée : $A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{9,05}{4} = 2,26 \text{ cm}^2 / \text{m}$

En appui : $A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{5,5}{4} = 1,37 \text{ cm}^2 / \text{m}$

On adopte : 5 HA8 = 2,51 cm² / ml

✓ **Vérification à l'ELU :**

$A_{\min} = 0,23.b.d.f_{t28} / f_e = 0,23.1.0.1.2,1 / 400 = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

On a : $A > A_{\min}$ Condition vérifiée.

✓ **L'effort tranchant :**

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0,13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$.

$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{26.802 \times 10^{-3}}{1 \times 0,1} = 0,268 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$.

✓ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$A > (V_u + \frac{M_u}{0,9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (26.802 \times 10^{-3} - \frac{17.044 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,1}) \times \frac{1,15}{400} = -4,674 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

✓ **Ecartement des barres :**

A armatures transversales : $S_t \leq (4 \times e; 45) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$

Armatures longitudinales : $S_l \leq (3 \times e; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm}$

✓ **Vérification à l'ELS :**

Etat limite d'ouverture des fissures :

L'état de fissuration est peut nuisible donc aucune vérification à faire.

✓ Etat limite de compression

En travée :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$50 \times y^2 + 135.75 \times y - 1357.5 = 0$$

$$y = 4.02 \text{ cm}$$

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

$$I = 7019.96 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{20.756 \times 10^{-3}}{7019.96 \times 10^{-8}} \times 0.0402 = 11.88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 11.88 < \overline{\sigma} (=15 \text{ MPa}) \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

En appui

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$50 \times y^2 + 82.5 \times y - 825 = 0$$

$$y = 3.32 \text{ cm}$$

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

$$I = 4901.16 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{9.767 \times 10^{-3}}{4901.16 \times 10^{-8}} \times 0.0332 = 6.61 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.61 < \overline{\sigma} (=15 \text{ MPa}) \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Calcul de la flèche :

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots (1)$$

$$\frac{h}{b} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots (3)$$

On a : h = 12 cm ; l = 4,9 m

$$(1) : \frac{h}{l} = 0.024 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$$

(1) : n'est pas vérifié, alors la vérification de la flèche est nécessaire.

$$E_i = 32164.2 \text{ Mpa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ Mpa}$$

$$I_0 = (b/3) \cdot (v_1^3 + v_2^3) + 15 \cdot A_s \cdot (v_2 + c)^2$$

$$V_1 = (1/B) \cdot (b \cdot h^2 / 2 + 15 A_s \cdot d)$$

$$V_2 = h - V_1$$

$$B = b \cdot h + 15 \cdot A_s$$

$$B = 100 \cdot 12 + 15 \cdot 9.05 = 1335.75 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = 6.4 \text{ cm} ; V_2 = 5.6 \text{ cm.}$$

$$I_0 = 122172 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{9.05}{100 \cdot 10} = 0.00905$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.00905 \times (2 + 3)} = 2.32$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 0.928$$

$$q_{jv} = 3.67 \text{ KN/m} ; q_{jp} = 3 \text{ KN/m} ; q_{gv} = 7.3 \text{ KN/m} ; q_{gp} = 4.52 ; q_{pv} = 9.8 \text{ KN/m} ; q_{gp} = 7.02 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 12.43 \text{ KN.m} ; M_{gser} = 18.29 \text{ KN.m} ; M_{pser} = 24.66 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de f_{gi} :**

La flèche due aux charges permanentes avec revêtements.

$$f_{gi} = \frac{M_{ser}^g \cdot L^2}{10 \cdot E \cdot I_{fi}}$$

Avec: $M_{ser}^g = 18.29 \text{ KN.m}$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}^g \cdot (d-y)}{I} = 15 \frac{18.29 \cdot 10^{-3} \cdot (0.12 - 0.0402)}{7019.96 \cdot 10^{-8}} = 233.48 \text{ MPa}$$

$$\mu_i = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{4 \sigma_s \rho + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \cdot 2.1}{4 \cdot 233.48 \cdot 0.00905 + 2.1} = 0.651$$

$$I_{fi} = 1.1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_i} = 1.1 \cdot \frac{22432.92 \cdot 10^{-8}}{1 + 2.32 \cdot 0.651} = 5.34 \cdot 10^{-4}$$

$$f_{gi} = \frac{12,34 \cdot 10^{-3} \cdot 4,1^2}{10 \cdot 32164,2 \cdot 1,29 \cdot 10^{-4}} = 2,552 \text{ mm.}$$

• **Calcul de f_{gv} :**

$$I_{fv} = 1,1 \cdot \frac{I_o}{1 + \lambda_v \cdot \mu_v} = 1,1 \cdot \frac{22432,92 \cdot 10^{-8}}{1 + 0,928 \cdot 0,744} = 8,37 \times 10^{-4}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{ser}^g \cdot L^2}{10 E v \cdot I_{fv}} = \frac{18,29 \cdot 10^{-3} \cdot 4,9^2}{10 \cdot 10721,4 \cdot 1,46 \cdot 10^{-4}} = 4,89 \text{ mm}$$

• **Calcul de f_{ji} :**

La flèche due aux charges permanentes sans revêtements

$$f_{ji} = \frac{M_{ser}^j \cdot L^2}{10 E \cdot I_{fi}}$$

Avec : $M_{ser}^j = 12,437 \text{ KN.m}$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}^j \cdot (d-y)}{I} = 158,739 \text{ MPa}$$

$$\mu_i = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4\sigma_s \rho + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 158,739 \cdot 0,00905 + 2,1} = 0,531$$

$$I_{fi} = 1,1 \cdot \frac{I_o}{1 + \lambda_i \cdot \mu_i} = 1,1 \cdot \frac{22432,92 \cdot 10^{-8}}{1 + 4,09 \cdot 0,116} = 6,01 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$f_{ji} = 1,54 \text{ mm}$$

✓ **Calcul de f_{pi} :**

La flèche due aux charges permanentes et d'exploitation.

$$f_{pi} = \frac{M_{ser}^p \cdot L^2}{10 \cdot E \cdot I_{fi}}$$

$M_{ser}^p = 24,661 \text{ KN.m}$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}^p \cdot (d-y)}{I} = 314,642 \text{ MPa}$$

$$\mu_i = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4\sigma_s \rho + f_{t28}} = 0,727$$

$$I_{fi} = 1,1 \cdot \frac{I_o}{1} = 14,998 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$f_{pi} = 3,68 \text{ mm}$$

$$\Delta f = f_{gv} - f_{gi} + f_{pi} - f_{ji} = 4,892 - 2,552 + 3,682 - 1,543$$

$$\Delta f = 4,479 \text{ mm} < f_{adm} = 9,8 \text{ mm}$$

Donc la flèche est vérifiée.

✓ Schéma de ferrailage :

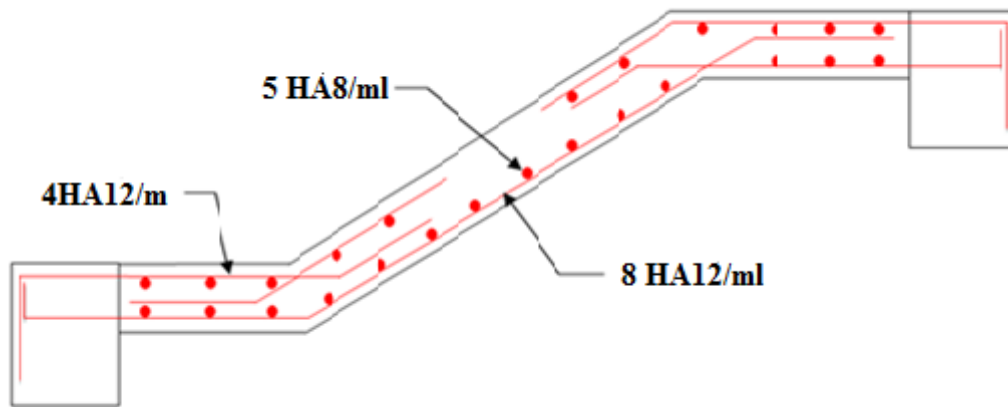


fig.III.3. ferrailage de la partie I de l'escalier

2.3^{ème} volée (volée intermédiaire) :

L'étude de cette partie se fera en considérant la volée comme une console encastrée à l'un de ces extrémités comme indique la figure ci-dessous :

$G_v = 7,3 \text{ KN/ml}$

$Q = 2,5 \text{ KN/ml}$

$P = 0,1 \text{ KN/ml}$

$$M^{\max} = \frac{(1,35G_v + 1,5Q)l^2}{2} + 1,35Pl$$

$$\Rightarrow M^{\max} = \frac{(1,35 \cdot 7,3 + 1,5 \cdot 2,5)1,5^2}{2} + 1,35 \cdot 0,1 \cdot 1,5$$

$$= 15,5 \text{ KN.m}$$

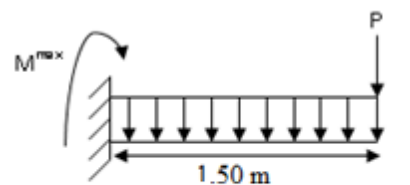


Schéma statique de la console.

$V_u = (1,35G_v + 1,5Q)l + P = 20,5 \text{ KN}$

✓ **Ferrailage :**

La section à ferriller est (b×e).

✓ **Armatures longitudinales :**

	M^{\max} (KNm)	μ_{bu}	α	Z	A calculée (cm ²)	A adoptée (cm ²)
En appui	15,5	0,109	0,144	0,094	4,73	5HA12=5,65

Tableau III.2. Résultat de ferrailage de la console

✓ **Armatures de répartitions :**

$$A^{rep} = \frac{A^l}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,412 \text{ cm}^2$$

on choisit 4HA8 Soit $A^{rep} = 2,01 \text{ cm}^2$.

✓ **Vérfications à l'Etat Limite Ultime :**

• **Vérfication de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{ij} / f_e = 0,23 \cdot 1.0,1.2,1 / 400 = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 5,50 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

✓ **Vérfication vis à vis de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{20.50 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0,205 \text{ MPa} < \tau_u^-$$

• **Fissuration peu nuisible :**

$$\overline{\tau}_{bu} = \min(0,13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_{bu} = 0,205 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{bu} = 3,25 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

✓ **Vérfication des armatures longitudinales à l'effort tranchant:**

$$A_1 \geq \frac{1,15 \cdot V_u}{f_e} \text{ Avec : } A_1 = 5,50 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = 5,50 \text{ cm}^2 > 0,589 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• **Espacement des armatures :**

$$S_t \leq \min(3 e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

✓ **Vérfication à l'ELS :**

Etat limite de compression du béton :

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

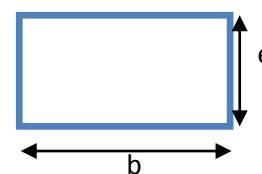


Schéma de la section à ferrailer.

Localisation	M _{ser} (KNm)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (Mpa)
Appuis	11,175	4901,16	3,32	7,57	15

Tableau III.3. Vérification des contraintes.

Les conditions sont vérifiées

• **Etat limite de déformation :**

✓ **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots (1)$$

$$\frac{h}{b} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots (3)$$

$$\frac{h}{l} = 0.08 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

M^t = M₀ ⇒ la 2^{ème} condition est vérifiée.

La 3^{ème} condition est vérifiée.

Les 3 conditions sont toutes vérifiées donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

➤ **Schéma de ferrailage :**

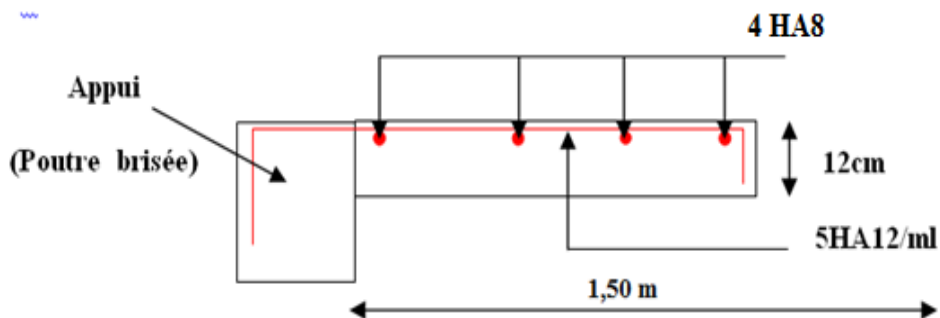


figure III. 4 schéma de ferrailage de la partie 2 de l'escalier

III.2. Calcul de la poutre brisée:

- Dimensionnement :

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

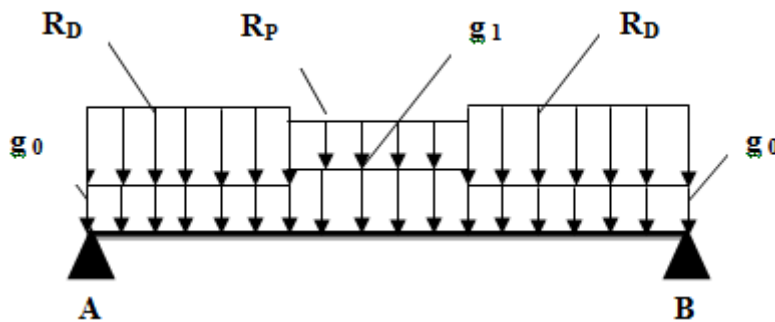
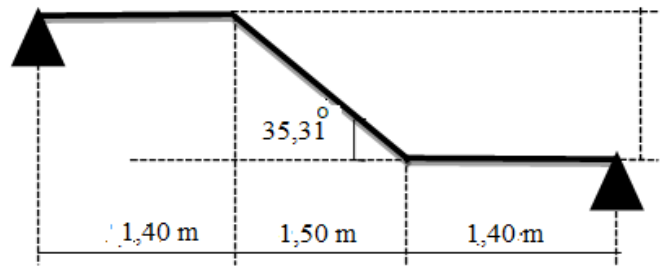
$$L = 1.40 + (1.50 / \cos 35.31^\circ) + 1.40 = 4,63 \text{ m}$$

$$\frac{463}{15} \leq h \leq \frac{463}{10} \Rightarrow 30,86 \text{ cm} \leq h \leq 46,3 \text{ cm}$$

Donc soit : h=35 cm ; b= 30 cm.

La poutre brisée est soumise à la flexion simple en outre elle est soumise à la torsion.

1. Calcul à la flexion simple :



La poutre est soumise à son poids propre :

$$g_0 = 25 \times 0.3 \times 0.35 = 2,625 \text{ KN/ml (partie horizontale)}$$

$$g_1 = 25 \times 0.3 \times 0.35 / \cos 35.1^\circ = 3.20 \text{ KN/ml (partie inclinée)}$$

En plus elle est soumise aux charges transmises par l'escalier :

$$R_D = 19,17 \text{ KN}$$

$$R_p = 20,4 \text{ KN}$$

Avec:

R_D : la charge ramenée par la partie AD et GJ.

R_p : la charge ramenée par la partie EF.

- Calcul des sollicitations :

Après le calcul par la méthode de la RDM, on trouve :

$$R_A + R_B = (R_D + 1,35g_0) \times 1,4 + (R_p + 1,35g_1) \times 1,5 + (R_D + 1,35g_1) \times 1,4$$

$$R_A + R_B = 100,68 \text{ KN}$$

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow R_A = \frac{(R_D + 1,35g_0) \times 1,4 \times 3,6 + (R_p + 1,35g_1) \times 1,5 \times 2,15 + (R_D + 1,35g_1) \times \frac{1,4^2}{2}}{4,3}$$

$$R_A = R_B = 50,34 \text{ KN}$$

M₀ moment isostatique de la poutre brisée .

$$M_0 = \frac{q_{eq} \times l^2}{8}$$

$$q_{eq} = \frac{(R_D + 1,35g_0) \times 1,4 + (R_p + 1,35g_1) \times 1,5 + (R_D + 1,35g_1) \times 1,4}{4,3}$$

$$q_{eq} = 23,414 \text{ KN}$$

$$M_0 = \frac{23,414 \times 4,3^2}{8} = 54,115 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{23,414 \times 4,3}{2} = 50,34 \text{ KN}$$

Le tableau suivant résume les résultats de calcul des moments et leurs ferrailages correspondant ainsi que la contrainte de cisaillement.

	Moment (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	τ _{FS} (Mpa)
En travée	0,85M ₀ = 46	4,22	0,5
En appui	0,5M ₀ = 27,05	2,42	0,5

Tableau.III.4.calcul des moments et leur ferrailage

▪ **Vérifications**

Vérifications à L'ELU

Condition de non fragilité

$$A_t = 4,22 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,19 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{verifier.}$$

$$A_a = 2,42 > A_{min} = 1,19 \text{ cm}^2$$

Contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que : τ_u ≤ τ_{adm}

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0,5 \text{ Mpa.}$$

$$\text{et : } \tau_{adm} = \min(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa}) = 3,33 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = 0,5 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

• **Armatures transversales à la flexion simple :**

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

$$S_t=20 \text{ cm} < \min (0.9 d ; 40 \text{ cm})=37.8 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

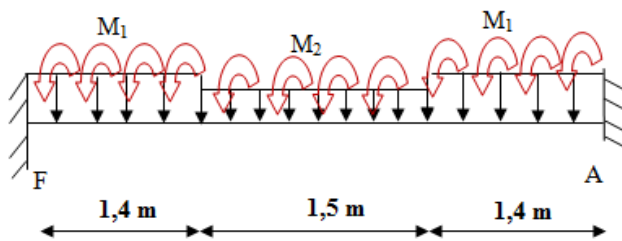
$$A_t = \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0,4 \times 0,3 \times 0,2}{400} = 0,6 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{(\tau_u - 0,3f_{t28}) \times b \times S_t}{0,8 \times f_e} = \frac{(0,5 - 0,3 \times 2,1) \times 0,3 \times 0,2}{0,8 \times 400} = -0,24 \text{ cm}^2 < 0$$

Donc : $A_t = 0,6 \text{ cm}^2$

➤ **Calcul à la Torsion**

La poutre est soumise à trois moments de torsion uniformément réparties dues aux différentes Parties de l'escalier.



Le moment maximum aux appuis :

$$M_t = 17,044 \text{ KN.m}$$

Le moment de torsion.

$$M_T = \frac{M_t \times l}{2} = \frac{17,044 \times 4,3}{2} = 36,644 \text{ KN.m}$$

• **Ferraillage**

Armatures longitudinales en torsion

Le moment de torsion $M_T = 36.644 \text{ KN.m}$ est le moment statique au niveau de l'appui B

D'après le BAEL 91, dans le cas de la torsion la section réelle est remplacée par une section fictive Ω (section creuse d'épaisseur e)

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (30 - 5) \times (35 - 5) = 750 \text{ cm}^2$$

U : est le périmètre de la section creuse

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)]$$

$$U = 2 \times [(30 - 5) + (35 - 5)] = 110 \text{ cm} \quad \text{BAEL91 (article I.II)}$$

$$A_l = \frac{M_T \times U}{2 \times f_{st} \times \Omega} = \frac{36,644 \times 10^{-3} \times 1,1}{2 \times 0,075 \times 348} = 7,72 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul des contraintes de cisaillement dû à la torsion**

$$\tau_{utor} = \frac{M_T}{2 \times \Omega \times e} = \frac{36,644 \times 10^{-3}}{2 \times 0,05 \times 750 \times 10^{-4}} = 4,88 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min(0,13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa} \quad \text{vérifier}$$

⇒ $\tau_{utor} > \tau_{adm}$ n'est pas vérifié, il ya un risque de rupture par cisaillement.

Donc on doit augmenter les démentions de la section: $b \cdot h = (35 \cdot 45)$

La poutre est soumise à son poids propre :

$$g_0 = 25 \times 0,35 \times 0,45 = 3,937 \text{ KN/ml (partie horizontale)}$$

$$g_1 = 25 \times 0,35 \times 0,45 / \cos 35,1^\circ = 4,812 \text{ KN/ml (partie inclinée).}$$

$$V_u = \frac{25,326 \times 4,3}{2} = 51,518 \text{ KN}$$

$$\tau_{utor} = \frac{M_T}{2 \times \Omega \times e} = \frac{36,644 \times 10^{-3}}{2 \times 0,05 \times 1200 \times 10^{-4}} = 3,05 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min(0,13 f_{c,28}; 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

⇒ $\tau_{utor} = 3,05 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3,25 \text{ MPa}$ vérifiée.

➤ **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :**

$$\tau = \sqrt{\tau_{Fs}^2 + \tau_T^2} = 3,09 \text{ MPa} < 3,25 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée.} \quad \text{BAEL91 (article I.III)}$$

$$A_l = \frac{M_T \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}}$$

$$A_l = \frac{36,644 \times 10^{-3} \times 1,4}{2 \times 1200 \times 10^{-4} \times 348} = 6,14 \text{ cm}^2$$

• **Calcul des armatures transversales à la torsion :**

On fixe l'espaceur comme suit :

En travée ; $S_t = 20$ cm.

$$A_T = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{36,644 \times 10^{-3} \times 0,2}{2 \times 0,12 \times 348} = 0,877 \text{ cm}^2$$

En appuis; $S_t = 10$ cm.

$$A_T = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{36,644 \times 10^{-3} \times 0,1}{2 \times 0,12 \times 348} = 0,438 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix d'armature :**

La section totale des armatures à adoptée est :

En travée : $A_t = \frac{1}{2} A_{l(torsion)} + A_{l(flexion)} = \frac{1}{2} \times 6,14 + 4,22 = 7,29 \text{ cm}^2$

On opte pour : 3HA20 = 9,42 cm²

En appuis : $A_a = \frac{1}{2} A_{l(torsion)} + A_{l(flexion)} = \frac{1}{2} \times 6,14 + 2,42 = 5,49 \text{ cm}^2$.

On opte pour : 3HA16 = 6,03 cm²

Donc la section d'armature transversale totale à prendre en travée et en appuis est :

$A_T = 0,6 + 0,877 = 1,477 \text{ cm}^2$ On opte pour un cadre $\Phi 8$ et un Etrier $\Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

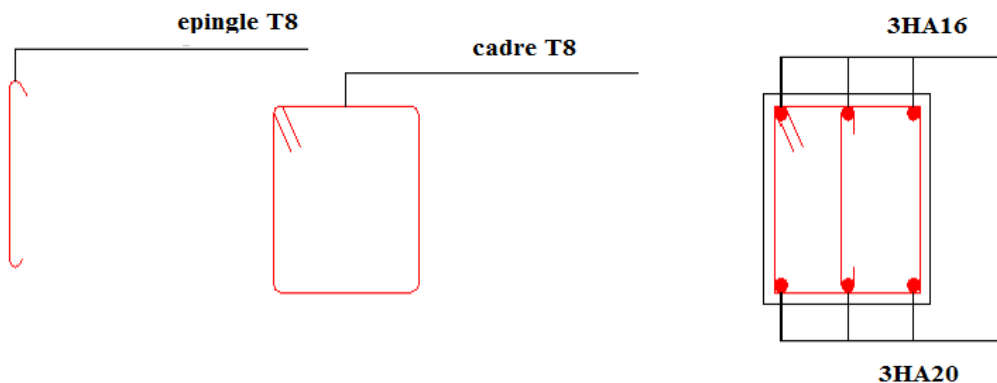


Figure III.5.schéma de ferrailage de la poutre brisée

III.3.Acrotère:

L'acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection contre les infiltrations des eaux pluviales. L'acrotère est considéré comme une console encastree dans le plancher soumis à son poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

III.3.1. Hypothèse de calcul :

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de 1m

III.3.2. Evaluation des charges et surcharges :**a. évaluation des charges :**

- Poids propre de l'acrotère :
G : Poids propre de l'acrotère par ml.
S : surface de l'acrotère.
 $G = \gamma b \times S_{\text{acrotère}}$

$$S = (0,7 \times 0,15) + (0,15 \times 0,1) + (0,15 \times 0,05) / 2 = 0,1275 \text{ m}^2$$

- Poids des enduits en ciment intérieur et extérieur:

$$G_0 = 0,322 \text{ KN/ml}$$

➤ Poids total :

$$G_{\text{tot}} = G + G_0 = 3,51 \text{ KN/m}$$

- ❖ Charge d'exploitation : $q = 1 \text{ KN/ml}$.
- ❖ Charge sismique :
 $F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$ RPA99 (article 6.2.3).

Où :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du **RPA99.V2003**

C_p : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 (Tableau 6-1 de **RPA99.V2003**)

W_p : Poids de l'élément considéré ; $W_p = 3,51 \text{ KN/ml}$.

Pour notre cas : Groupe d'usage 02 zone IIa $\Rightarrow A = 0,15$ et $C_p = 0,8$

Donc : $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 3,51 \Rightarrow F_p = 1,68 \text{ KN}$

b. Calcul des sollicitations:➤ **Calcul du centre de pression :**

$$x_c = \frac{\sum A_i x_i}{\sum A} = \frac{[(70 \times 15) \times 7,5 + (15 \times 10) \times 22,5 + (15 \times 5) \times (1/2) \times 20]}{70 \times 15 + 15 \times 10 + (15 \times 5) \times (1/2)} = 9,69 \text{ cm}$$

$$y_c = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = \frac{[(70 \times 15) \times 35 + (15 \times 10) \times 60 + (15 \times 5) \times (1/2) \times 66,66]}{70 \times 15 + 15 \times 10 + (15 \times 5) \times (1/2)} = 38,99 \text{ cm}$$

$$X_c = 9,69 \text{ cm.}$$

$$Y_c = 38,39 \text{ cm.}$$

Moment engendré par les sollicitations :

$$N_G = 3.51 \text{ KN} \Rightarrow M_G = 0.$$

$$Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow M_Q = 1 \times 0,7 \Rightarrow M_Q = 0,7 \text{ KN.m}$$

$$F_p = 1,68 \text{ KN} \Rightarrow M_{F_p} = 1,68 \times 0,3839 \Rightarrow M_{F_p} = 0,64 \text{ KN.m}$$

Sollicitation	Combinaison		
	RPA99	ELU	ELS
G+Q+E	G+Q+E	1,35G+1,5Q	G+Q
N (KN)	3.51	4.74	3.51
M (KN.m)	1.35	1.05	0,7

Tableau.III.5. Combinaison d'action de l'acrotère.

C. Calcul de l'excentricité :

$$\left. \begin{aligned} e_1 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.05}{4.74} = 0,22 \text{ m} \\ \frac{H}{6} &= \frac{0,7}{6} = 0,11 \text{ m} \end{aligned} \right\} \Rightarrow e_1 > \frac{H}{6} \rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

$$e_2 = e_1 + e_a$$

Tel que:

e_a : l'excentricité additionnelle:

e_1 : l'excentricité structurale.

$$e_a = \max (2\text{cm}; l / 250) \Rightarrow e_a = 2\text{cm}.$$

$$\text{D'ou } e_2 = 0,22 + 0,02 \Rightarrow e_2 = 0,24\text{m}.$$

Le Calcul se fait à la flexion composée, en tenant compte de Façon forfaitaire de l'excentricité (e_3) du second ordre due à la déformation.

$$e_3 = \frac{3 * l_f^2 (2 + \alpha * \phi)}{10^4 * h}$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0,7} \Rightarrow \alpha = 0.$$

ϕ : le rapport de la déformation finale due au fluage et la déformation instantanée sous la charge considérée

$$l_f = 2 \times l = 2 * 0,7 = 1,4 \text{ m}$$

$$e_3 = \frac{3 \times (1,4)^2 \times (2+0)}{10^4 \times 0,15} = 0,784 \text{ cm.}$$

D'où $e_t = 38.39 + 0,784 = 39.17 \text{ cm}$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$N_u = 4.74 \text{ KN ;}$

$M_u = N_u * e_t = 4.74 * 0.3917 \Rightarrow M_u = 1.85 \text{ KN.m.}$

. Ferrailage :

À L'ELU :

$h = 15 \text{ cm.}$

$d = 12 \text{ cm.}$

$b = 100 \text{ cm}$

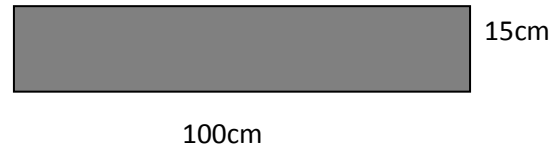


Figure III.6.Section à ferrailer pour l'acrotère

L'acrotère est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif $M_{uA} = M_{uG} + N_u * (d-h/2)$.

Tel que M_{uG} et N_u : les sollicitations au centre de gravité de la section de béton seul.

M_{uA} : moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$M_{uA} = 1.85 + 4.74 * (0,12 - 0,15 / 2) \Rightarrow M_{uA} = 2.06 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{2.06 * 10^{-3}}{1 * 0,12^2 * 14,2} = 0,01 < \mu_l = 0,392$$

D'où $A'_s = 0$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}}{0,8} \Rightarrow \alpha = 0,012$$

$$z = d(1 - 0,4 * \alpha) = 0,114$$

$$A_{1s} = \frac{M_{uA}}{z \sigma_s} = \frac{2.06 * 10^{-3}}{0,114 * 348} = 0.52 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{1s} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,52 * 10^{-4} - \frac{4.74 * 10^{-3}}{348} = 0,533 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 * 1 * 0,12 * \frac{2,1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_s \Rightarrow$ on adopte $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{m.}$

Armatures de répartition :

$$A_r = A_s / 4 = 2,01 / 4 = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4 \text{ Ø}6 = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

Espacement :

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm}$ → on adopte $S_t = 25 \text{ cm}$.
2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 70/3 = 23.33 \text{ cm}$ → on adopte $S_t = 20 \text{ cm}$.

d. Vérification au cisaillement :

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\Rightarrow \tau \leq \min(0,1 * f_{c28}; 3 \text{ Mpa}) \Rightarrow \tau \leq \min(2,5; 3 \text{ Mpa}) \Rightarrow \tau \leq 2,5 \text{ Mpa}$$

$$V_u = F_p + Q = 1.68 + 1 = 2,68 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{2,68 * 10^{-3}}{1 * 0,12} \Rightarrow \tau_u = 0,022 \text{ KN.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

- Vérification de l'adhérence :

$$\tau_{se} = v_u / (0,9 * d * \Sigma \mu_i) \text{ tel que } \Sigma \mu_i : \text{ la somme des périmètres des barres.}$$

$$\Sigma \mu_i = n * \pi * \Phi = 4 * 3.14 * 0.6 = 7.54 \text{ cm.}$$

$$\tau_{es} = 2,68 * 10^{-3} / (0,9 * 0,12 * 0,0754) \rightarrow \tau_{es} = 0,329 \text{ Mpa}$$

$$0,6 * \psi^2 * f_{t28} = 0,6 * 1,5^2 * 2,1 = 2,83 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{es} < 2,83 \rightarrow \text{pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

À l'ELS : (vérification des contraintes) :

$$d = 0.12 \text{ m}$$

D'après le BAEL 91, la vérification des contraintes se fait de façon suivante :

Position de l'axe neutre :

$$C = d - e_1$$

Tel que e_1 : distance du centre de pression c à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_a = M_{ser} / N_{ser} + (d - h/2) = 0.7/3.51 + (0.12 - 0.15/2) = 0.244 \text{ m.}$$

$$e_a > d \implies c \text{ à l'extérieur de section} \rightarrow c = 0,12 - 0.244 = -0.124 \text{ m.}$$

$$c = -0.124 \text{ m}$$

$$y_{ser} = y_c + c ; y_c^3 + p * y_c + q = 0$$

$$\text{Tel que : } p = -3 * c^2 + (d - c) * 6nA_s/b = -3 * (-0.124)^2 + (0.12 + 0.124) * (6 * 15 * 2,01) / 1$$

$$p = -0.042 \text{ m}^2.$$

$$q = -2c^3 - (d - c)^2 * 6nA_s/b = -2(-0.124)^3 - (0.12 + 0.124)^2 * (6 * 15 * 2,01) / 1$$

$$q = 0.0027 \text{ m}^3$$

$$\rightarrow \Delta = q^2 + \frac{4 * p^3}{27} = -3.68 \times 10^{-6}$$

$\Delta < 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois solutions :

$$Y_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right); \quad Y_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right); \quad Y_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right)$$

$$\cos \varphi = \left(\frac{3q}{2p}\right) * \sqrt{\frac{-3}{p}}, \quad a = 2 * \sqrt{\frac{-p}{3}}, \quad \varphi = 154.46^\circ, \quad a = 0.26$$

$$Y_1 = 16\text{cm}; \quad Y_2 = -23.5\text{cm}; \quad Y_3 = 8.91\text{cm}$$

On choisit la solution qui vérifie la condition suivante :

$$0 < Y_{\text{ser}} = (Y_c + C) < h = 15\text{cm}.$$

$$Y_1 = 16 \rightarrow Y_1 + C = 3.6\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$Y_2 = -23.5 \rightarrow Y_2 + C = -35.9\text{cm} \dots \dots \dots \text{N'est pas vérifiée}$$

$$Y_3 = 8.91 \rightarrow Y_3 + C = -3.49\text{cm} \dots \dots \dots \text{N'est pas vérifiée}$$

Donc on choisit $Y_c = 16\text{cm}$.

$\rightarrow Y_{\text{ser}} = 3.6\text{cm}$.

Calcul des contraintes :

$$I = \frac{b \times y_{\text{ser}}^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_{\text{ser}})^2 = 4.1 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}} \times y_{\text{ser}}}{I} = 0.364 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.364 < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{vérifiée}$$

E. Schéma de ferrailage :

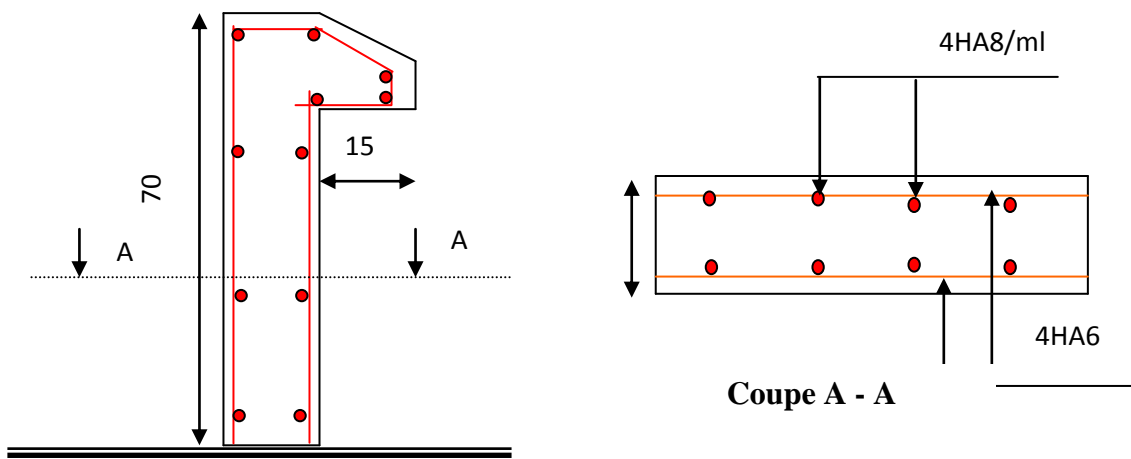


Figure.III.7. schéma de ferrailage de l'acrotère

III.4. Etude des dalles pleines :

III.4.1. Type 1 (dalle sur trois appuis) :

$G = 5,22 \text{ KN / m}^2$

$Q = 3,5 \text{ KN / m}^2$

$l_x = 1,45 \text{ m}$

$l_y = 4,70 \text{ m}$

$l_x / l_y = 0,3 < 0,4 \rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

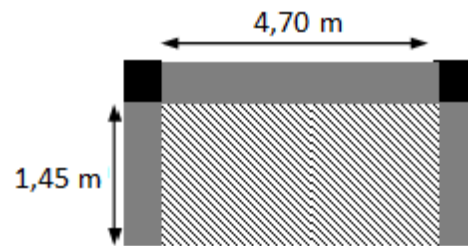


Figure.III.8. dalle sur trois appuis

$P_u = (1.35 G + 1.5 Q)$

$P_u = (1.35 \times 5,22 + 1.5 \times 3.5) = 12,297 \text{ KN/m}$

$P_s = G + Q = 8,72 \text{ KN.m}$

➤ Calcul des sollicitations :

$$M_U = \frac{P_u \times l^2}{2} \quad M_s = \frac{P_s \times l^2}{2}$$

$V_u = P_u \times l$

$M_U = \frac{12.297 \times 1,45^2}{2} = 12.927 \text{ KN.m.}$

$V_u = 12.297 \times 1.45 = 17.83 \text{ KN.m.}$

➤ Ferrailage :

• Armatures principales :

Le calcul des armatures se fait en la flexion simple.

$b = 100\text{cm}, h = 15\text{cm}, d = 13\text{cm}, f_{bu} = 14.2\text{MPa}$

Mu(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)	St (cm)
12,297	0,051	0,065	0,126	2,80	5T10=3.93	20

$A' = 0$ (pas d'armatures comprimées).

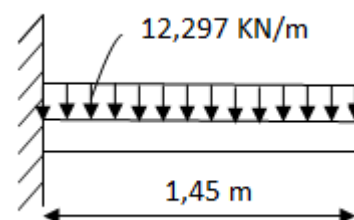
• Armatures secondaires :

$A_t = \frac{A_L}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98\text{cm}^2$

$A_t = 4T8 = 2.01\text{cm}^2 / \text{ml}$

$S_t \leq \min(3e; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm}$

On opte pour : $S_t = 25\text{cm}$



➤ Vérification :

À l'ELU :

• l'effort tranchant :

Il faut vérifier que $\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28}$.

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \times d} = \frac{17.83 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.137 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.25 \text{ MPa}.$$

• Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.13 \times \frac{2.1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2.$$

1,56 < 3,93 c'est vérifiée.

À l'ELS :

• La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

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

$$\frac{y^2}{2} + 15 \times 3.93 \times 10^{-4} \times y - 15 \times 3.93 \times 10^{-4} \times 0.13 = 0$$

$$\Rightarrow y = 2.49 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 7.0262 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3.24 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition Vérifiée}$$

$$M_{ser} = \frac{p_s \times l^2}{2} = \frac{8.72 \times 1.45^2}{2} = 9.166 \text{ KN.m}$$

• La contrainte dans l'acier :

$$\text{Fissuration nuisible} \rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \max \left(240; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right] = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 205.66 \text{ MPa}.$$

$\sigma < \bar{\sigma}_s$ C'est vérifié.

• la flèche :

$$\frac{h_t}{l} = \frac{0.15}{1.45} = 0.103 > \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0,003 \leq \frac{2,4}{f_e} = 0,006$$

Les conditions sont vérifiées donc il est inutile de vérifier la flèche

➤ **Le schéma de ferrailage :**

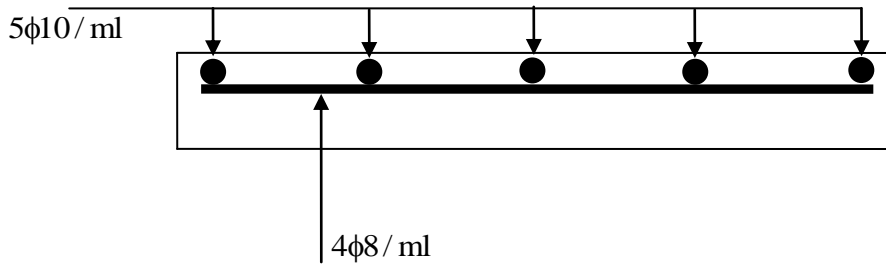


Figure III.9. Schéma de ferrailage de la dalle pleine type1.

III.4.2.Type 2 (dalle sur deux appuis) :

$G=5,22 \text{ KN} / \text{m}^2$

$Q = 3,5 \text{ KN} / \text{m}^2$

$P_u = 1,35 G + 1,5 Q$

$P_u = 12,3 \text{ KN/m}$

$l_x = 2,05 \text{ m}$

$l_y = 4,70 \text{ m}$

$l_x / l_y = 0,43 > 0,4 \rightarrow$ dalle travaille sur les deux sens.

➤ **Calcul des sollicitations :**

Le calcul se fait pour une bande de 1 ml.

$$M_x = \mu_x \times (P_u \times l_x^2)$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,1062 \\ \mu_y = 0,25 \end{cases}$$

$$M_x = 5,49 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 1,372 \text{ KN.m}$$

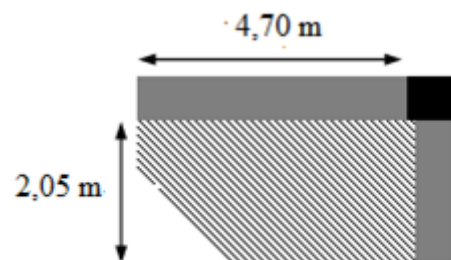


Figure.III10dalle sur deux appuis

Calcul des moments réels :

En travées :

$$M_t^x = 0,85 M_0^x = 4,666 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = 0,75 M_0^y = 1,029 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$M_a^x = M_a^y = -0,5 M_x = 2,745 \text{ KN.m}$$

• **Le ferrailage :**

En travée :

Sens x-x :

$$\mu_{bu} = 0,032 \Rightarrow A_s = 1,36 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Condition non fragilité :**

$$A_x^{\min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0,0008 \dots \dots \dots \text{pour FeE400}$$

$$A_x^{\min} = 1,29 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_s \text{ 3HA8/ml} = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Sens y-y :

$$\mu_{bu} = 0,0072 \Rightarrow A_s = 0,29 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **Condition non fragilité :**

$$\rho = 0,43 > 0,4$$

$$e = 12 \text{ cm}$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0,0008 \dots \dots \dots \text{pour FeE400}$$

$$A_y^{\min} = 0,0008 \times 100 \times 12 = 0,96 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit : } A_s = 3\text{HA8/ml} = 1,51 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

• **Calcul de l'espacement :**

La fissuration est nuisible.

$$\text{Sens x-x: } S_t = (100/3) = 33 \text{ cm}.$$

Sens y-y: $S_t = (100/3) = 33\text{cm}$.

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

En travée								
Sens	Mu (KN. m)	μ_{bu}	A	Z(m)	A calculée (cm ²)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)	St(cm)
X	4,666	0,032	0,04	0,0984	1,36	1,29	1,51=3HA8	33
Y	1,372	0,0072	0,009	0,099	0,29	0,96	1,51=3HA8	33
En appui								
X et Y	2,745	0,19	0,024	0,99	0,79	1,2	1,51=3HA8	33

Tableau III.6. Résultats de ferrailage du 2^{ème} type de dalle

➤ Verifications:

A l'ELU :

$$\rho > 0.4$$

$$V_u^x = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_{ux} = \frac{12.3 \times 2.05}{2} \times \frac{4.7^4}{2.05^4 + 4.7^4} = 12.167 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{12.167 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.101 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.101 \text{ MPa} \leq 1, 25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

A l'ELS:

$$P_s = G + Q = 8,72 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,1087 \\ \mu_y = 0,3077 \end{cases}$$

$$M_{ser}^x = 3,983 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser}^y = 1,225 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

- Calcul de y:

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

$$\frac{y^2}{2} + 15 \times 1.51 \times 10^{-4} \times y - 15 \times 1.51 \times 10^{-4} \times 0.1 = 0$$

$$\Rightarrow y = 1.91 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 1714.66 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 4.43 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- La contrainte dans l'acier :

Fissuration très nuisible $\rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{.3} \times fe ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa}.$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 281,88 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_s > \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots \text{condition non vérifier}$$

Alors on recalculé à l'ELS :

En travée :

$$M_x^t = 0,85 M_x = 3,983 \times 0,85 = 3,385 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0,75 M_y = 1,225 \times 0,75 = 0,918 \text{ KN.m}$$

Sens x-x:

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d(1-\frac{\alpha}{3})\bar{\sigma}_s}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \frac{1-\alpha}{3-\alpha}}$$

$$\beta = \frac{M_{ser}}{b \cdot d^2 \bar{\sigma}_s} = \frac{3,385 \times 10^{-3}}{1,0,1^2 \cdot 201,63} = 0,0016$$

$$\alpha = 0,218$$

$$A_{ser} = 1,81 \text{ cm}^2$$

- Condition non fragilité :

$$\rho = 0.43 > 0.4$$

$$e = 12\text{cm}$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots \text{pour FeE 400}$$

$$A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 12 = 0,96\text{cm}^2.$$

Soit : $A_{\text{ser}} = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$.

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

En travée								
Sens	Mser (KN. m)	μ_{bu}	α	β (m)	A calculée (cm ²)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)	St(cm)
X	3,385	0,028	0,218	0,0016	1,81	1,29	2,01=4HA8	25
Y	0,918	0,006	0,116	0,0004	0,47	0,96	1,51= 3HA8	33
En appui								
X et Y	1,991	0,014	0,171	0,0009	1,04	0,96	1,51= 3HA8	33

Tableau.III.7.Résultat de ferrailage de la dalle plein (Type2)

• La flèche :

$$1. \frac{h_t}{l} = \frac{0,12}{2,05} = 0,0585 > \max \left[\frac{3}{80}; \frac{2,561}{20 \times 3,014} \right] = 0,042 \dots \text{C.vérifier.}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} = 0,00201 < \frac{2,4}{f_e} = 0,006 \dots \text{C.vérifier.}$$

➤ Schéma de ferrailage :

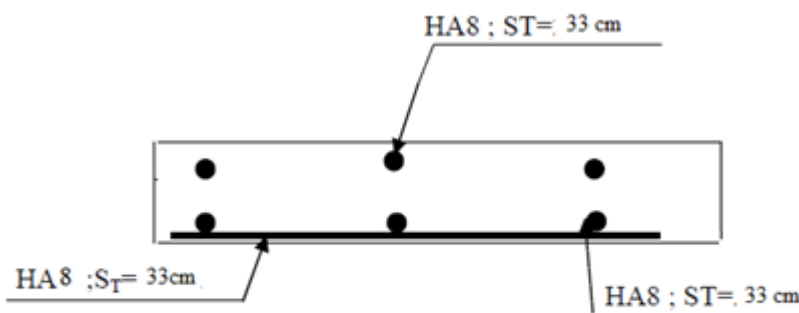


Figure.III.1 Schéma de ferrailage de type 2

III.5. Etude de l'ascenseur:

Définition:

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement des personnes vers les différents niveaux. Il se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale munie d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

L'ascenseur qu'on étudie est pour 6 personnes, dont les caractéristiques sont les suivantes

- $B_s = 1,60\text{ m}$
- $T_s = 2,10\text{ m}$
- $H_k = 2,20\text{ m}$
- $P_M = 1500\text{ daN}$
- $D_M = 4300\text{ daN}$
- $F_c = 5000\text{ daN}$
- $v = 0,63\text{ m/s}$

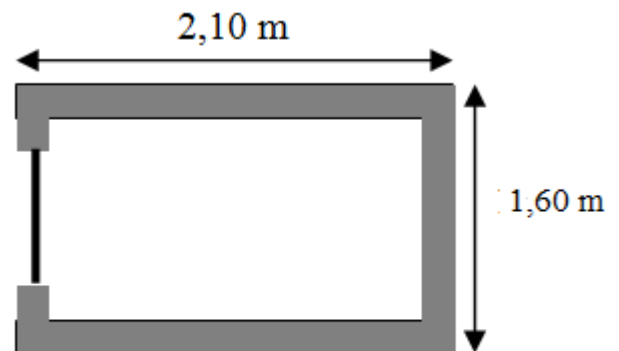


Figure.III.12. cage d'ascenseur

Avec : B_s , T_s , H_k sont respectivement la largeur, longueur et la hauteur de la cabine.

F_c : charge accidentelle due à la rupture des câbles de l'ascenseur.

P_M : Charge due à la dalle des machines.

Le poids propre de l'ascenseur est de 500 kg.

$$P = P_M + D_M + 500 = 1500 + 4300 + 500 = 6300\text{ daN}$$

III.5.1. Etude de la dalle pleine de la locale machinerie :

La dalle est appuyée sur quatre appuis donc pour déterminé sont épaisseur on a :

$$\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$$

La dalle reprend une charge importante et le critère de coupe-feu est pré dominant, on prend alors une épaisseur de **h=15 cm**.

On doit calculer la surface d'impact $U \times V$

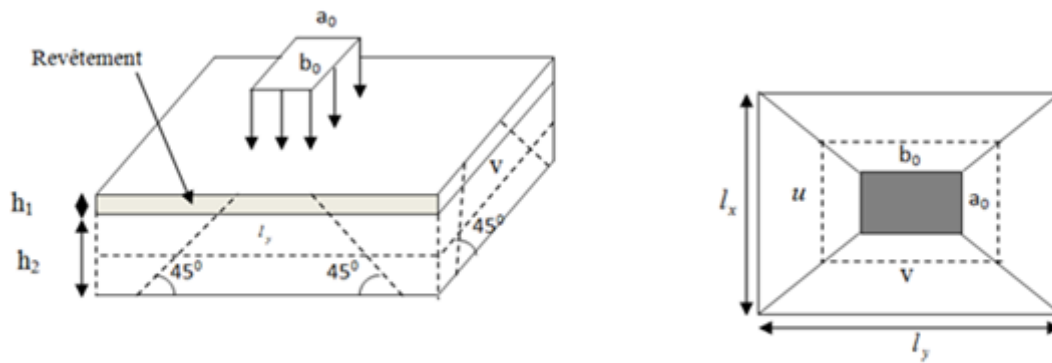


Fig. III.13. Schéma représentant la surface d'impact.

$$\begin{cases} U = a_0 + h_0 + 2\xi \times h \\ V = b_0 + h_0 + 2\xi \times h \end{cases}$$

$$\begin{cases} a_0, U \rightarrow \text{Dimensions} // \text{à } l_x \\ b_0, V \rightarrow \text{Dimensions} // \text{à } l_y \end{cases}$$

Avec : $a_0 \times b_0$ surface de charge = $(80 \times 80) \text{ cm}^2$.

h_1 : Espacement du revêtement (5cm).

ξ : Coefficient qui dépend du type de revêtement (béton armé $\xi=1$)

$$\begin{cases} U = 110 \text{ cm} \\ V = 110 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} l_x = 160 \text{ cm} \\ l_y = 210 \text{ cm} \end{cases}$$

III.5.2. Evaluation des moments sous charge concentrée :

a) M^{x1} et M^{y1} du système :

M_{x1}, M_{y1} sont les moments dus à la charge concentrée ramenée par la machinerie

Selon le **BAEL91** :

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + \nu \times M_2) \times q \\ M_{y1} = (M_2 + \nu \times M_1) \times q \end{cases}$$

Avec : ν est le coefficient de poisson (ELU=0 ; ELS=0,2).

M^1 et M^2 : données par l'abaque de PIGEAUD..... [ANNEXEIII]

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,76 ; \quad \frac{U}{l_x} = 0,68 ; \quad \frac{V}{l_y} = 0,52 .$$

D'où : $M^1 = 0,08$; $M^2 = 0,067$.

$$q^u = 1,35 \times P \rightarrow q^u = 85,05 \text{ KN (avec } P = 63 \text{ KN)}$$

$$M_{x1} = M_1 \times q_u = 85,05 \times 0,08 = 6,804 \text{ KN.m / ml}$$

$$M_{x2} = M_2 \times q_u = 85,05 \times 0,067 = 5,70 \text{ KN.m / ml}$$

b) M^{x2} et M^{y2} du système :

M_{x2} , M_{y2} sont dus aux poids propre et la charge d'exploitations d'entretien.

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

$\rho = 0,76 > 0,4 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0608 \\ \mu_y = 0.5274 \end{cases} \dots\dots\dots \text{ [Annexe II]}$$

Le poids propre de la dalle et de revêtements (pour un revêtement de 5 cm)

$$G^2 = 6,65 \text{ KN/m}^2 .$$

$$Q^2 = 1 \text{ KN/ m}^2 .$$

$$\Rightarrow q^u = 1,35 \times 6,65 + 1,5 \times 1 = 10,47 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0,0608 \times 10,47 \times 1,6^2 = 1,629 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,5274 \times 1,629 = 0,86 \text{ KN.m}$$

La superposition des moments donne :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6,804 + 1,629 = 8,433 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5,7 + 0,86 = 6,56 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Ferraillage:**

Le ferraillage se fait pour une longueur unité et une épaisseur de $h=15\text{cm}$ ($d^x = 13\text{cm}$; $d^y = 11.8\text{cm}$).

$$M^{tx} = 0,85 \times M^x = 7,168 \text{ KN.m}$$

$$M^{ty} = 0,85 \times M^y = 5,576 \text{ KN.m}$$

$$M^{ax} = 0,4 \times M^x = 3,373 \text{ KN.m}$$

$$M^{ay} = M_{ax} = 3,373 \text{ KN.m}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	A ^t _{calculée} (cm ² /ml)	A ^t _{adoptée} (cm ² /ml)	A ^a _{calculée} (cm ² /ml)	A ^a _{adoptée} (cm ² /ml)
X-X	7,168	3,373	1,60	3HA10=2,36	1,11	3HA8=1,51
Y-Y	5,576	3,373	1,36	3HA8=1,51	1,11	3HA8=1,51

Tableau III.8.Ferrailage de la dalle pleine du local machinerie

c.Vérifications :

- **Condition de non fragilité :**

$$h > 12 \Rightarrow A_{\min}^x = 0.80\% \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times h$$

$$A_{\min}^x = 1,34 \text{ cm}^2 \leq A_s = 2,36 \text{ cm}^2.$$

$$\rho = 0.76 > 0.4$$

$$e = 15 \text{ cm}$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots \dots \dots \text{pour FeE 400}$$

$$A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2.$$

$$A_y^{\min} \leq A_s$$

- **Vérification au poinçonnement :**

Aucune armature n'est nécessaire si la charge localisée est éloignée des bords de la dalle, il faut vérifier que :

$$Q_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Q_u : La charge de calcul à l'état ultime

U_c : Périmètre du rectangle d'impact.

$$U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (110 + 110) = 440 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{aligned} Q_u &= 84,78 \text{ KN} \\ \frac{0,045 \times 4,4 \times 0,2 \times 25 \times 10^3}{1,5} &= 990 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge (milieu), $U=V$

$$T^u = T^v = \frac{q_u}{3 \times u} = 25,69 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{25,069 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,192 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} = 0,125 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

d.Calcul à l'ELS :

➤ **Moment engendré par le système de levage :**

$$Q^{ser} = 63 \text{ KN;}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + \nu \times M_2) \times q_{ser} \\ M_{y1} = (M_2 + \nu \times M_1) \times q_{ser} \end{cases} \implies \begin{cases} M_{x1} = 5.884 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 5.23 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Moment dû au poids propre de la dalle :**

$$q^{ser} = 6,65 + 1 = 7,65 \text{ KN}$$

$$\mu_x = 0,0672; \quad \mu_y = 0,658.$$

$$M^{x2} = \mu_x \times q^{ser} \times l_x^2 = 1,316 \text{ KN.m}$$

$$M^{y2} = \mu_y \times M^{x2} = 0,866 \text{ KN.m}$$

➤ **La Superposition des Moments:**

$$M^x = 7,2 \text{ KN.m}$$

$$M^y = 6,096 \text{ KN.m}$$

• **Vérification des contraintes dans le béton :**

$$M^{tx} = 6,12 \text{ KN.m} \quad M^{ax} = 2,88 \text{ KN.m} \quad M^{ty} = 5,181 \text{ KN.m} \quad M^{ay} = 2,438 \text{ KN.m.}$$

On vérifie $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$.

$$\sigma_{bc} = \frac{M^{ser}}{I} \times y$$

(On prend $M^t = 6,12 \text{ KN.m}$).

$$\frac{b}{2}y^2 + 15 A_s y - 15d A_s = 0 \rightarrow y = 2,7 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s (d - y)^2 = 4411,686 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 3.74 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

• **Vérification des contraintes dans l'acier :**

$$F.N \rightarrow \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta\right) = 240 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} \times (d - y) = 214,326 \text{ Mpa } \sigma_s < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

• **La flèche :**

D'après le BAEL91 et CBA93, la vérification à la flèche est inutile si :

$$1. \frac{h_t}{l} = \frac{15}{160} = 0,0937 > \max\left[\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20 \times M_0}\right] = \max\left[\frac{3}{80}; \frac{6,12}{20 \times 7,2}\right] = 0,042 \dots\dots \text{c.vérifier}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} = \frac{2,36}{100 \times 13} = 0,0018 < \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005 \dots\dots\dots \text{c.vérifier}$$

Schéma de ferrailage :

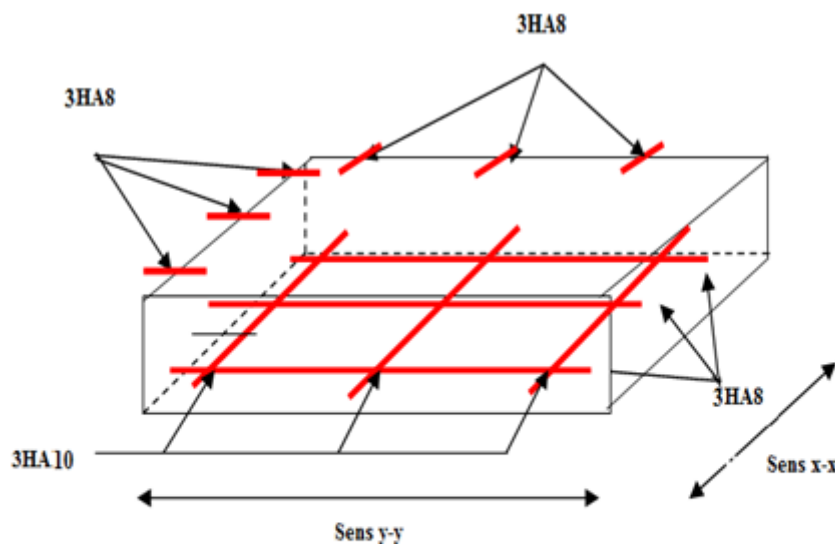


Fig. III14. Schéma de ferrailage de la dalle pleine du local machinerie.

III.5.2. Etude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur :

Les dimensions sont les mêmes (210×150 et h=15cm)

- ✓ poids propre de la dalle et de revêtement : $G^1 = 6,65 \text{ KN/m}^2$
- ✓ poids propre de l'ascenseur : $G^2 = \frac{F_c}{s} = \frac{50}{1,6 \times 2,1} \rightarrow G^2 = 14,88 = \text{KN / m}^2$
- ✓ $G^{total} = G^1 + G^2 \rightarrow G^{total} = 21,53 \text{ KN / m}^2$

$P^{total} = 1,35 \times G^{total} \rightarrow P^{total} = 29,06 \text{ KN / m}^2$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,71 > 0,4 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

➤ **Evaluation des moments à l'ELU :**

$M^{x2} = \mu_x \times P_{total} \times l_x^2 \rightarrow M^{x2} = 5 \text{ KN.m}$

$M^{y2} = \mu_y \times M^{x2} \rightarrow M^{y2} = 3,29 \text{ KN.m}$

$M^{tx} = 0,85 \times M^x = 4,25 \text{ KN.m}$

$M^{ty} = 0,85 \times M^y = 2,8 \text{ KN.m}$

$M^{ax} = 0,4 \times M^x = 2 \text{ KN.m}$

$M^{ay} = M_{ax} = 2 \text{ KN.m}$

✓ **Ferraillage:**

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau :

Moment (KN.m)	μ_{bc}	A calcul (cm ² /ml)	A adoptés (cm ² /ml)
M _{tx}	0,0177	0,94	4HA8
M _{ty}	0,011	0,62	3HA8
M _{ax}	0,0083	0,44	4HA8
M _{ay}	0,0083	0,44	4HA8

Tableau III.9. Ferraillage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

• **Condition de non fragilité :**

$h > 12 \Rightarrow A_{min} = 0,8\% \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times h$

$A_x^{min} = 1,34 \text{ cm}^2$.

et $A = 2,01 \text{ cm}^2$ (dans tous les cas)Condition vérifiée.

$$\rho = 0.76 > 0.4$$

$$e = 15\text{cm}$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0.0008 \dots \dots \dots \text{pour FeE400}$$

$$A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2\text{cm}^2.$$

$$A_y^{\min} \geq A_s$$

Calcul à l'ELS :($\nu=0,2$)

$$P = 21,53 \text{ KN/m}^2$$

$$M^x = 3,7 \text{ KN.m}$$

$$M^y = 2,2 \text{ KN.m}$$

• **Vérification des contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \text{ (On prend } M=3,7\text{KN.m)}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \text{ (On prend } M=3,7\text{KN.m)}$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0 \rightarrow y=2,51\text{cm}$$

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + 15A_s (d - y)^2 = 3844,81\text{cm}^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 2,41\text{Mpa}$$

$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{Mpa} \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{Condition}$
verifier .

• **La flèche :**

D'après le BAEL91 et CBA93, la vérification à la flèche est inutile si :

$$1. \frac{h_t}{l} = \frac{15}{150} = 0.10 > \max \left[\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20 \times M_0} \right] = \max \left[\frac{3}{80}; \frac{3.70}{20 \times 4.35} \right] = 0.042 \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} = \frac{2.01}{100 \times 13} = 0.0016 < \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Schéma de ferrailage:

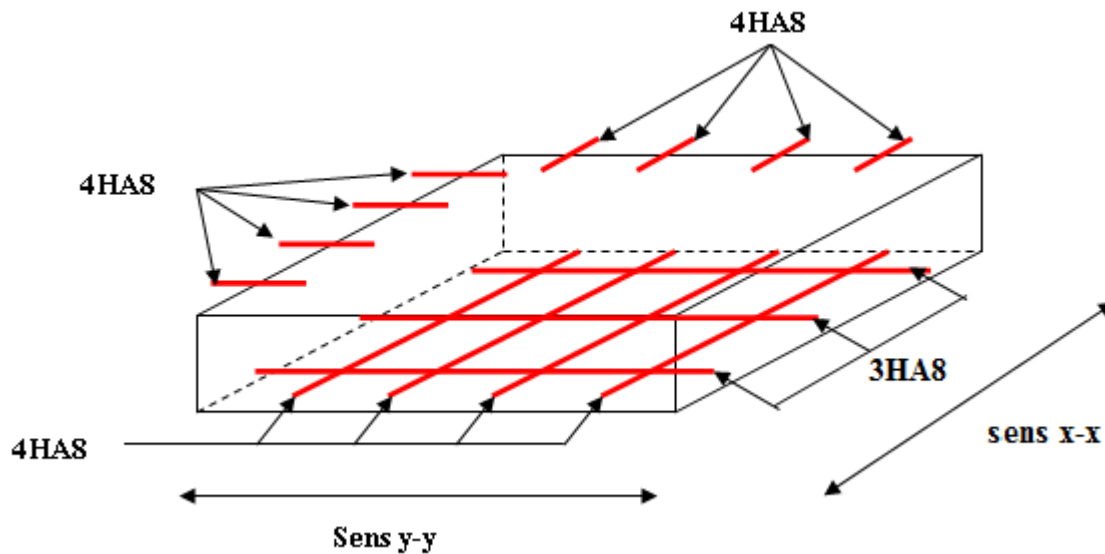


Fig. III.15. Schéma de ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur.

III.6. Etude des planchers:

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple en respectant les critères de continuité et d'inertie constante

III.6.1. Les poutrelles :

➤ La disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait suivant deux critères :

a) **Critère de la petite portée** : Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée.

b) **Critère de continuité** : Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis. Dans notre cas les poutrelles sont disposées selon le premier critère.

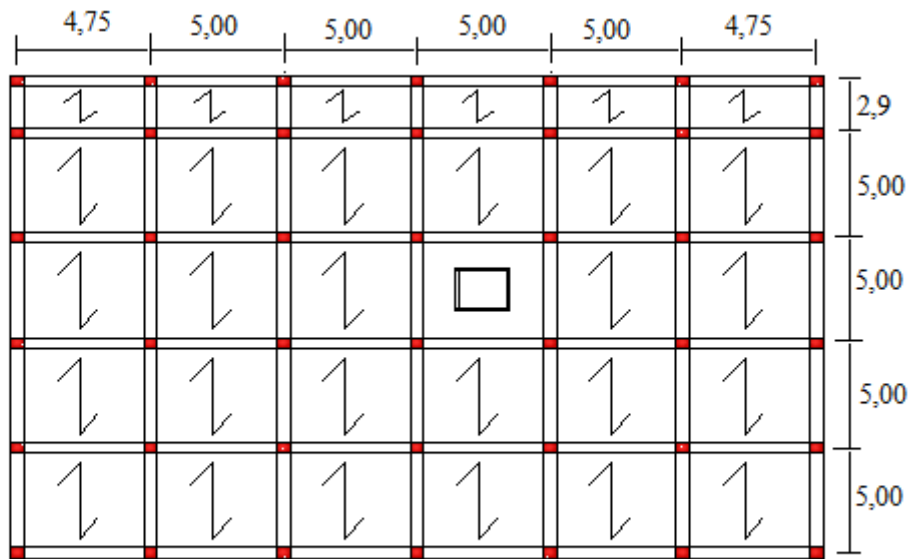


Figure.III.16. disposition des poutrelles.

➤ **Pré dimensionnement:**

Dans le pré dimensionnement du plancher, on a adopté un plancher à corps creux telle que : $h = (20 + 4)cm$.

* Hourdis de 20cm d'épaisseur et de 55cm de largeur.

* Table de compression de 4cm.

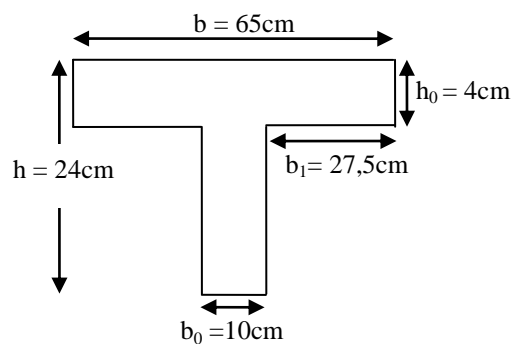


Figure.III.17 . Schéma d'une poutrelle

Les différents types des poutrelles :

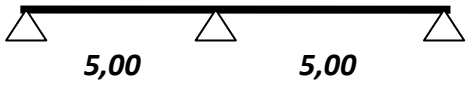
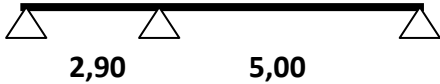
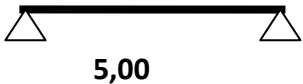
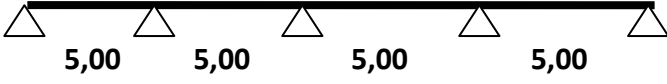
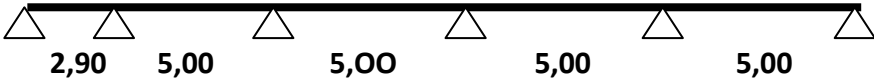
Type	Schéma statique
1 ^{er} type	
2 ^{ème} type	
3 ^{ème} type	
4 ^{ème} type	
5 ^{ème} type	

Tableau. III.10. Type des poutrelles.

III.6.4. Méthodes de calcul :

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous les charges permanentes (G) et la surcharge d'exploitation (Q) comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

Pour le calcul des sollicitations on applique deux méthodes qui sont :

- Méthode forfaitaire
- Méthode de CAQUOT

A. Méthode forfaitaire :

Conditions d'application :

C'est une méthode qui s'applique pour les poutrelles continues et pour les dalles portant dans un seul sens ($\frac{L_x}{L_y} \leq 0.4$).

- Le plancher soit à surcharge modérée c'est-à-dire : $Q \leq \min (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$.
- Le moment d'inertie soit constant sur toutes les travées.
- Les portées successives sont dans le rapport compris entre : $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$
- La fissuration est peu nuisible.

➤ Exposé de la méthode :

- Soit une poutre continue soumise à une charge q

Et Soit : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ avec α : Coefficient traduit l'importance de $\frac{Q}{Q+G}$

- M_0 : Moment isostatique.

- M_d : Moment sur l'appui de droite.
- M_g : Moment sur l'appui de gauche.
- M_t : Moment en travée.

❖ **Moment sur appuis :**

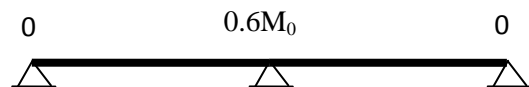
Appuis de rive : les moments sont nuls, cependant on les ferrailles (aciers de fissuration) avec une quantité d'acier équilibrant un moment égale à $(-0,15 \times M_0)$.

$$M_0 = \frac{q \times L_i^2}{8}$$

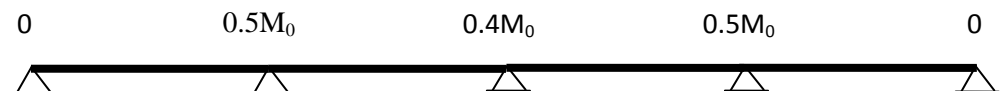
✓ **Appuis intermédiaires :**

Poutres à deux travées :

Le moment au niveau de l'appui intermédiaire est de l'ordre de $(-0,6 \times M_0)$



Poutres à plus de deux travées :



Ces moment sont de l'ordre de : $(-0,5 \times M_0)$: Pour les appuis voisin de l'appui de rive.

$(-0,4 \times M_0)$: Pour les autres appuis intermédiaires.

❖ **Moment en Travées :**

Les moments en travée sont déterminés à partir des deux conditions suivantes :

$$(1) \quad M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1,05 \times M_0 \end{cases}$$

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots(a) \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots(b) \end{cases}$$

(a) : Si c'est une travée de rive.

(b) : Si c'est une travée intermédiaire.

M_t : est le maximum entre (1) et (2).

Tel que M_0 : Moment isostatique de la travée considérée.

➤ **Evaluation des efforts tranchants :**

Les efforts tranchants sont évalués soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive).

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- ✓ 15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées
- ✓ 10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.

Soit par la méthode RDM :

Compte tenu de la continuité : $V_i = V_0 + \frac{M_i - M_{i-1}}{l_i}$ avec V_0 : l'effort tranchant isostatique

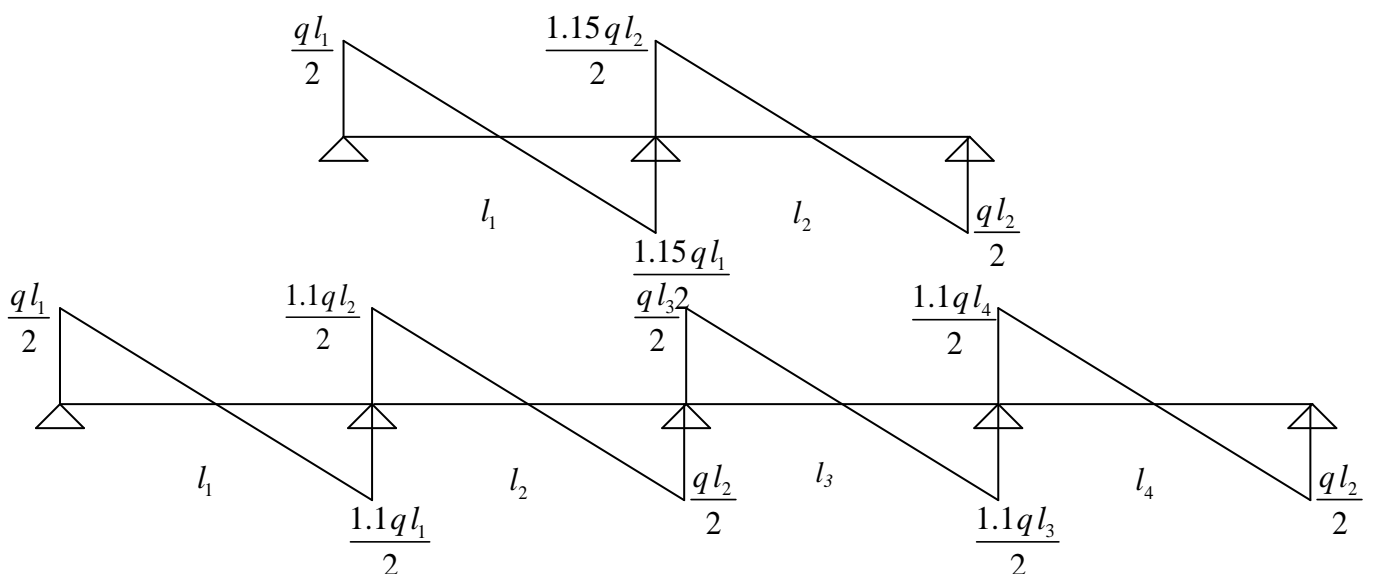


Figure.III.18.Evaluation des efforts tranchants.

B. Méthode de CAQUOT :

➤ **Condition d'application :**

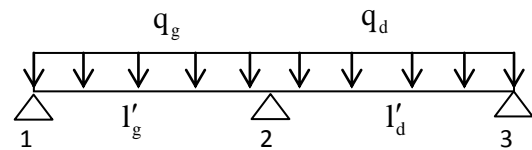
Cette méthode s'applique pour les planchers à surcharge élevée mais peut être également appliquée pour les planchers à surcharge modérée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

➤ **Principe de la méthode :**

Cette méthode est basée sur la méthode des trois moments que Caquot a simplifiée et corrigée pour tenir compte de l'amortissement des effets de chargement des travées éloignées sur un appui donné, et de la variation du moment d'inertie des travées successives.

- **Moment sur appui :**

$$M_2 = \frac{q_g \times l_g'^3 + q_d \times l_d'^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$



M_2 : Moment à l'appui 2.

l_g' et l_d' : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

q_g et q_d : Charges uniformes à gauche et à droite respectivement.

Avec : $l' = 0.8 \times l$ Pour une travée intermédiaire.
 $l' = l$ Pour une travée de rive.

- **Moment en travée :**

$$M_t = M_0 + \frac{M_g + M_d}{2}$$

Avec M_g, M_d : Moments à gauche et à droite pris avec leurs signes.

$$M_0 = \frac{q l^2}{8} : \text{Moment isostatique.}$$

- **Effort tranchant :**

$$V_g = \frac{M_g + M_d}{l} - \frac{q \times l}{2}$$

$$V_d = V_g + q \times l$$

C. Méthode de Caquot minoré :

Cette méthode s'applique au plancher a surcharge modérée quand une des trois conditions de méthode forfaitaire n'est pas satisfaisante. Applique la méthode de caquot minorée revient tout simplement à appliquer la méthode de caquot avec une petite modification. Il suffit de prendre une charge permanente G et la remplacer par $G' = (2/3) G$, uniquement pour le calcul des moments sur appui, pour le calcul des moments en travée reprend la charge totale G .

III.4.6. Etude de différents types des poutrelles:

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

Plancher à surcharge modérée : $Q \leq \min(2 \times G; 5) \text{KN/m}^2$.

➔ Plancher terrasse inaccessible :

$$G = 7,18 \text{KN/m}^2.$$

$$Q = 1 \text{KN/m} \Rightarrow 1.00 \leq \min(2 \times 7.3; 5) \text{KN/m}^2 \quad \text{condition vérifier.}$$

➔ Plancher étage courant :

$$G = 4,88 \text{KN/m}^2.$$

$Q=1,5\text{KN/m} \Rightarrow 1.5 \leq \min(2 \times 5.92; 5)\text{KN/m}^2$ condition vérifier.

➔ Plancher usage commercial (RDC , Sous sol) :

$Q=5\text{KN/m} \quad 5 \leq \min(2 \times 4,88 ; 5)\text{KN/m}^2.$ condition verifier.

• Le moment d’inertie est constant sur tout le long de la travée. Condition vérifiée.

• Le rapport $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$

Type 1 :

$0,8 \leq l_i / l_{i+1} = 5,00 / 5,00 = 1 \leq 1,25$ condition vérifier

Type 2 :

$0,8 \leq l_i / l_{i+1} = 2,90 / 5,00 = 0,58 \leq 1,25$ condition non vérifier

Type 4 :

$0,8 \leq l_i / l_{i+1} = 5,00 / 5,00 = 1 \leq 1,25$ condition vérifier.

Type 5 :

$0,8 \leq l_i / l_{i+1} = 2,90 / 5,00 = 0,58 ; 5/5 = 1 \leq 1,25$ condition non vérifier.

• Fissuration peu nuisible. condition vérifier.

La poutrelle T3 constituer a une seul travée donc :elle se calcul comme une poutre.

Les conditions d’application de la méthode forfaitaire étant vérifiées pour les types 1 et 4 ; donc on applique la méthode de CAQUOT pour les deux types 2 et 5.

B.Calcul des moments et des efforts tranchant des poutrelles :

Calcul des sollicitations :

à l’ELU : $p_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$ et $q_u = 0.65 \times p_u$

à l’ELS : $p_s = G + Q$ et $q_s = 0.65 \times p_s$

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			p_u (KN/m ²)	q_u (KN/ml)	p_s (KN/m ²)	q_s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	7,18	1.0	11,19	7,27	8,18	5,32
Etages courants	4,88	1.5	8,84	5,74	6,38	4,15
RDC +sous sol	4,88	5	14,08	9,15	9,88	6,42

Tableau .III.11 : Charges et surcharges d’exploitation.

III.6.6.1 poutrelle type (T1) :

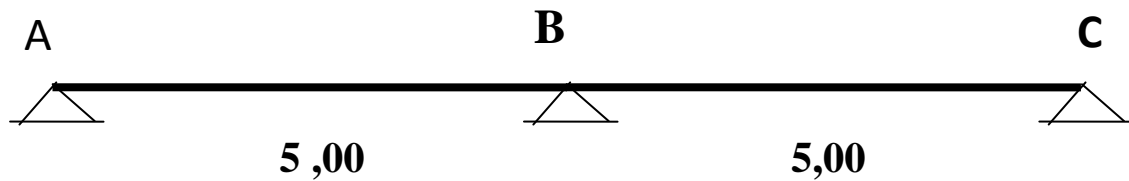


Fig.III.19 .Schéma statique de la poutrelle Type T1 (étage courant, RDC et sous sol).

- **Exemple de calcul des poutrelles type T1 (sous sol) :**

$$G = 4,88 \text{KN/m}^2 \quad ; \quad Q = 5 \text{KN/m}^2$$

On a vu que les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont satisfaites, nous allons procéder aux calculs des moments et des efforts tranchants.

a. Les moments aux appuis :

a.1 Les appuis A et C :

Appuis de rive : $M_A = M_C = 0$. Mais d'après BAEL il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment $M_A = M_C = -0,15 M_0$.

- **Moments isostatiques :**

À l'ELU :

$$\text{Travée A-B : } M_{0}^{AB} = (q_u \times l^2) / 8 = 7,27 \times 5^2 / 8 = 22,718 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_{0}^{BC} = (q_u \times l^2) / 8 = 7,27 \times 25 / 8 = 22,718 \text{KN.m}$$

À l'ELS :

$$\text{Travée A-B : } M_0^{AB} = (q_s \times l^2) / 8 = (5,32 \times 25) / 8 = 16,625 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0^{BC} = (q_s \times l^2) / 8 = (5,32 \times 25) / 8 = 16,625 \text{KN.m}$$

a.2 Appuis intermédiaires : on prend le maximum des moments isostatiques.

À l'LEU :

$$M_B = -0,6 \times M_0^{AB} = -0,6 \times 22,718 = -13,63 \text{KN.m}$$

À l'ELS :

$$M_B = -0,6 \times M_0^{AB} = -0,6 \times 16,625 = -9,975 \text{KN.m}$$

- **Les moments fléchissant en travées**

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{5}{5 + 4,88} = 0.50$$

$$\alpha = 0,5 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0,3\alpha = 1,15. \\ 1,2 + 0,3\alpha = 1,34. \end{cases}$$

Travée AB : est une travée de rive, donc il faut faire les vérifications suivantes :

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] \\ M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3\alpha)}{2} M_0 \\ M_t \geq 0,85M_0 \\ M_t \geq 0,85M_0 \end{cases}$$

On prend le plus défavorable permet les deux :

À l'ELU :

$$M_t = 24,32 \text{ KN.m.}$$

À l'ELS :

$$M_t = 17,057 \text{ KN.}$$

Travée B-C : on a la même longueur que AB donc :

À l'ELU :

$$M_t = 24,32 \text{ KN.m.}$$

À l'ELS :

$$M_t = 17,057 \text{ KN.}$$

- **Les efforts tranchants :**

À l'ELU :

Travée A-B :

$$V_A = \frac{9,15 \times 5,00}{2} = 22,89 \text{ KN}$$

$$V_B = -1,15 \times V_A = -1,15 \times 22,89 = -26,32 \text{ KN}$$

Travée B-C :

$$V_B = 1,15 \times \frac{9,15 \times 5,00}{2} = 26,39 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{9,15 \times 5,00}{2} = -22,87 \text{ KN}$$

Travée	L (m)	q _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)

A-B	5,00	7,27	22,734	-3,40	-13,63	17,051	18,18	-20,91
B-C	5,00	7,27	22,734	-13,63	-3,40	17,051	20,91	-18,18
Travée	L (m)	q _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	5,00	5,32	16,616	-2,5	-9,97	12,462	/	/
B-C	5,00	5,32	16,616	-9,97	-2,5	12,462	/	/

Tableau.III.12. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher inaccessible (type 1).

Travée	L (m)	q _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	5,00	5,74	17,95	-2,69	-10,77	13,83	14,36	-16,52
B-C	5,00	5,74	17,95	-10,77	-2,69	13,83	16,52	-14,36
Travée	L (m)	q _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	5,00	4,15	12,96	-1,94	-7,77	9,98	/	/
B-C	5,00	4,15	12,96	-7,77	-1,94	9,98	/	/

Tableau.III.13. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher inaccessible (type 1).

➤ **Poutrelles Type (T2) :**

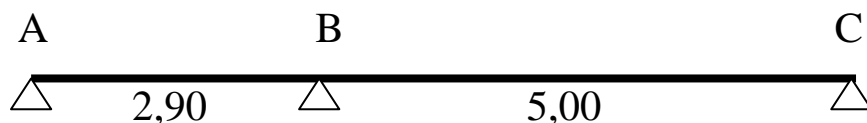


Figure.III.20. Schéma statique de la poutrelle type T2 (Sous sol).

On voit que la condition d'application de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite

$$\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{2,90}{5,00} = 0,58 < 0,8 ; \text{ donc on applique la méthode de Caquot minorée.}$$

Alors on remplace G par G' pour calculer les moments aux appuis :

$$G' = (2/3) G \Rightarrow G' = (2/3) \times 4,88 = 3,253 \text{ KN/m}^2.$$

On a:

$$\begin{aligned}
 q_u &= 9,157 \text{ KN/m} & q'_u &= 7,73 \text{ KN/m} \\
 q_s &= 6,422 \text{ KN/m} & q'_s &= 5,364 \text{ KN/m} \\
 G &= 4,88 \text{ KN/m}^2 \\
 Q &= 5 \text{ KN/m}
 \end{aligned}$$

Longueurs fictives :

$$\begin{aligned}
 l'_{AB} = l_{AB} &= 2,90 \text{ m} & \text{Travée de rive.} \\
 l'_{BC} = l_{BC} &= 5,00 \text{ m} & \text{Travée de rive.}
 \end{aligned}$$

Moments sur appuis :

$$M = -\frac{q_g \times l'^3_g + q_d \times l'^3_d}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

$M_A = M_C = 0$ le BAEL exige de mettre les armatures de fissuration :

$$M_A = M_C = -0,15 M_0.$$

$$M_0^{ELU} = (7,73 \times 5^2) / 8 = 24,156 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{ELS} = (5,364 \times 25) / 8 = 16,762 \text{ KN.m}.$$

$$\begin{cases}
 M_A^{ELU} = M_C^{ELU} = -0,15 \times 24,156 = -3,623 \text{ KN.m.} \\
 M_A^{ELS} = M_C^{ELS} = -0,15 \times 16,762 = -2,514 \text{ KN.m.}
 \end{cases}$$

L'appui B:

À l'ELU :

$$M_B = -\frac{7,73(2,90^3 + 5,00^3)}{8.5(2,90 + 5,00)} = -17,197 \text{ KN.m}$$

À l'ELS :

$$M_B = -\frac{5,364(2,90^3 + 5,00^3)}{8.5(2,90 + 5,00)} = -11,93 \text{ KN.m}$$

- **Moments en travées :**

Travée A-B :

$$\text{A l'ELU: } \begin{cases} x = (L/2) + (M_d - M_g) / (q \times L) \Rightarrow x = (2,90/2) - 17,197 / (9,157 \times 2,90) = 0,80 \text{ m.} \\ M_0(x) = 7,69 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t^{AB} = 2,94 \text{ KN.m}$$

$$\text{A L'ELS : } \begin{cases} x = 1,618 \text{ m} \\ M_0(x) = 6,66 \text{ KN.m} \\ M_t^{AB}(x) = 2,102 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée B-C :

$$\text{A L'ELU: } \begin{cases} x = (L/2) + (M_d - M_g)/(q \times L) \Rightarrow x = (5,00/2) + 17,197/(9,157 \times 5,00) = 2,875 \text{ m.} \\ M_0(x) = 27,971 \text{ KN.m} \\ M_t^{AB} = 20,663 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{A L'ELS: } \begin{cases} x = 3,03 \text{ m} \\ M_0(x) = 19,166 \text{ KN.m} \\ M_t^{AB}(x) = 14,544 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Les efforts tranchants :

$$V = PL/2 + (M_d - M_g)/L$$

$$\text{Travée AB : } \begin{cases} V_A = 7,348 \text{ KN.} \\ V_B = -19,389 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC : } \begin{cases} V_B = 26,332 \text{ KN.} \\ V_C = -19,453 \text{ KN.} \end{cases}$$

Travée	L(m)	q _u (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X(m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	2,90	5,175	-3,62	-11,513	0,682	2,975	6,58	19,43
B-C	5,00	5,175	-11,513	-3,62	2,817	17,342	20,49	-15,88
Travée	L (m)	q _s (KN/m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	X(m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	2,90	3,761	-2,87	-8,367	0,683	2,189	/	/
B-C	5,00	3,761	-8,367	-2,87	2,945	12,695	/	/

Tableau.III.14. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher RDC (type 2).

III.4.6.3.Poutrelles Type (T3) :

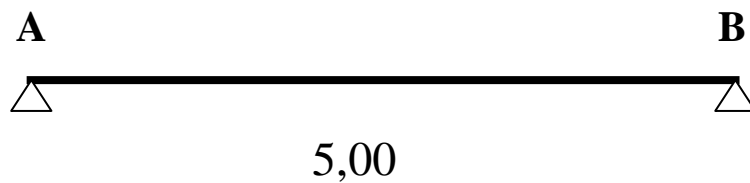


Fig .III.21 .Schéma statique de la poutrelle Type T3 (étage courant, RDC et sous sol).

Les résultats de calcul de terrasse inaccessible sont illustres dans le tableau suivant :

1- A L'ELU

Travée	L(m)	q_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	5,00	7,275	22,734	0	0	22,734	18,188	-18,188

Tableau.III.15. Les sollicitations à ELU, poutrelle type 3 Plancher terrasse inaccessible

2. A L'ELS

Travée	L (m)	q_s (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	5,00	5,317	16,616	3,40	3,40	16,616	/	/

Tableau.III.16. Les sollicitations à ELS , poutrelle type 3,Plancher terrasse inaccessible

III.6.6.4.Poutrelle de type (T4) :

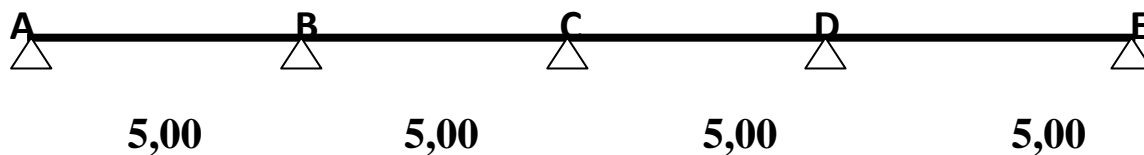


Fig.III.22.: Schéma statique de la poutrelle type 4

les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont satisfaites, nous allons procéder aux calculs des moments et des efforts tranchants.

Les résultats de calcul des étages courants et sont illustres dans le tableau suivant :

1- A L'ELU

Travée	L(m)	q_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	5,00	5,745	17,953	-2,69	-8,977	14,73	14,363	-15,799
B-C	5,00	5,745	17,953	-8,977	-7,181	11,14	15,799	-14,363
C-D	5,00	5,745	17,953	-7,181	-8,977	11,14	14,363	-15,799
D-E	5,00	5,745	17,953	-8,977	-2,69	14,73	15,799	-14,363

Tableau.III.17. Sollicitations à l'ELU des poutrelles étages courants (type 4).

2. A L'ELS

Travée	L(m)	q_s (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	5,00	4,147	12,959	-1,94	-6,48	10,633	/	/
B-C	5,00	4,147	12,959	-6,48	-5,184	8,041	/	/
C-D	5,00	4,147	12,959	-5,184	-6,48	8,041	/	/
D-E	5,00	4,147	12,959	-6,48	-1,94	10,633	/	/

Tableau.III.18 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles étages courants (type 4).

➤ Les résultats de calcul de terrasse inaccessible sont illustres dans le tableau suivant :

1-A L'ELU

Travée	L(m)	q_u (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	5,00	7,275	22,734	-3,40	-11,36	18,187	18,188	-20
B-C	5,00	7,275	22,734	-11,36	-9,094	13,64	20	-18,188
C-D	5,00	7,275	22,734	-9,094	-11,36	13,64	18,188	-20
D-E	5,00	7,275	22,734	-11,36	-3,40	18,187	20	-18,188

Tableau.III.19. Sollicitations à l'ELU des poutrelles terrasse inaccessible (type 4).

2. A L'ELS

Travée	L(m)	q_s (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	5,00	5,317	16,616	-2,49	-8,308	13,293	/	/
B-C	5,00	5,317	16,616	-8,308	-6,646	9,97	/	/
C-D	5,00	5,317	16,616	-6,646	-8,308	9,97	/	/
D-E	5,00	5,317	16,616	-8,308	-2,49	13,293	/	/

Tableau.III.20. Sollicitations à l'ELS des poutrelles terrasse inaccessible (type 4).

III.6.6.5.Poutrelle de type 5 :

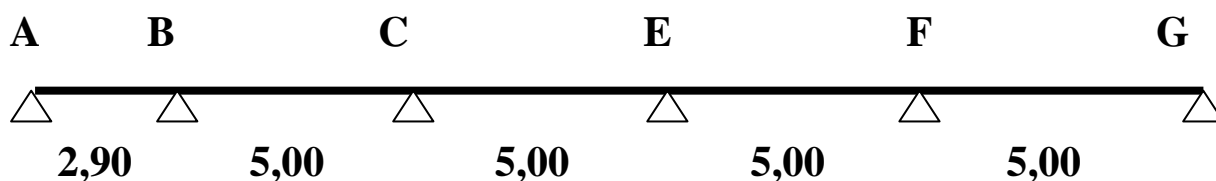


Fig.III.23. Schéma statique de la poutrelle type 5

La condition d’application de la méthode forfaitaire n’est pas satisfaite donc on applique la méthode de Caquot minorée.

Les résultats de calcul de S.Sol sont illustres dans le tableau suivant :

1- A L’ELU

Travée	L(m)	q_u (KN/m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	X(m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	2,90	7,73	-3,40	-11,65	1,011	4,682	9,26	-22,312
B-C	5,00	7,73	-11,65	-14,551	2,437	15,534	22,312	-23,473
C-D	5,00	7,73	-14,551	-14,551	2,5	14,065	23,473	-22,893
D-E	5,00	7,73	-14,551	-19,098	2,401	11,836	22,893	-26,712
E-F	5,00	7,73	-19,098	-3,40	2,917	19,863	26,712	-19,073

Tableau.III.21. Sollicitations à l’ELU des poutrelles du Sous. Sol (type 5).

2-A L’ELS

Travée	L(m)	q_s (KN/m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	X(m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
A-B	2,90	6,365	-2,49	-8,085	1,011	3,314	/	/
B-C	5,00	6,365	-8,085	-10,099	2,437	10,989	/	/
C-D	5,00	6,365	-10,099	-10,099	2,5	9,97	/	/
D-E	5,00	6,365	-10,099	-13,255	2,401	8,423	/	/
E-F	5,00	6,365	-13,255	-2,49	2,917	13,988	/	/

Tableau.III.22. Sollicitations à l’ELS des poutrelles du S.Sol (type 5).

• **Sollicitation maximal :**

Les sollicitations maximales sont trouvées dans la poutrelle Types (T1)

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après : .

Poutrelles	ELU	ELS
Sous Sol	$M_t^{max} = 24,32\text{KNm}$	$M_t^{max} = 17,057\text{KNm}$
	$M_a^{int} = -13,63\text{KNm}$	$M_a^{int} = -9,975\text{KNm}$
	$V_u^{max} = -26,39\text{KN}$	$M_a^{rive} = -3,40\text{KNm}$
	$M_a^{rive} = -3,40\text{KNm}$	
RDC+Plancher étage courant	$M_t^{max} = 13,83 \text{ KNm}$	$M_t^{max} = 9,98\text{KNm}$
	$M_a^{int} = -10,77\text{KNm}$	$M_a^{int} = -7,77\text{KNm}$
	$V_u^{max} = 16,52\text{KN}$	$M_a^{rive} = -1,94\text{KNm}$
	$M_a^{rive} = -2,49\text{KNm}$	
Plancher terrasse inaccessible	$M_t^{max} = 18,187\text{KNm}$	$M_t^{max} = 13,29\text{KNm}$
	$M_a^{int} = -11,36\text{KNm}$	$M_a^{int} = -8,31\text{KNm}$
	$V_u^{max} = 20,00\text{KN}$	$M_a^{rive} = -2,49\text{KNm}$
	$M_a^{rive} = -3,40\text{KNm}$	

Tab. III.22. Les sollicitations les plus défavorables dans les poutrelles

III.6.7. Ferrailage des poutrelles (Type T1):

• **Plancher étage courant :**

Les poutrelles seront calculées comme une section en T à la flexion simple, le moment équilibré par la table de compression est :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \Rightarrow M_{tu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times \left(0.22 - \frac{0.04}{2} \right) 10^3 = 73.84 \text{KN.m}$$

Comme on a le moment sollicitant inférieure à $M_{tu} = 73.84 \text{KN.m}$, donc on revient à calculer une section rectangulaire (b×h).

• **Ferrailage en travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{13,83 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0,22^2 \times 14.2} = 0.031 \Rightarrow \mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A, } \zeta_{st} = 10\%$$

$$\left. \begin{aligned} \mu_l = 0.392 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow 0.039 \\ Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.22 (1 - 0.4 \times 0.039) = 0.216 \text{ m} \end{aligned} \right\}$$

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

$$A_{travé} = \frac{M_t}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_{travé} = \frac{13.911 \times 10^{-3}}{348 \times 0.216} = 1.851 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.22 \times 2.1}{400} = 1.726 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\min} < A_{travé}$$

On opte section $A_{travé} = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$

- **Ferraillage en appui intermédiaire**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{inter}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{10.77 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.130 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}, \zeta_{st} = 10\%$$

$$\mu_l = 0.392 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.175 \\ z = d \times (1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.204 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$A_a^{inter} = \frac{Ma}{\sigma_{st} \times z} \Rightarrow A_a^{inter} = \frac{10.77 \times 10^{-3}}{348 \times 0.204} = 1.517 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 0.12 \times 0.22 \times \frac{2.1}{400} = 0.318 \text{ cm}^2 < A_a^{inter}$$

On opte section $A_a^{inter} = 1\text{HA}10 + 1\text{HA}12 = 1.92 \text{ cm}^2$

- **Ferraillage en appui de rive :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{2.692 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.032 \Rightarrow \mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}, \zeta_{st} = 10\%$$

$$\mu_l = 0.392 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow 0.04$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.22(1 - 0.4 \times 0.04) = 0.216$$

$$A_a^{rive} = \frac{M_a}{\sigma_{st} \times Z} \Rightarrow A_a^{rive} = \frac{2.492 \times 10^{-3}}{348 \times 0.215} = 0.358 \text{cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = \frac{0.23 \times 0.12 \times 0.22 \times 2.1}{400} = 0.318 \text{cm}^2 \Rightarrow A_{min} < A_a^{rive}$$

On opte section : $A_a^{rive} = 1\text{HA}10 = 0.79 \text{cm}^2$

a) Vérification a L'ELU :

- **Vérification de l'espacement**

$$\emptyset \leq \min(\emptyset_8 ; h/35 ; b_0/10) = 6.8 \text{mm} \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

On adopte un étrier de \emptyset_8 on vérifie S_t avec $A_t = 2\text{HA}8 = 1 \text{cm}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{t1} \leq \min(0.9d; 40 \text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 19.8 \text{cm} \\ S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{1 \times 400}{0.4 \times 12} \Rightarrow S_t \leq 83.33 \text{cm} \\ S_{t3} \leq \frac{A_t \times 0.8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f'_{ij} k)} \end{array} \right.$$

$$\alpha = 90^\circ \text{ (Flexion simple, cadres droit)}$$

$$f'_{ij} = \min(f_{ij}; 3.3 \text{Mpa}) \Rightarrow f'_{ij} = 2.1 \text{Mpa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peut nuisible} \Rightarrow K=1 \quad (\text{CBA93.Art A.5.1.2.3}) \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right.$$

$$S_{t3} \leq \frac{1 \times 0.8 \times 400}{12(0.750 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 222.22 \text{cm}$$

$$\text{Donc } S_t = \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3}) \Rightarrow S_t \leq 19.8 \text{cm}$$

Alors on choisit un étrier \emptyset_8 chaque 15 cm

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{16,52 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,22} = 0,75 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{MPa} \right] = 3,33 \text{MPa}$$

$\bar{\tau}_u > \tau_u$ Donc pas de risque de rupture par cisaillement

- **Vérification de la bielle :**

On doit vérifier que : $V_u \leq 0,267 \times \alpha \times b_0 \times f_{c28}$

Avec $\alpha \leq 0,9d = 0,198\text{m}$; Soit : $\alpha = 0,19\text{m}$

$V_u = 16,514 \leq 0,267 \times 0,19 \times 0,10 \times 25 \times 10^3 = 126,825 \text{KN}$Vérifiée.

- Vérification des armatures longitudinales (A_l) vis-à-vis de (V_u) :

- Au niveau de l'appui de rive

$$\begin{cases} A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{16,52 \times 10^{-3} \times 1,15}{400} \Rightarrow A_l \geq 0,475 \text{cm}^2 \\ A_l = 4\text{HA}10 \Rightarrow A_l = 3,14 \text{cm}^2 \end{cases}$$

Donc on a $A_l = 3,14 \text{cm}^2 \geq 0,475 \text{cm}^2$ Vérifiée

- L'appui intermédiaire :

$$A_l \geq \left(V_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \left(16,52 + \frac{10,77}{0,9 \times 0,22} \right) \times 10^{-3} \times \frac{1,15}{400} = 2,038 \text{cm}^2$$

$$A_l = 1\text{HA}12 + 4\text{HA}10 \Rightarrow A_l = 4,27 \text{cm}^2$$

Donc on a $A_l = 4,27 \text{cm}^2 \geq 2,038 \text{cm}^2$ Vérifiée.

- **Vérification de la jonction table –nervure**

$$\tau_u = \frac{V_u \times \left(\frac{b-b_0}{2} \right)}{0,9 \times b \times d \times h_0} \Rightarrow \tau_u = \frac{16,52 \times 10^{-3} \left(\frac{0,65-0,10}{2} \right)}{0,9 \times 0,65 \times 0,22 \times 0,04} = 0,882 \text{Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{Mpa} \right] = 3,33 \text{Mpa}$$

$\Rightarrow 0,882 \text{Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{Mpa}$Verifié

- **Vérification de la jonction de l'adhérence**

On vérifie que : $\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \times \sum U_i} \leq \overline{\tau_{su}}$

$\sum U_i$ = la somme des périmètres des barres

$$\sum U_i = (4HA10 + 1HA12) \times 3.14 = 163.28$$

$\overline{\tau_{su}}$: Contrainte limite d'adhérence

$$\overline{\tau_{su}} = 0.6\psi^2 \times f_{t28} \quad \text{Tel que } \psi = 1.5 \text{ pour les aciers HA}$$

$$\Rightarrow \overline{\tau_{su}} = 0.6 \times 2.25 \times 2.1 = 2.835 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{su} = \frac{16.52}{0.9 \times 0.22 \times 163.28} = 0.51 \text{ Mpa}$$

$\tau_{su} \leq \overline{\tau_{su}}$ Condition vérifiée

• **Vérification à l'ELS :**

Les vérifications à faire sont :

- Etat limite de compression du béton
- Etat limite de déformation

Etat limite de compression du béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma_{bc}}$

• **En travée :** $M_t^{max} = 13.83 \text{ KN.m}$

Position de l'axe neutre : $H = b \times \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0)$

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 3.14 \times 10^{-4} \times (0.22 - 0.04) \Rightarrow H = -3.278 \times 10^{-4}$$

$H < 0 \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la nervure, vérification des contraintes pour une section en T.

- Position de l'axe neutre y :

$$b_0 \times y^2 + [2 \times (b - b_0) \times h_0 + 30 \times A] \times y - [(b - b_0) \times h_0^2 + 30 \times d \times A] = 0$$

$$\Rightarrow 12 \times y^2 + [2 \times (65 - 12) \times 4 + 30 \times 3.14] \times y - [(65 - 12) \times 4^2 + 30 \times 22 \times 3.14] = 0$$

$$\Rightarrow 12y^2 + 518.2y - 2920.4 = 0 \dots \dots \dots (1)$$

D'après la résolution d'équation (1) on trouve $y = 5.046 \text{ cm}$

- Calcul de l'inertie I :

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \times h_0 \times \left(y - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

$$\Rightarrow I = \frac{10 \times 5.046^3}{3} + (65 - 10) \times \frac{4^3}{12} + (65 - 10) \times 4 \times \left(5.046 - \frac{4}{2} \right)^2 + 15 \times 3.14 \times (22 - 5.046)^2$$

$$\Rightarrow I = 16301.889 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{10.036 \times 10^{-3}}{16301.889 \times 10^{-8}} \times 0.05046 = 3.105 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié}$$

• En appuis intermédiaires :

- Position de l'axe neutre : le calcul se fait pour une section $b_0 \times h$

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + 15 \times A \times (y - d) = 0$$

$$\Rightarrow \frac{10}{2} y^2 + 15 \times 1.92 \times (y - 22) = 0 \Rightarrow 6y^2 + 28.8y - 633.6 = 0 \dots\dots\dots (2)$$

Après résolution de l'équation (2) : $y = 8.152 \text{ cm}$

$$I = \frac{b_0}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2$$

$$\Rightarrow I = \frac{10}{3} \times (8.152)^3 + 15 \times 1.92 \times (22 - 8.152)^2 \Rightarrow I = 7689.86 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{7.77 \times 10^{-3}}{7689.86 \times 10^{-8}} \times 8.152 = 8.236 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

b.2 Etat limite de déformation :

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

• Evaluation de la flèche :

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}; \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}; \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Article L.VI. 2)}$$

On a : $\frac{h}{L} = \frac{24}{500} = 0.048 < \frac{1}{16} = 0.062 \Rightarrow$ non vérifier donc on doit faire une vérification de la flèche suivante : $\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \leq f_{adm} \dots \dots \dots$ BAEL91 (Article B.6.5. 2)

- f_{gv} et f_{gi} : Fleche dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement
- f_{ji} : Fleche due aux charges permanentes appliquées au de la mise on œuvre des cloisons.
- f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

Pour les éléments reposants sur deux appuis ou plus (poutre et dalle), la flèche est limite à :

$$f_{adm} = \begin{cases} \frac{L}{500} & \text{Si la portée } L \leq 5 \dots \dots \dots \text{CBA93 (article B.6.5.3)} \\ 0.005 + \frac{L}{500} & \text{Si } L > 5\text{m} \end{cases}$$

On a $L=500\text{cm} \Rightarrow f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{500}{500} = 10\text{mm}$

• **Evaluation des moments en travée :**

q_{jser} La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{jser} = 0.65 \times 3.30 = 2.145 \text{ KN/m}$

q_{gser} La charge permanente qui revient à la poutrelle

$q_{gser} = 0.65 \times 4.88 = 3.172 \text{ KN/m}$

q_{pser} La charge permanente et la surcharge d'exploitation

$q_{pser} = 0.65 \times (G+Q) = 0.65 \times (4.88+1.5) = 4.147\text{KN/m}$

Donc :

$$\begin{cases} M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{2.145 \times 5^2}{8} = 5.027 \text{ KN.m} \\ M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{3.172 \times 5^2}{8} = 7.434 \text{ KN.m} \\ M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{4.147 \times 5^2}{8} = 9.719 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Propriété de la section :**

Position de l'axe neutre : $y = 5.046 \text{ cm}$

Calcul de moment d'inertie de la section homogène :

$$y_G = \frac{b_0 \times \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + n \times (A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b - b_0) \times h_0 + n \times (A + A')}$$

$$\Rightarrow y_G = \frac{10 \times \frac{24^2}{2} + (65 - 10) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times (3.14 \times 22)}{10 \times 24 + (65 - 10) \times 4 + 15 \times 3.14} = 8.985 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} \times y_G^3 + b_0 \times \frac{(h - y_G)^3}{3} - (b - b_0) \times \frac{(y_G - h_0)^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_G)^2$$

$$I_0 = \frac{65}{3} \times (8.985)^3 + 10 \times \frac{(24 - 8.985)^3}{3} - (65 - 10) \times \frac{(8.985 - 4)^3}{3} + 15 \times 3.14 \times (22 - 8.985)^2$$

$$I_0 = 35046.458 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} \Rightarrow \rho = \frac{3.14}{10 \times 22} = 0.011$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \times \rho} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{10}{65}) \times 0.011} = 3.737 \dots \text{Déformation instantanée} \\ \lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 0.4 \times 3.737 = 1.495 \dots \text{Déformation différée} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} E_i = 32164.195 \text{ MPa (Module de déformation longitudinale instantanée du béton).} \\ E_v = E_i/3 = 10721.398 \text{ MPa (Module de déformation longitudinale différée du béton).} \end{array} \right.$$

• **Contraintes :**

$y = 5.046 \text{ cm}$; $I_0 = 35046.458 \text{ cm}^4$; $I = 16301.889 \text{ cm}^4$; $A_s = 3.14 \text{ cm}^2$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{5.027 \times 10^{-3} \times (22 - 5.046) \times 10^{-2}}{16301.889 \times 10^{-8}} = 78.421 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{7.434 \times 10^{-3} \times (22 - 5.046) \times 10^{-2}}{16301.889 \times 10^{-8}} = 115.97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{9.719 \times 10^{-3} \times (22 - 5.046) \times 10^{-2}}{16301.889 \times 10^{-8}} = 151.616 \text{ MPa}$$

• Inerties fictives (I_f) :

Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 78.421 + 2.1} = 0.662$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 115.97 + 2.1} = 0.51$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 151.616 + 2.1} = 0.418$$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 35046.458}{1 + 3.737 \times 0.662} = 11097.374 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 35046.458}{1 + 3.737 \times 0.51} = 13266.63 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 35046.458}{1 + 3.737 \times 0.418} = 15175.683 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 35046.458}{1 + 1.495 \times 0.51} = 21873.587 \text{ cm}^4$$

✓ Evaluation de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{ji} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ij}}} \Rightarrow f_{ji} = \frac{5.027 \times 10^{-3} \times 5^2}{10 \times 32164.195 \times 11097.374 \times 10^{-8}} = 3.52 \text{ mm} \\ f_{gi} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ig}}} \Rightarrow f_{gi} = \frac{7.434 \times 10^{-3} \times 5^2}{10 \times 32164.195 \times 13266.63 \times 10^{-8}} = 4.355 \text{ mm} \\ f_{pi} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ip}}} \Rightarrow f_{pi} = \frac{9.719 \times 10^{-3} \times 5^2}{10 \times 32164.195 \times 15175.683 \times 10^{-8}} = 4.977 \text{ mm} \\ f_{gv} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{f_{vg}}} \Rightarrow f_{gv} = \frac{7.434 \times 10^{-3} \times 5^2}{10 \times 10721.398 \times 21873.587 \times 10^{-8}} = 7.924 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$\text{Donc : } \left\{ \begin{array}{l} \Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 5.026 \text{ mm} \\ \Delta f_t = 5.026 \text{ mm} < f_{adm} = 10 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Vérfié} \end{array} \right.$$

Donc on opte les sections de ferrailage suivantes pour le plancher étage courant:

$$\text{Travée : } 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

Appuis intermédiaires : 1HA10+1HA12 = 1.92cm²

Appuis de rive : 1HA10 = 0.79cm²

➤ **Ferraillage des poutrelles les plus sollicités (Type T1):**

- **Plancher terrasse inaccessible et sous sol :**

Les résultats de calcul de ferraillage des poutrelles plancher terrasse accessible et sous sol sont résumés dans le tableau ci-dessous :

		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
Plancher accessible	Travée	18.187	0.041	0.053	21.5	2.49	1.726	4HA12 = 4.52cm ²
	Appui inter	11.94	0.181	0.521	19.7	2.179	0.138	2HA12 = 2.26cm ²
	Appui de rive	3.40	0.045	0.057	21.49	0.5	0.138	1HA12 = 1.13cm ²
Plancher sous sol	Travée	24.32	0.054	0.07	21.3	2.389	1.726	3HA10+1HA12 = 3.49cm ²
	Appui inter	13.63	0.208	0.295	19.4	2.543	0.318	1HA12+1HA14 = 2.67cm ²
	Appui de rive	3.40	0.052	0.066	21.49	0.604	0.318	1HA12 = 1.13cm ²

Tab. III.23. Ferraillage des poutrelles Terrasse et sous sol

- **Vérification des armatures longitudinales (A_l) à l'effort tranchant (V_u) :**

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous :

	Bielle	Cisaillement T	Armature longitudinale aux appuis		Jonction Table Nervure	L'adhérence
			Rive	Intermédiaire		
Plancher	$V_u \leq 0.267 \times \alpha \times b_0 \times f_{c28}$	$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u$	$A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$	$A_l \geq \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$	$\frac{V_u \times \left(\frac{b-b_0}{2} \right)}{0.9 \times b \times d \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$	$\frac{V_u}{0.9d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{su}$
Terrasse	22.87 < 152.19	0.866 < 3.33	4.52 > 0.657	5.65 > 2.826	1.177 < 3.33	0.613 < 2.835
Sous sol	26.33 < 152.19	0.997 < 3.33	3.49 > 0.756	5.03 > 3.25	1.355 < 3.33	0.756 < 2.835

Tableau.III.24. Vérification au cisaillement.

- **Vérification des contraintes a l'ELS :**

Etat limite de compression de béton :

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Plancher	En Travée				En Appuis				$\sigma \leq \bar{\sigma}$
	M_t (KN.m)	Y (cm ⁴)	I (cm ⁴)	σ (MPa)	M_a (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	
Terrasse	13.29	6.059	21894.237	3.656	8.31	8.676	8630.505	10.899	Vérifiée
sous sol	17.057	5.318	17786.632	5.112	9.97	9.231	9676.391	11.485	Vérifiée

Tab.III.25. Vérification des états limite de compression du béton.

➤ **Etat limite de déformation : BAEL 91 Article (B.6.5.1)**

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Plancher	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
Terrasse	$0.048 < 0.06$	$0.048 < 0.086$	$0.017 > 0.015$
	Non vérifiée	Non vérifiée	Non vérifiée
sous sol	$0.048 < 0.06$	$0.048 < 0.098$	$0.013 > 0.0105$
	Non vérifiée	Non vérifiée	Non vérifiée

Tab.III.26. Vérification des états limite de la déformation.

Les conditions ne sont pas vérifiées, donc on doit faire une vérification de la flèche.

Après les différentes étapes de calcul on trouve les résultats suivants :

Pour le plancher terrasse : $\Delta f_t = 9.742mm < f_{adm} = 10mm$ vérifiée

Pour le plancher sous sol(1) et (2) : $\Delta f_t = 7.295mm < f_{adm} = 10mm$ vérifiée

➤ **Schéma de ferrailage des poutrelles :**

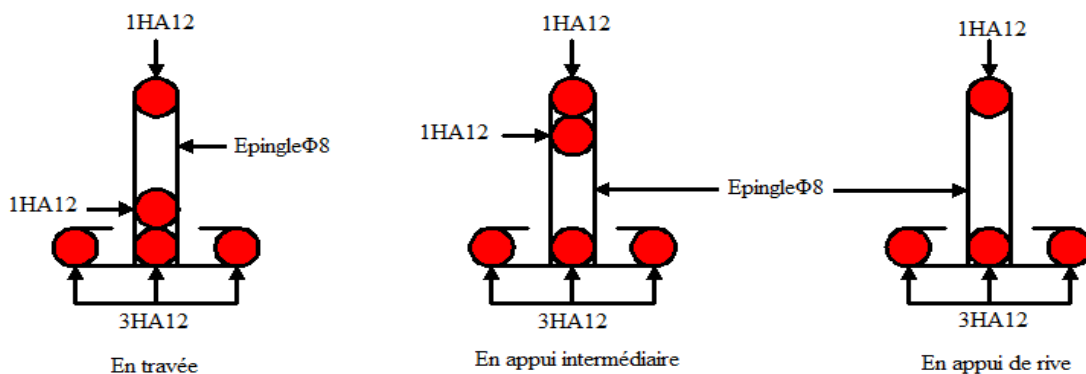


Fig. III.24. Schéma de ferrailage des poutrelles Terrasse inaccessible

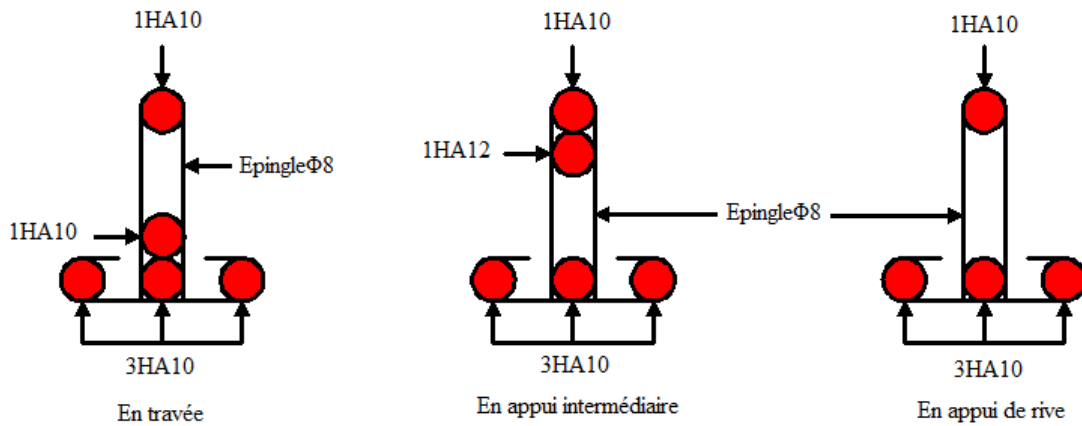


Fig. III.25. Schéma de ferrailage des poutrelles Plancher étage courant+RDC.

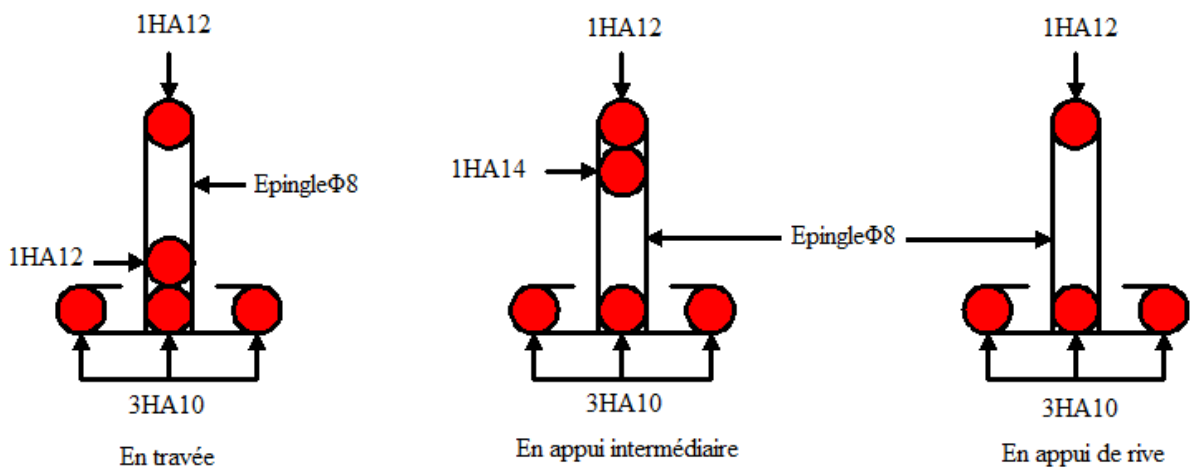


Fig. III.26. Schéma de ferrailage des poutrelles Sous sol

III.6.8. Ferrailage de la dalle de compression :

• Armatures perpendiculaires à la nervure :

Selon le CBA93 (Art B. 6. 8. 4. 2. 3) :

$$A_{\perp} = \frac{4b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{235} \Rightarrow A_{\perp} = 1.106 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : $A_{\perp} = 5\phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Espacement : $S_t = 20cm$

• **Armatures parallèles à la nervure :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.55cm^2 / ml$$

On adopte : $A_{//} = 4\phi 6 = 1.13cm^2 / ml$

Espacement : $S_t = 25cm$

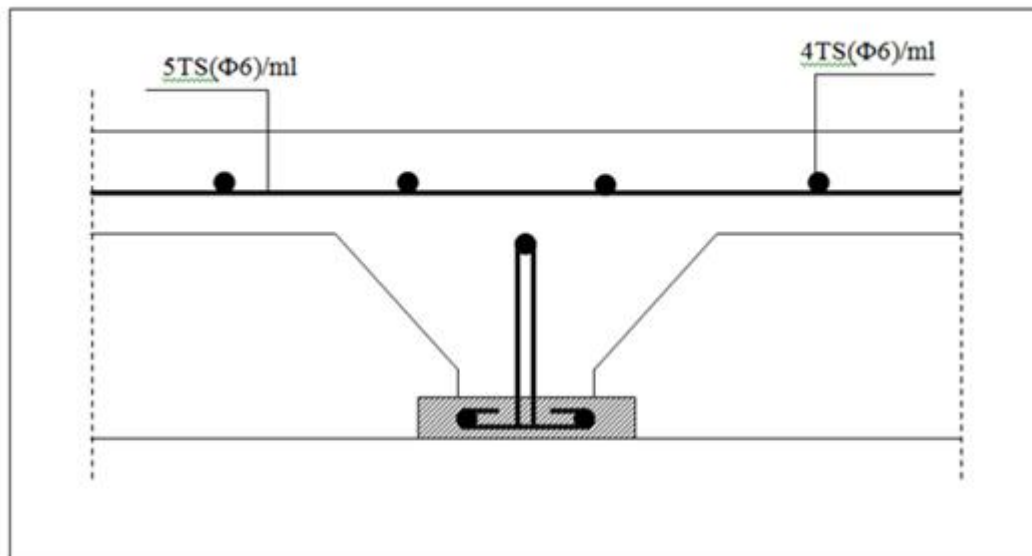


Figure III .26. Schéma de ferrailage de la dalle de compression

Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel, qui peut induire des dégâts matériels et humains. Il correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante selon son intensité. Vu que le projet est situé dans une zone de moyenne sismicité cela impose la nécessité de l'étude du comportement dynamique de la structure qui a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

On fait souvent appel à un modèle mathématique de calcul à base d'éléments finis qui permet de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser, Le logiciel de calcul utilisé est le **SAP2000.V.14**.

IV.1. Méthodes de calcul : Le **RPA99** propose trois méthodes de calcul des sollicitations :

1. La méthode statique équivalente.
2. Les méthodes dynamiques : -La méthode d'analyse modale spectrale.
-La méthode d'analyse par Accélérogrammes

IV.1.1. Méthode statique équivalente :

A. Principe : Selon **RPA99.V2003Art (4.2.1)** les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

La structure peut être modélisée comme une console encastrée dans le sol et dans laquelle les différents étages sont représentés par des masses ponctuelles concentrées au centre de gravité des planchers et de même propriétés d'inertie.

B. Condition d'application :

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou le bloque étudié, respecte les conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus 65m en zone I et IIa et 30m en zone IIb et III.
- Le bâtiment ou le bloque étudié présente une configuration régulière tout en respectant, outre les conditions énoncées en haut, d'autres conditions complémentaires énumérées dans le **RPA99. V2003 (article 4.1.2)**.

C.Calcul de la force sismique totale :La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots\dots\dots \text{RPA99.V2003Art (4.2.3)}$$

Avec : A : Coefficient d'accélération de la zone, dépend du groupe de la structure et de la zone sismique. Dans notre cas : groupe d'usage 02.

Zone sismique : IIa $\Rightarrow A = 0,15$

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

$$D = \begin{cases} 2.5 * \eta & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3 \text{ sec} \dots\dots \text{(RPA99 Art 4.2.3)} \\ 2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} * \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \dots\dots\dots T \geq 3 \text{ sec} \end{cases}$$

Avec :

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site et donnée par le RPA 99. Tableau 4.7

$$\text{Dans notre cas : le sol est meuble (Site } S_3) \Rightarrow \begin{cases} T_2 = 0,5 \text{ s} \\ T_1 = 0,15 \text{ s} \end{cases}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \quad \text{(RPA99 Art 4.2.3)}$$

ξ (%) : pourcentage de l'amortissement critique fonction du matériau constitutif. du type de la Structure et de l'importance des remplissages. (RPA99. tableau 4.2)

$$\text{On a un contreventement mixte : } \xi = \frac{7+10}{2} = 8,5 \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 8,5}} = 0,82$$

T : période fondamentale de la structure donnée par les deux formules empiriques suivantes :

$$T = \min \begin{cases} C_T * h_N^{\frac{3}{4}} \\ 0,09 * \frac{h_N}{\sqrt{D''}} \end{cases} \dots\dots\dots \text{(RPA99 art 4.2.4)}$$

Avec :

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (RPA99 art 4.6)

$$h_n = 29,76 \text{ m}$$

C_T : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage (RPA99 art 4.6).

$C_T = 0.050$ (contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé).

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

$$L_Y = 23,2 \text{ m.}$$

$$L_X = 29,9 \text{ m.}$$

Donc :

$$T = C_T * h_n^{3/4} = 0,05 * (29,9)^{3/4} = 0,63$$

$$T_x = 0,09 * \frac{29,76}{\sqrt{29,9}} = 0,51 \text{ sec}$$

$$T_y = 0,09 * \frac{29,76}{\sqrt{23,2}} = 0,556 \text{ sec.}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_{sx} = 1,3 \times \min(0,63 ; 0,51) = 0,67 \text{ sec} \\ T_{sy} = 1,3 \times \min(0,63 ; 0,55) = 0,722 \text{ sec} \end{cases}$$

• **Valeur de T_1 et T_2 :**

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (**RPA 99.V2003** tableau 4-7)

$$\text{Sol meuble : site (S3)} \rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ sec} \\ T_2 = 0,5 \text{ sec} \end{cases}$$

$$T_2 < T_x < 3 \text{ s} \Rightarrow D_x = 2,5 \times \eta * \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{\frac{2}{3}}.$$

$$D_x = 1,686 \text{ m}$$

$$D_y = 1,604 \text{ m}$$

R : coefficient de comportement global de la structure, il est en fonction du système de contreventement (RPA99 Tableau 4.2).

On a un contreventement mixte (portique voile) $\Rightarrow R = 5$.

Q : Facteur de la qualité de la structure il est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- La régularité en plan et en élévation

- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 Pq \dots\dots(RPA99 \text{ Art } 4.2.3)$

W : poids propre de la structure, est égale à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i)

$$W = \sum_{i=1}^n W_i ; \text{ avec: } W_i = W_x = W_y = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}) \dots\dots\dots(RPA99 \text{ Art } 4.2.3)$$

W_{Gi} : poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

W_{Qi} : charges d'exploitation.

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

$$\beta = \begin{cases} 0.2 & \text{pour les étages à usage d'habitation.} \\ 0.6 & \text{pour les étages à usage commercial.} \end{cases} \dots\dots\dots (RPA99 \text{ Tableau } 4.5)$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

“ Critère q ”	Observée	P_q/xx	Observée	P_q/yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2- Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3- Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

Tableau IV. 1 : Valeurs des pénalités P_q .

Donc : ; $Q = 1,20$

W : poids total de la structure : $W = \sum_{i=1}^n W_i$, avec : $W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$

W_{Gi} : Poids dus aux charges permanentes et à celles des équipements éventuellement fixes de la structure.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4-5) du **RPA 99. V2003**

$\beta = 0.2$ pour usage d'habitation
 $\beta = 0.6$ pour usage commerciale

D'après SAP 2000, on trouve : $W_{tot} = 49498,248 \text{KN}$.

$$V_{st}^x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W \Rightarrow V_{st}^x = \frac{0.15 \times 1.686 \times 1.2}{5} \times 49498,248 = 3004,34 \text{KN}$$

$$V_{st}^y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W \Rightarrow V_{st}^y = \frac{0.15 \times 1.604 \times 1.2}{5} \times 49498,248 = 2858,22 \text{KN}$$

VI.1.2. Méthode d'analyse modale spectrale :

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable. Puisque notre structure est irrégulière la méthode dynamique s'impose.

- **Principe :**

Il est recherché par cette méthode pour chaque mode de vibration, le max des effets engendrer dans la structure par la force sismique représentées par un spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec : A : coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q:Facteur de qualité.

Avec le spectre de réponse est donné par l'application spectre RPA99 le graphe donne S_a/g en fonction du temps.

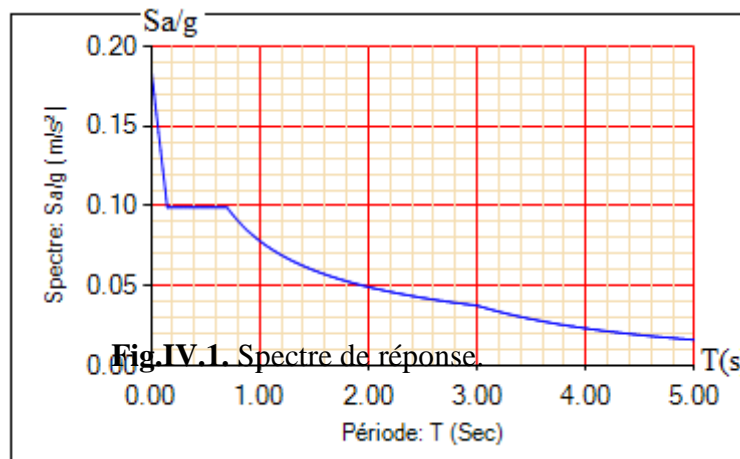


Fig.IV.1.Spectre de réponse

- **Les hypothèses :**

- Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maîtres).
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse globale de la structure.
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.

- **Description de logiciel SAP 2000/V14.2.2:**

Cette structure est modélisée par logiciel SAP2000 version 14.2.2, Ce dernier est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrage de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique.

Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

IV.2. Disposition des voiles :

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des épaisseurs des voiles on a retenu la disposition représentée ci-dessous :

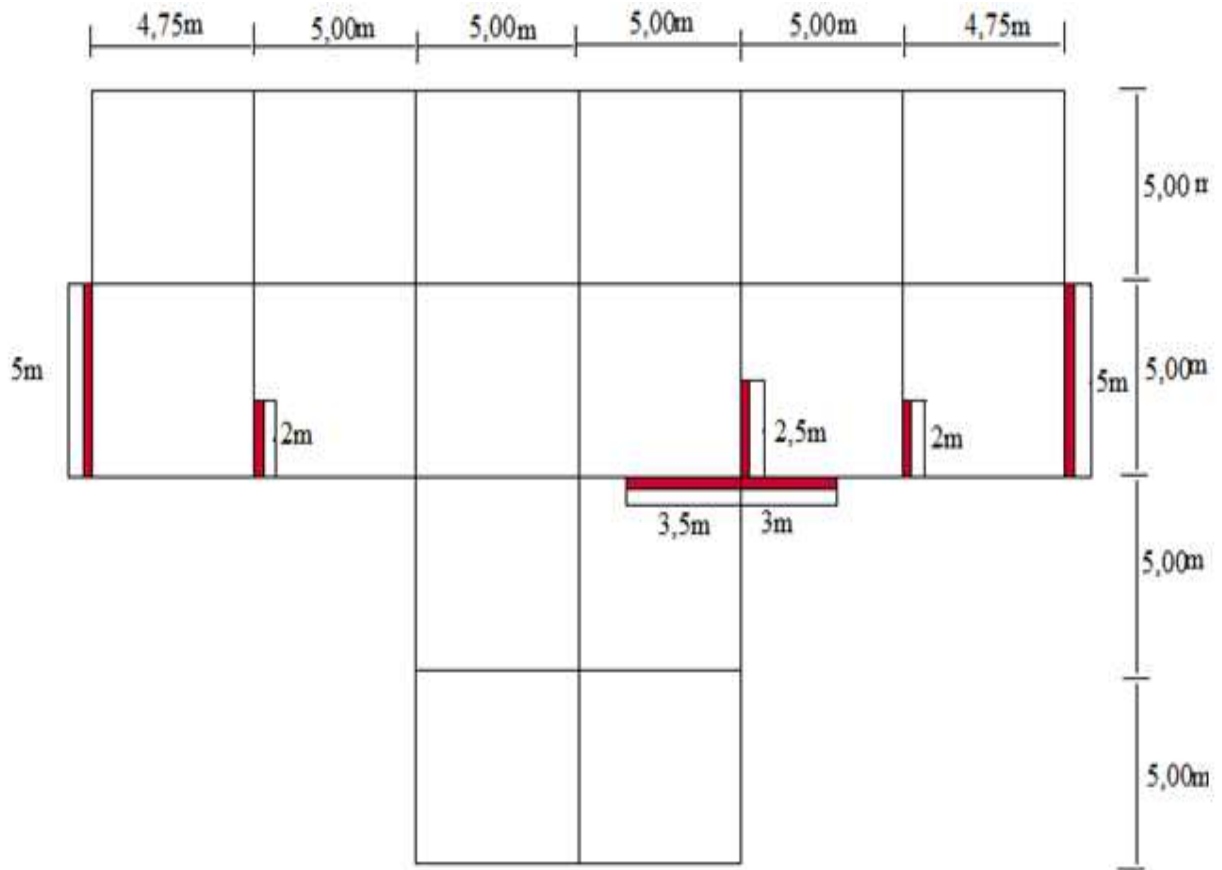


Fig. IV.2.Disposition des voiles

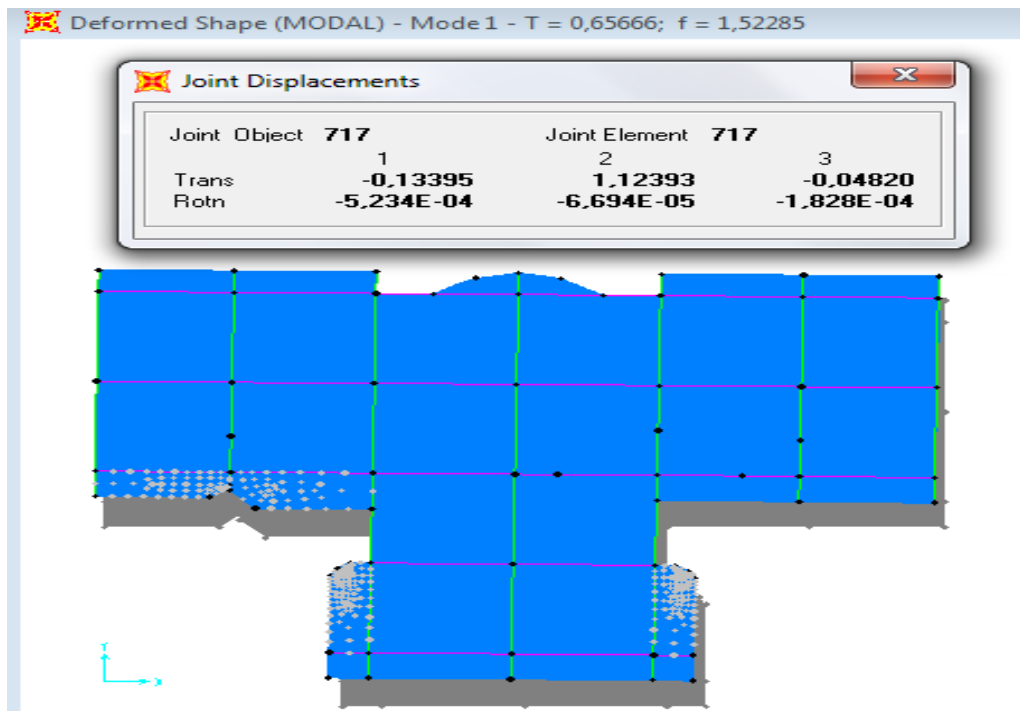


Fig. IV.3. 1^{er} mode de déformation (Translation suivant y-y).

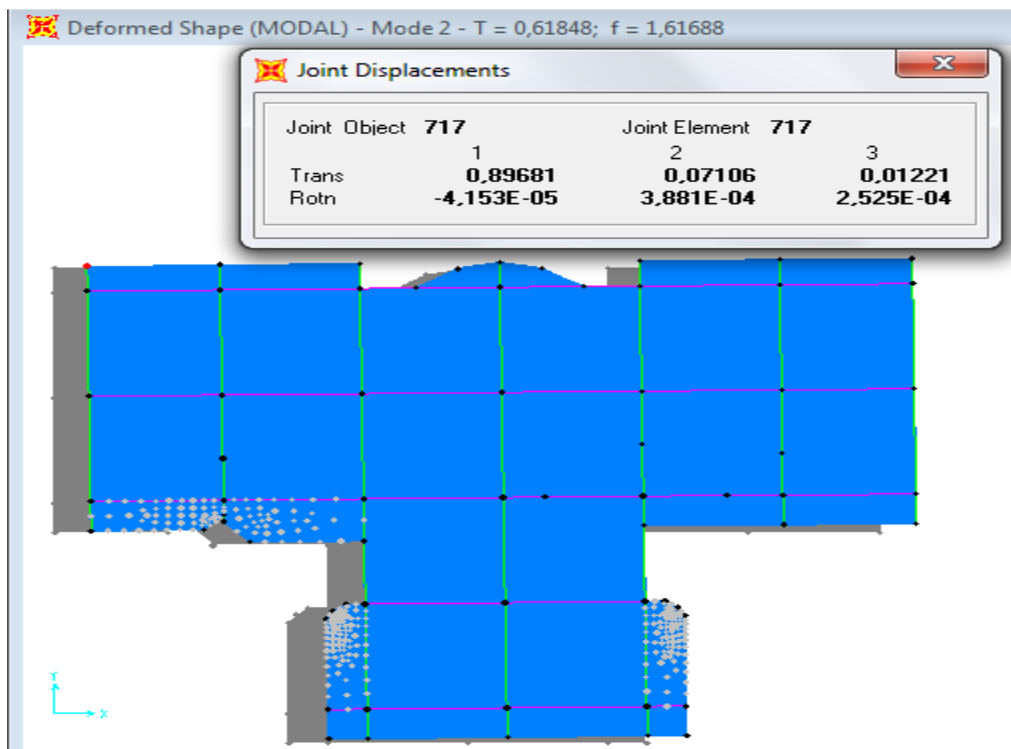


Fig. IV.4. 2^{eme} mode de déformation (Translation suivant x-x).

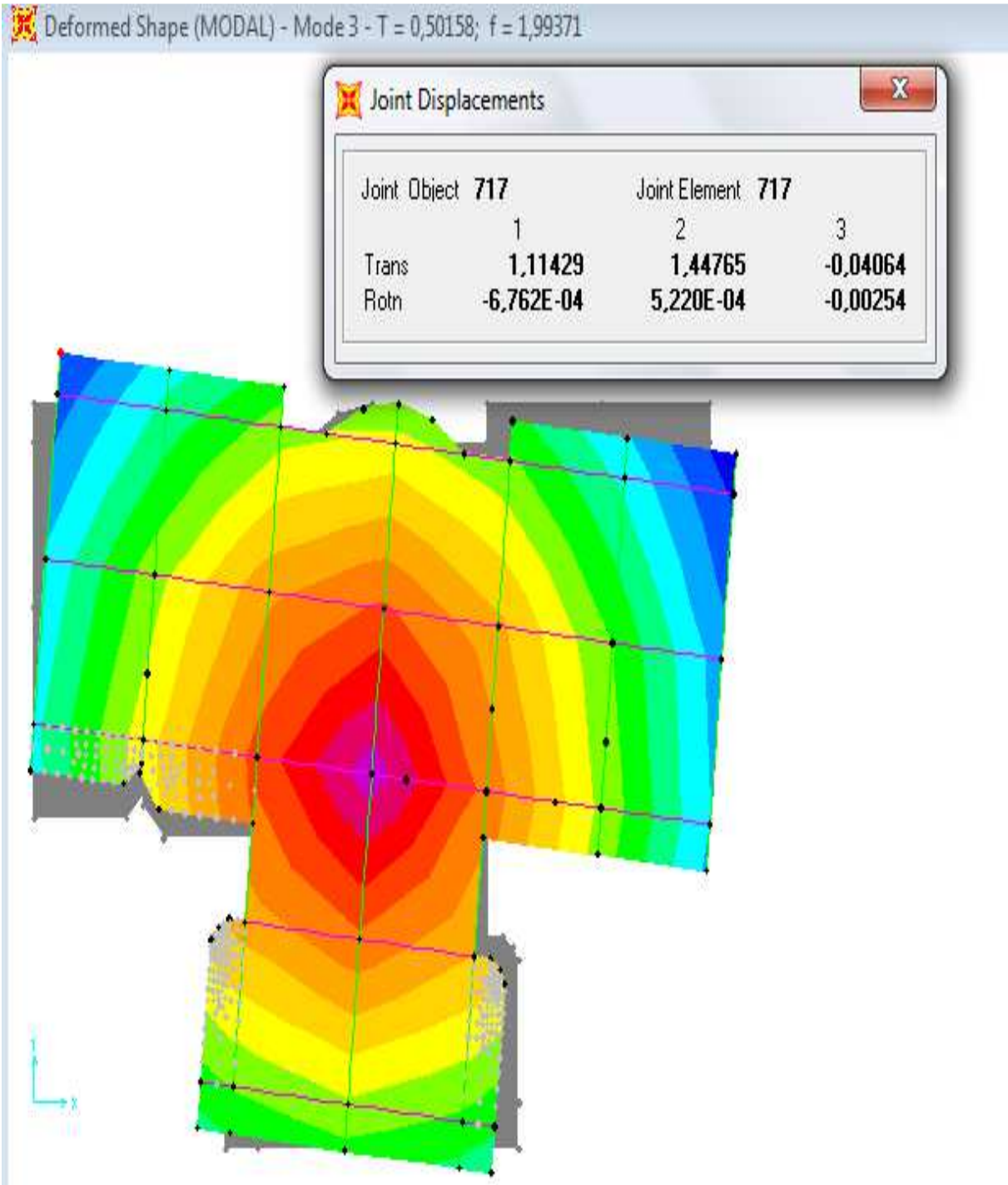


Fig. IV.5. 3^{eme} mode de déformation (torsion au tour de z-z).

Niveaux	Charges repris (KN)	Pourcentages repris (%)
---------	---------------------	-------------------------

VI.2.1. Périodes de vibration et taux de participation des masses modales :

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le *RPA99-2003* doit être supérieur à 90% .le

tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,658718	0,02025	0,60033	0,000007831	0,02025	0,60033	0,000007831
2	0,614717	0,57596	0,02198	0,00001354	0,59621	0,6223	0,00002137
3	0,505261	0,00082	0,00202	0,000002192	0,59703	0,62432	0,00002356
4	0,181039	0,13576	0,01451	0,00009693	0,73279	0,63883	0,00012
5	0,177261	0,01166	0,16383	0,00004442	0,74445	0,80266	0,00016
6	0,13368	0,000003519	0,00192	0,00005101	0,74446	0,80459	0,00022
7	0,107624	0,02184	0,01683	0,000007717	0,7663	0,82142	0,00022
8	0,101807	0,02641	0,02806	0,00002264	0,79271	0,84948	0,00025
9	0,089335	0,00882	0,00862	0,00003901	0,80152	0,8581	0,00029
10	0,086726	0,00007364	0,00002478	0,14579	0,8016	0,85812	0,14607
63	0,055535	0,00243	0,00189	0,00039	0,84354	0,90078	0,55438
81	0,048418	0,00442	0,00059	0,0014	0,90428	0,9206	0,6324

Tab. IV.2. Période et taux de participation massique.

- **Analyse des résultats :**

La participation modale du premier et deuxième mode suivant la direction y est atteinte les 90 % partir du 31 mode ce qui nous donne une translation selon x et y comme le montre les figures précédentes. On constate aussi que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par les formule empirique du RPA 99/V2003 majorée de 30 %

VI.4.2. Justification de l'interaction voiles portiques :

- **Sous charges verticales :**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portiques %	Voiles %
Sous sol	45930,243	9247,177	83,2410124	16,7589876
RDC	38007,715	8037,861	82,5436845	17,4563155
1 ^{er} étage	29532,059	7010,374	80,8157984	19,1842016
2 ^{ème} étage	25144,122	6029,935	80,6572016	19,3427984
3 ^{ème} étage	20984,24	5192,447	80,1638496	19,8361504
4 ^{ème} étage	15707,242	3793,753	80,5458491	19,4541509
5 ^{ème} étage	11700,373	2961,688	80,6203296	19,386704
6 ^{ème} étage	8308,023	2067,637	80,0722364	19,9277636
7 ^{ème} étage	4177,326	1108,222	80,0329782	19,9670218

Tab. IV.3. Charges verticales reprises par les portiques et les voiles

- **Analyse des résultats**

On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges verticales est vérifiée dans tous les étages. Ces résultats sont obtenus après redimensionnement des sections des voiles et des poteaux comme suit :

Voiles : (Epaisseur = 20cm)

Poteaux :(Section)

- Sous-sols et RDC (65×65) cm²
- 1^{er} et 2^{ème} étage (60×60) cm²
- 3^{ème} et 4^{ème} étage (55×55) cm²
- 5^{ème} et 6^{ème} étage (50×50) cm²
- 7^{ème} étage (45×45) cm²

niveau	Sens x-x				Sens y-y			
	portique	voile	%portique	%voile	Portique	voile	%portique	%voile
Sous sol	1174.402	1781.568	39.7298	60.2701	1176.313	1822.506	39.2258	60.7741
R D C	1464.952	1407.177	51.0057	48.9942	1376.499	1548.011	47.0676	52.9323
1 ^{er} étage	1661.907	1105.807	60.0461	39.9538	1572.614	1220.718	56.2988	43.7011
2 ^{ème} étage	1557.889	1050.396	59.7284	40.2715	1483.556	1137.272	56.6063	43.3936
3 ^{ème} étage	1562.785	829.287	65.3318	34.6681	1461.567	932.211	61.0569	38.9430
4 ^{ème} étage	1502.611	610.894	71.0956	28.9043	1355.107	719.445	65.3204	34.6795
5 ^{ème} étage	1251.889	526.233	70.4051	29.5948	1130.88	631.975	64.1504	35.8495
6 ^{ème} étage	1094.641	301.916	78.3814	21.6185	948.641	428.392	68.8902	31.1097
7 ^{ème} étage	906.339	65.97	93.2151	6.7848	715.3	213.076	77.0485	22.9514

Tab. IV.4. Vérification de l'interaction sous charge horizontale.

- **Poutres :(Section)**

Poutres principales : (50× 30) cm²

Poutres secondaire : (45×30) cm²

- **Sous charges horizontales :**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Tab. IV.4. Vérification de l'interaction sous charge horizontale

Analyse des résultats :

On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges horizontales est vérifiée dans tous les étages.

IV.2.3. Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l'Article 4.3.6 du RPA99/Version2003, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} , nous avons :

	V_{st} (KN)	V_{dyn}	V_d / V_{st}	remarque
Sens xx	2398.0885	2294,72	0,9568	vérifiée
Sens yy	2588,186	2341,571	0,9047	vérifiée

Tab.IV.5. : Vérification de la résultante des forces sismiques.

- **Analyse des résultats :**

La condition est vérifiée, donc les paramètres de réponse (force, déplacement, moment.) ne seront pas majorés.

IV.2.4. Vérification vis-à-vis des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \dots\dots\dots \text{RPA99/version2003 (Article 4.4.3)}$$

δ_{ek} :Déplacement dû aux forces F_i

R : Coefficient de comportement ($R=5$).

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le RPA/V2003 (article 5.10) exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage, C.à.d. : $\Delta_k < 1\% \times h_e$.

h_e : la hauteur de l'étage.

Les résultats sont regroupés dans les tableaux ci-dessous :

Niveaux	Sens x-x (cm)						Observation
	δ_{ek}	δ_k	δ_{k-1}	Δ_k	h_k	Δ_k/h_k	
Sous sol	0,07	0,35	0	0,35	290	0,120	Vérifiée
RDC	0,41	2,05	0,35	1,7	544	0,312	Vérifiée
1 ^{er} étage	0,71	3,55	2,05	1,5	306	0,490	Vérifiée
2 ^{ème} étage	1,07	5,35	3,55	1,8	306	0,588	Vérifiée
3 ^{ème} étage	1,44	7,2	5,35	1,85	306	0,604	Vérifiée
4 ^{ème} étage	1,79	8,95	7,2	1,75	306	0,571	Vérifiée
5 ^{ème} étage	2,14	10,7	8,95	1,75	306	0,571	Vérifiée
6 ^{ème} étage	2,47	12,35	10,7	1,65	306	0,539	Vérifiée
7 ^{ème} étage	2,73	13,65	12,35	1,3	306	0,424	Vérifiée

Tab. IV.6. Vérification des déplacements selon x-x.

Niveaux	Sens y-y (cm)						Observation
	δ_{ek}	δ_k	δ_{k-1}	Δ_k	h_k	Δ_k/h_k	
Sous sol	0,06	0,3	0	0,3	290	0,1	Vérifiée
RDC	0,37	1,85	0,3	1,55	544	0,285	Vérifiée
1 ^{er} étage	0,62	3,1	1,85	1,25	306	0,416	Vérifiée
2 ^{ème} étage	0,92	4,6	3,1	1,5	306	0,490	Vérifiée
3 ^{ème} étage	1,23	6,15	4,6	1,55	306	0,506	Vérifiée
4 ^{ème} étage	1,55	7,75	6,15	1,6	306	0,522	Vérifiée
5 ^{ème} étage	1,87	9,35	7,75	1,6	306	0,522	Vérifiée
6 ^{ème} étage	2,18	10,9	9,35	1,55	306	0,506	Vérifiée
7 ^{ème} étage	2,47	12,35	10,9	1,45	306	0,473	Vérifiée

Tab. IV.7. Vérification des déplacements selon y-y.

- **Analyse des résultats :**

D'après les tableaux ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens.x} \quad \Delta_{k \max} = 1.85 \text{cm} < 1\% h_e = 5.44 \text{cm} \\ \text{Sens.y} \quad \Delta_{k \max} = 1.6 \text{cm} < 1\% h_e = 5.44 \text{cm} \end{array} \right.$$

IV.2.5. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement.

Il est peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 ; \quad \text{RPA99/2003 (Article 5.9)}$$

Tel que :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau « k » ; avec :

$$P_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}) \quad \text{RPA99/2003 (Article 5.9)}$$

V_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k ». $V_k = \sum_{i=1}^n f_i$

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

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

➤ Si $0,1 < \theta_k < 0,2$, l'effet P-Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta}$.

Si $\theta_k > 0,2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Niveau	H_k (cm)	P_k (KN)	V_k (KN)		Δ_k		θ	
			V_x	V_y	Δ_x	Δ_y	θ_x	θ_y
Sous sol	290	55177.42	2955.568	2998.819	0,35	0,3	0.0225	0.0190
R D C	544	46044.81	2871.829	2924.51	1,7	1,55	0.0501	0.0448
1 ^{er} étage	306	36542.433	2767.714	2793.332	1,5	1,25	0.0647	0.0534
2 ^{eme} étage	306	31174.057	2608.285	2620.828	1,8	1,5	0.0703	0.0583
3 ^{eme} étage	306	26335.123	2392.072	2393.778	1,85	1,55	0.0665	0.0557

4 ^{ème} étage	306	19500.995	2113.505	2074.552	1,75	1,6	0.0527	0.0307
5 ^{ème} étage	306	14662.061	1778.122	1762.855	1,75	1,6	0.0471	0.0434
6 ^{ème} étage	306	10375.66	1396.557	1377.033	1,65	1,55	0.0400	0.0381
7 ^{ème} étage	306	5285.548	972.309	928.376	1,3	1,45	0.0231	0.0269

Tab. IV.8. Vérification de l'effet P- Δ .

- **Analyse des résultats :** Puisque tous les coefficients θ_k est inférieurs à 0,10 pour tous les étages, donc l'effet P- Δ peut être négligé.

Conclusion :

Lors de la modélisation l'exigence qui a conditionnée les dimensions des poteaux, poutres et même la disposition des voiles a été la condition de l'interaction voile-portique.

En vérifiant cette interaction ; les autres conditions du RPA99/V2003 se retrouvent vérifiées d'elles même (période de vibration, taux de participation massique ; effet P- Δ . Et effort normale réduit).

Les sections des poteaux et des poutres déjà définies par le pré dimensionnement ont été augmentées et les nouvelles sections sont :

Les poteaux :

- ✓ Sous Sol, RDC: $(b \times h) = (65 \times 65) \text{ cm}^2$,
- ✓ 1^{ère}, 2^{ème} étages : $(b \times h) = (60 \times 60) \text{ cm}^2$,
- ✓ 3, 4^{ème} étages : $(b \times h) = (55 \times 55) \text{ cm}^2$,
- ✓ 5, 6^{ème} étages : $(b \times h) = (50 \times 50) \text{ cm}^2$,
- ✓ 7^{ème} étages : $(b \times h) = (45 \times 45) \text{ cm}^2$,

Les poutres :

- ✓ Poutre principale : $(b \times h) = (30 \times 50) \text{ cm}^2$.

Poutre secondaire : $(b \times h) = (30 \times 45) \text{ cm}^2$.

V.1 Etude des poteaux :

V.1.1- Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont pour rôle la transmission des charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables introduites dans le fichier de données du **SAP2000** :

- 1.35G+1.5Q
- G+Q
- G+Q+E
- G+Q-E
- 0.8G+E
- 0.8G-E

Il s'agit de ferrailer les poteaux selon les sollicitations suivantes :

- L'effort normal maximal et le moment correspondant,
- L'effort normal minimal et le moment correspondant,
- Le moment maximum et l'effort normal correspondant,

V.1.2- Recommandations du RPA99.V2003 :

A. Armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- ✓ $A_{\min} = 0.8\%$ de la section de béton (en zone IIa),
- ✓ $A_{\max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante),
- ✓ $A_{\max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement),
- ✓ $\Phi_{\min} = 12\text{mm}$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales)
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone IIa.
- ✓ La distance ou espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa)

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par l' et h' tel que :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right).$$

h_e : hauteur d'étage.

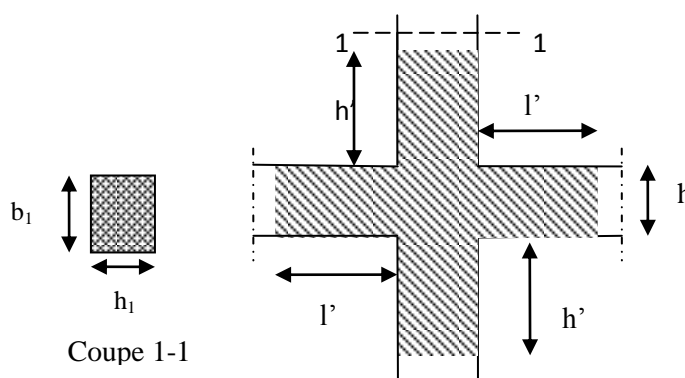


Figure V.1 : la zone nodale

❖ **Les armatures longitudinales minimales et maximales :**

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA99.V2003** sont illustrées dans le tableau ci-dessous:

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) zone courante	A _{max} (cm ²) zone de recouvrement
Sous sol, RDC	70×70	3920	196	294
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	65×65	3380	169	253.5
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	60×60	2880	144	216
5 ^{ème} étage	55×55	2420	121	181.5
6 ^{ème} étage	50×50	2000	100	150
7 ^{ème} étage	45×45	1620	81	121.5

Tableau V.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

B) Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e} \quad (\text{I}) \quad \text{RPA99.V2003 (art.7.4.2.2)}$$

- ✓ V_u est l'effort tranchant de calcul,
- ✓ h_1 hauteur totale de la section brute,
- ✓ f_e contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales,
- ✓ ρ_a est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égale à :

$$\left\{ \begin{array}{l} 2.5 \text{ Si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \text{ Si } \lambda_g \leq 5 \end{array} \right. \quad (\lambda_g : \text{l'élancement géométrique}).$$

Avec : $\lambda_g = l_f/a$ ou $\lambda_g = l_f/b$ (a et b sont les dimensions de la sections droite du poteau dans la direction de déformation considérée), et l_f longueur de flambement du poteau.

- t est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (I) ; par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

- **Dans la zone nodale :** $t \leq \min (10\varnothing_1^{\min}, 15\text{cm})$ en zone IIa.
- **Dans la zone courante :** $t \leq 15\varnothing_1^{\min}$ en zone IIa

La quantité d'armature transversale minimale $A_t/t.b_1$, en % est donnée comme suit:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \lambda_g \geq 5 : 0.3\% \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3 : 0.8\% \\ \text{Si } 3 < \lambda_g < 5 : \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes.} \end{array} \right.$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \varnothing_t$ minimum.

V.1.3-Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

Niveau	$N_{max} \longrightarrow M_{cor}$		$M_{max} \longrightarrow N_{cor}$		$N_{min} \longrightarrow M_{cor}$	
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)
Sous sol	-2938,039	-1,7306	-108,7629	-2742,592	1340,005	23,4636
RDC	-2496,47	-11,8828	-143,2115	-2302,745	964,367	29,2364
1 ^{er} étage	-2138,618	-7,1721	-181,5797	-1935,886	581,101	28,0674
2 ^{ème} étage	-1824,969	-8,2056	-215,2742	-1558,387	381,887	34,6071
3 ^{ème} étage	-1518,028	-8,113	-194,3193	-1193,51	217,888	33,5815
4 ^{ème} étage	-1218,612	-8,7696	-199,1035	-868,472	99,584	39,1628
5 ^{ème} étage	-919,964	-9,0616	-173,5794	-579,596	29,169	37,7029
6 ^{ème} étage	-627,656	-10,0745	-136,5499	-342,96	-1,377	32,5932
7 ^{ème} étage	-344,383	-1,4202	-109,753	-177,153	-3,164	47,3709

Tableau V.2 : Sollicitations dans les poteaux.

V.1.3.Ferraillage des armatures longitudinales :

Le ferraillage des poteaux se fait à la flexion composée avec les sollicitations les plus défavorables. Les résultats de calcul des armatures longitudinales des différents types de poteaux sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

A.Ferraillage longitudinal :

Niveau	Section	Asap (cm ²)	ARPA (cm ²)	Aadoptée (cm ²)	Nbre de barres
Sous sol et RDC	70×70	14,70	39,20	41,20	8HA20 + 8HA16
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	65×65	12,675	33,80	34,80	4HA20 + 8HA16+ 4HA14
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	60×60	10,80	28,80	30,28	12HA16+4HA14
5 ^{ème} étage	55×55	9,82	24,20	26,52	12HA14+4HA16

6 ^{ème} étage	50×50	7,50	20,00	21.36	8HA14+8HA12 12HA14
7 ^{ème} étage	45×45	6,075	16,20	18.47	

Tableau V.3-Ferrailage des poteaux.

B.Ferrailage des armatures transversales :➤ **Exemple de calcul :**

On prend pour exemple de calcul le poteau du *sous sol*(70×70) cm²:

$$\text{Soit : } \frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = \frac{0.7 \times 2.90}{0.70} = 2.90 \Rightarrow \rho_a = 3.75$$

D'où :

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

Section (cm ²)	∅ _{min} (cm)	l _f (cm)	λ _g	V _u	l _r (cm)	t zone nodale (cm)	t zone courante (cm)	A _t (cm ²)	A _t ^{min} (cm ²)	A _t ^{opt} (cm ²)	N ^{bre} de barres
70×70	1,6	203	2,9	76,555	80	10	15	1,53	5,6	6,28	8HA10
65×65	1,4	214.2	3,29	88,914	80	10	15	1,92	5,2	6,28	8HA10
60×60	1,4	214.2	3.57	88,251	64	10	15	2,06	4,8	6,28	8HA10
55×55	1,4	214.2	3.89	94,014	64	10	15	2,4	4,4	4,59	2HA10 +6HA8
50×50	1,2	214.2	4.28	87,762	56	10	15	2,468	4	4,02	8HA8
45×45	1,2	214.2	4.76	45,552	48	10	15	1,42	2,475	3,02	6HA8

Tableau V.4 : Armatures transversales des poteaux.

Conformément au RPA et au BEAL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier la condition suivante : $\Phi_t \geq (\Phi_t^{\max})/3$

C.Vérifications :**C.1.Vérification au flambement :**

Selon le **CBA93 (art B.8.2.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

$$\text{On doit vérifier que : } N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) ; \text{ Tel que :}$$

B_r : Section réduite du poteau.

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_b=1.5 \\ \gamma_s=1.15 \end{array} \right\} \text{Coefficients de sécurité du béton et de l'acier}$$

α : Coefficient fonction de l'élançement λ qui prend les valeurs :

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

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

Si plus de la moitié des charges sont appliquées avant 90 jours, alors on remplace α par $\alpha/1.10$.

L'élançement mécanique est donné par :

$$\lambda = 3.46 \times l_f / b \quad \text{pour les sections rectangulaires,}$$

$l_f = 0.7 l_0$ longueur de flambement.

On prendra comme exemple de calcul les poteaux du sous sol qui sont les plus élancés.

$N_d = 2938,039 \text{ KN}$ (donné par le **SAP2000.V14**).

$$l_f = 203 \text{ cm} \Rightarrow \lambda = 10,03 < 50 \Rightarrow \alpha = 0.836$$

$$B_r = (0.7 - 0.02) \times (0.7 - 0.02) = 0.4624 \text{ m}^2$$

$$N_u = \frac{0.836}{1.1} \times \left(\frac{0.4624 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 41,20 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right) = 7.59 \text{ MN}$$

$N_d = 2,938 \text{ MN} < 7.59 \text{ MN} \Rightarrow$ pas de risque de flambement.

Le tableau suivant résume les résultats des autres vérifications :

Niveau	Section (cm ²)	l_0 (cm)	l_f (cm)	λ	α	A_s (cm ²)	B_r (m ²)	N_u (MN)	N_d (MN)	Obs.
Sous sol	70×70	290	203	10,03	0.836	41,20	0.4624	7.59	2,938	Vérifié
RDC	70×70	544	380,8	18,82	0,8	41,20	0.4624	7,27	2,496	Vérifié
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	65×65	306	214,2	11.4	0.83	34,8	0.3969	6.46	2.138	Vérifié
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	60×60	306	214.2	12.35	0.829	30,28	0.3364	5.48	1.518	Vérifié
5 ^{ème} étage	55×55	306	214.2	13.47	0.825	26,51	0.2809	4.59	0,919	Vérifié
6 ^{ème} étage	50×50	306	214.2	14.82	0.82	21,36	0.2304	3.73	0.627	Vérifié
7 ^{ème} étage	45×45	306	214.2	16.46	0.813	18.47	0.1849	2.99	0.344	Vérifié

Tableau V.5 : Vérification du flambement des poteaux.

C.2.Vérification des contraintes :

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section.

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma_{bc}} \quad \text{tel que :}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \quad \text{fibre supérieure du béton.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V' \quad \text{fibre inférieure du béton.}$$

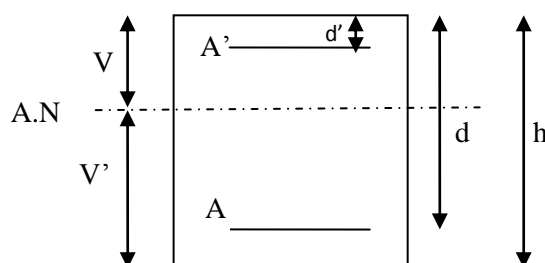
$S = b \times h + 15(A + A')$ (section homogène)

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} \quad \text{et } V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{2} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V')^2$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$



Tous les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Figure V.2 : section d'un poteau

Niveau	Sous sol et RDC	1 ^{er} et 2 ^{eme} étages	3 ^e et 4 ^{eme} étage	5 ^{eme} étage	6 ^{eme} étage	7 ^{eme} étage
Section (cm ²)	70×70	65×65	60×60	55×55	50×50	45×45
d (cm)	65	60	55	50	45	40
A (cm ²)	41,20	34,8	30,28	26,51	21,36	18,47
V (cm)	38,35	35,52	32,8	30,11	27,27	24,56
V' (cm)	31,65	29,48	22,2	24,89	22,73	20,44
I _{yy'} (m ⁴)	0,025	0,015	0,011	0,0094	0,0064	0,0041
N _{ser} (KN)	-2130,776	-1552,268	-1105,275	-670,318	-458,116	-252,528
M _{ser} (KN.m)	-70,621	-72,073	-75,630	-74,809	-63,732	66,728
M _{serG} (KN.m)	142	107,775	106,577	92,304	74,131	71,930
σ _{bc1} (MPa)	6,04	5,82	5,9	4,91	4,78	5,40

σ_{bc2} (MPa)	2,06	1,15	0,575	-0,48	-1	-2,48
$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15	15	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	vérifiée	Vérifiée	vérifiée

Tableau V.6 : Vérification des contraintes dans le béton des poteaux.

C.3. Vérification aux sollicitations tangentes :

D'après le **RPA99.V2003 (art 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} \quad , \quad \overline{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Niveau	Section (cm ²)	I_f (cm)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V_u (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\overline{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obs.
Sous sol	70×70	203	2,9	0,04	65	76,555	0,168	1	Vérifiée
RDC	70×70	380,8	5,44	0,075	65	76,555	0,168	1,875	Vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	65×65	214.2	3,29	0,04	60	88,914	0,227	1	Vérifiée
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	60×60	214.2	3,57	0,04	55	88,251	0,267	1	Vérifiée
5 ^{ème} étage	55×55	214.2	2,89	0,04	50	94,014	0,341	1	Vérifiée
6 ^{ème} étage	50×50	214.2	4,28	0,04	45	87,762	0,39	1	Vérifiée
7 ^{ème} étage	45×45	214.2	4,76	0,04	40	45,552	0,253	1	Vérifiée

Tableau V.7 : Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux

On remarque que la condition exigée par le RPA99/Version2003 sur les sollicitations tangentielle est vérifiée pour tous les étages.

C.4. Disposition constructive des poteaux :

- **Longueur de recouvrement : L_r**
 $\phi_l = 12mm \Rightarrow L_r \geq 48cm, \text{ soit : } L_r = 50cm$
 $\phi_l = 14mm \Rightarrow L_r \geq 56cm, \text{ soit : } L_r = 60cm$
 $\phi_l = 16mm \Rightarrow L_r \geq 64cm, \text{ soit : } L_r = 65cm$
 $\phi_l = 20mm \Rightarrow L_r \geq 80cm, \text{ soit : } L_r = 80cm$

❖ Schéma de ferrailage

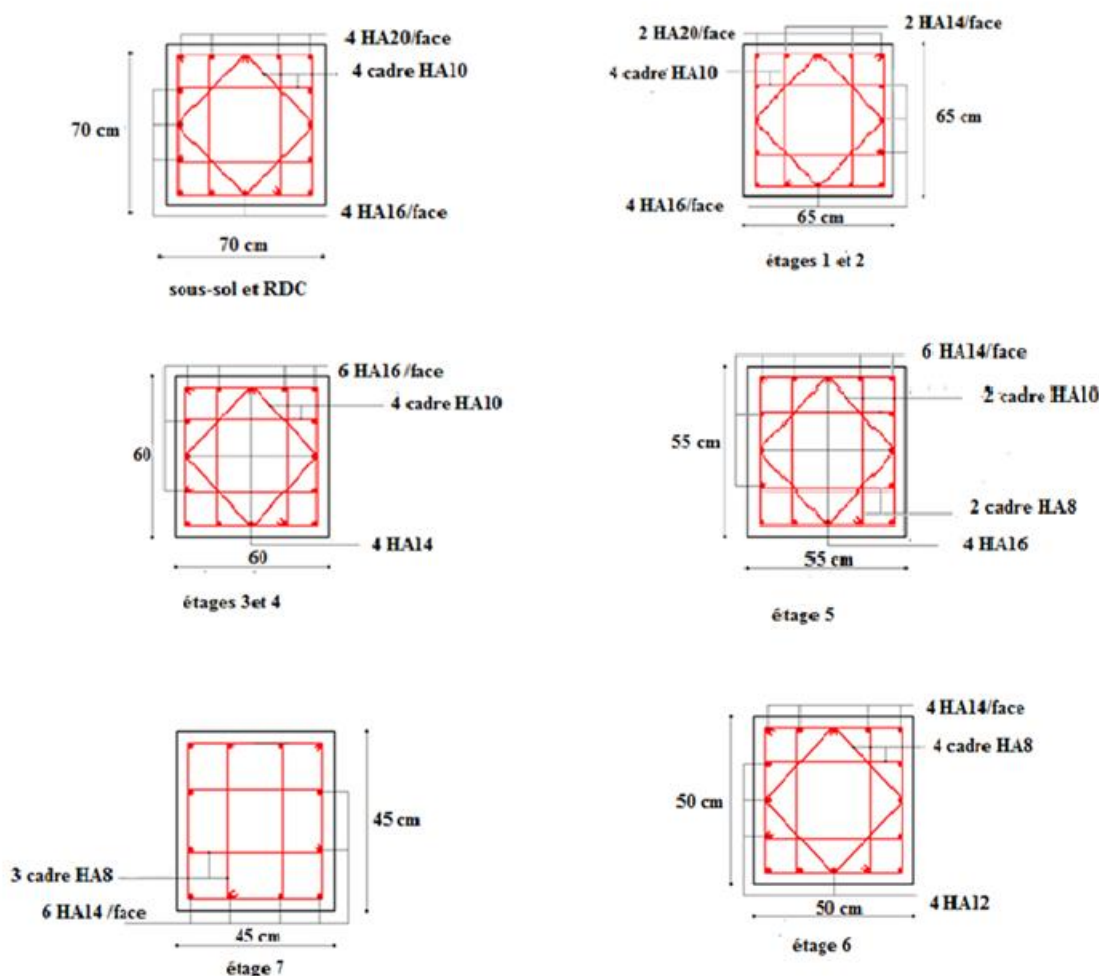


Fig. V.3. Schéma de ferrailage des poteaux rectangulaires

V.2 Etude des poutres :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales, l'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales. On distingue deux types de poutres :

Les poutres principales (30×50) cm^2 qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires (30×45) cm^2 qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M , N , T) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions donnée par le RPA99/Version2003 et celle donnée par le BAEL91.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel SAP2000 combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/version2003 suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G+1.5Q \\ G+Q \\ G+Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{RPA99(Article5.2)}$$

V.2.1.Recommandation du RPA99/V2003 :

a) Armature longitudinales :

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section total du béton, c'est à dire $A_l^{\min} = 0.5\% \times b \times h$
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
4 % de la section de béton en zone courante.
6% de la section de béton en zone de recouvrement.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de $40 \times \phi$ en Zone IIa.
- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieurs et inférieure dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué a 90%.
- ✓ On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

b) Armature transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.003 \times s_t \times b$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_1\right) \text{ Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées}$$

sont nécessaires. $S_t \leq \frac{h}{2}$ en dehors de la zone nodale.

- La valeur du diamètre ϕ est le plus petit diamètre utilisé.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus de nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.2.2.Les sections minimales et maximales préconisé par le RPA99/V2003 :

Les résultats sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Poutres	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			Zone courante	Z. recouvrement
Principale	30×50	7,5	60	90
Secondaire	30×45	6,75	54	81

Tab. V.8. Armatures longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99/v2003.

V.2.3. Sollicitations de calculs :

Les résultats de calcul des sollicitations sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Niveaux	Poutre principale			Poutre secondaire		
	M _{travée} (KN.m)	M _{appuis} (KN.m)	V (KN)	M _{travée} (KN.m)	M _{appuis} (KN.m)	V (KN)
Sous-sol	80,7998	-163,8167	-191,337	38,6955	-68,9433	-77,521
Etages courants	70,7313	-156,3175	-173,648	75,7313	-77,4727	70,824
Terrasse inaccessible	77,1318	-137,97	-157,997	44,3016	-62,831	-54,423

Tab. V.9. Les sollicitations les plus défavorables.

V.2.4. Ferrailage des armatures longitudinales :

Pour le ferrailage des poutres, on utilise SOCOTEC, les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armature du RPA99/version2003.

Niveaux	Type de poutre	Section (cm ²)	Localisation	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopt} (cm ²)
Sous sol	P. Principales	50×30	Appuis	9,41	7,5	3HA16+3HA14=10,65
			travées	4,45		3HA14+3HA12=8,01
	P. Secondaires	45×30	Appuis	4,26	6,75	3HA14+2HA12=6,88
			travées	2,35		3HA14+2HA12=6,88
Etage Courant	P. Principales	50×30	Appuis	8,95	7,5	6HA14=9,24
			travées	3,88		3HA14+3HA12=8,01
	P. Secondaires	45×30	Appuis	4,82	6,75	3HA14+2HA12=6,88
			travées	4,7		3HA14+2HA12=6,88
Terrasse inaccessible	P. Principales	50×30	Appuis	7,82	7,5	3HA14+3HA12=8,01
			travées	4,25		3HA14+3HA12=8,01
	P. Secondaires	45×30	Appuis	3,87	6,75	3HA14+2HA12=6,88
			travées	2,7		3HA14+2HA12=6,88

Tab. V.10. Armatures longitudinales des poutres.

❖ **Longueur de recouvrement :**

Soit L_r la longueur de recouvrement Telle que : $L_r \geq 40 \times \phi$

$$\phi_l = 14mm \Rightarrow L_r \geq 56cm, \text{ soit : } L_r = 60cm$$

$$\phi_l = 16mm \Rightarrow L_r \geq 64cm, \text{ soit : } L_r = 65cm$$

$$\phi_l = 12mm \Rightarrow L_r \geq 48cm, \text{ soit : } L_r = 50cm$$

V.2.5. Ferrailage des armatures transversales :

- **Diamètre des armatures transversales :**

Soit ϕ_l le diamètre des armatures transversales avec : $\phi_l \leq \min\left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$

Poutre principales :

$$\phi_l \leq \min\left(14, \frac{500}{35}; \frac{300}{10}\right) = \min(14; 14.28; 30) \text{ Donc on prend } \phi_l = 10\text{mm}$$

Poutre secondaires :

$$\phi_l \leq \min\left(14, \frac{450}{35}; \frac{300}{10}\right) = \min(14; 12.85; 30) \text{ Donc on prend } \phi_l = 10\text{mm}$$

Donc on prend 4HA10 = 3.14 cm² (un cadre et un étrier) pour les poutres principales et les poutres secondaires.

- **Espacement des armatures transversales** Le cas le plus défavorable des espacements d'armatures transversales est donné selon le RPA99/version2003 (art 7.5.2.2).

Zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{l\min}\right)$

Poutre principales : $S_t \leq \min(12.5; 14.4) \Rightarrow$ Soit : $S_t = 10\text{cm}$

Poutre secondaires : $S_t \leq \min(11.25; 14.4) \Rightarrow$ Soit : $S_t = 10\text{cm}$

Zone courante : $S_t \leq h/2$

Poutre principales : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \Rightarrow S_t \leq 25\text{cm} \Rightarrow$ Soit : $S_t = 15\text{cm}$

Poutre secondaires : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \Rightarrow S_t \leq 22.5\text{cm} \Rightarrow$ Soit : $S_t = 15\text{cm}$

- **Section minimale d'armature transversale :**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times h = 0.003 \times 15 \times 50 = 2.25\text{cm}^2$$

$$A_t = 3.14\text{cm}^2 > A_t^{\min} = 2.25\text{cm}^2 \text{ Condition vérifiée pour toutes les poutres.}$$

V.2.6.Vérification :

- **Vérification à l'ELU :**

Condition de non fragilité :

$$\text{Poutres principales} \rightarrow A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 1.7\text{cm}^2$$

$$\text{Poutres secondaires} \rightarrow A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 1.52\text{cm}^2$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée

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

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d} \text{ FPN} \Rightarrow \overline{\tau_{bu}} = \min(0.13 f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3.25\text{MPa}$$

Le calcul des poutres de différent niveau est résumé dans le tableau ci-dessous :

Poutres	V_u (KN)	τ_{bu} (MPa)	Observation
Poutres principales	191,337	1.35	Vérifiée
Poutres secondaires	77,521	0.698	Vérifiée

Tab. V.11. Vérification de l'effort tranchant.

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement et cela pour tous les types des poutres.

• **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

$$\text{en appui de rives : } A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$$

$$\text{en appui intermédiaires : } A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poutres	A_l (cm ²) Appui	V_u (KN)	M_a (KN.m)	$\frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ (cm ²)	$\frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$ (cm ²)	Observation
Poutres principales	10.65	191,337	163,8167	5,514	-5,633	Vérifiée
Poutres secondaires	6,88	77,521	77,4727	2,22	-3,526	Vérifiée

Tab. V.12. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

• **Vérification a L'ELS :**

Etat limite de compression de béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

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

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_c = 15 \text{ MPa}$$

Les résultats de calcul sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Poutres	Eléments	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Principales	Appui	115,483	17,67	157667,868	12,97	15	Vérifiée
	Travée	65,885	17,67	157667,868	7,383	15	Vérifiée
Secondaires	Appui	69,725	14,10	114225,882	8,55	15	Vérifiée
	Travée	38,322	14,10	114225,882	4,70	15	Vérifiée

Tab. V.13. Vérification de la contrainte limite de béton à L'ELS.

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

Poutre principales :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{50}{500} = 0.1 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots(1) \\ \frac{50}{500} = 0.1 \geq \frac{65,885}{10 \times 115,483} = 0.057 \dots\dots\dots(2) \\ \frac{8,01}{30 \times 47} = 0.0056 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

Poutre secondaires :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{45}{500} = 0.09 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots(1) \\ \frac{45}{500} = 0.09 \geq \frac{38,322}{10 \times 69,725} = 0,054 \dots\dots\dots(2) \\ \frac{6,88}{30 \times 42} = 0.005 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

V.3.3. Vérification des zones nodales :

Les dispositions constructives données pour les poteaux et les poutres doivent être respectées pour leurs parties communes, que sont les nœuds et ca, afin d'assurer un minimum de confinement préservant au maximum l'intégrité de ces derniers, et permettre au reste de la structure de déployer ses capacités de dissipation d'énergie.

La vérification des zones nodales convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœud est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues

des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient majorateur de 1.25 , c.à.d : ça consiste à vérifier la condition suivante :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|) \quad \text{RPA99/03 (Article 7.6.2)}$$

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux. Néanmoins, cette vérification est facultative pour les deux (2) derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

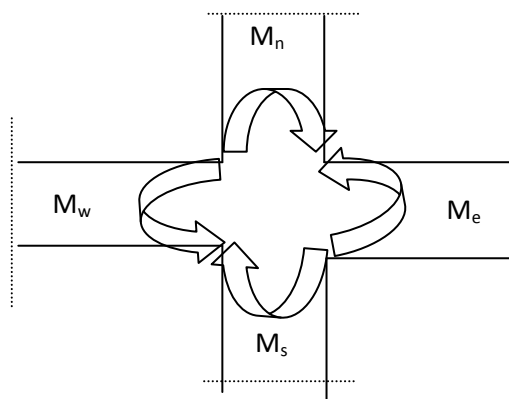


Figure V. 4 : Les moments sur la zone nodale

V.3.3.1. Détermination du moment résistant dans les poteaux et les poutres

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement

- ✓ Des dimensions de la section du béton
- ✓ De la quantité d'armatures dans la section du béton
- ✓ De la contrainte limite élastique des aciers

Telle que :

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

Avec :

$$\begin{cases} z = 0.85 \times h & (h : \text{La hauteur totale de la section du béton}). \\ \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

Les résultats des moments résistants dans les poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _r (KN.m)
70×70	59,5	41,20	853,087
65×65	55,25	34,80	669,01
60×60	51	30,28	537,409
55×55	46,75	26,51	431,291
50×50	42,5	21,36	315,914
45×45	38,25	18,47	181,578

Tableau V.14 : Moment résistant dans les poteaux

Les résultats des moments résistants dans les poutres sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _r (KN.m)
Sous sol	P.P (50×30)	42,5	10,65	157,513
	P.S (45×30)	38,25	6,88	91,58
Etage courant	P.P (50×30)	42,5	9,24	136,66
	P.S (45×30)	38,25	6,88	91,58
Terrasse inaccessible	P.P (50×30)	42,5	8,01	118,468
	P.S (45×30)	38,25	6,88	91,58

Tableau V.15 : Moment résistant dans les poutres**V.3.3.2. Vérification :**

Les résultats des vérifications de la condition $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$ sont donnés dans le tableau suivant :

NIV	Poteau	Poutre	M _s (KN.m)	M _n (KN.m)	M _w = M _e (KN.m)	M _n +M _s (KN.m)	1.25 (M _w +M _e) (KN.m)	Vérification
S. sol	70×70	PP	853,087	853,087	157,513	1706,174	393,782	Vérifiée
		PS			91,58		228,95	
RDC	70×70	PP	853,087	669,01	157,513	1522,097	393,782	Vérifiée
		PS			91,58		228,95	
1^{ère} étage	65×65	PP	669,01	669,01	136,66	1338,01	341,65	Vérifiée
		PS			91,58		228,95	

2^{ème} étage	65×65	PP	669,01	537,409	136,66	1206,419	341,65	Vérifiée
		PS			91,58		228,95	
3^{ème} étage	60×60	PP	537,409	537,409	136,66	1074,818	341,65	Vérifiée
		PS			91,58		228,95	
4^{ème} étage	60×60	PP	537,409	431,291	136,66	968,7	341,65	Vérifiée
		PS			91,58		228,95	
5^{ème} étage	55×55	PP	431,291	431,291	136,66	862,582	341,65	Vérifiée
		PS			91,58		228,95	
6^{ème} étage	50×50	PP	315,914	181,578	136,66	497,492	341,65	Vérifiée
		PS			91,58		228,95	
7^{ème} étage	45×45	PP	181,578	181,578	136,66	363,156	341,65	Vérifiée
		PS			91,58		228,95	

Tableau. V.16 : Vérification de la zone nodale

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistants dans les poutres, donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux

Exemple de ferrailage de la poutre principale du RDC

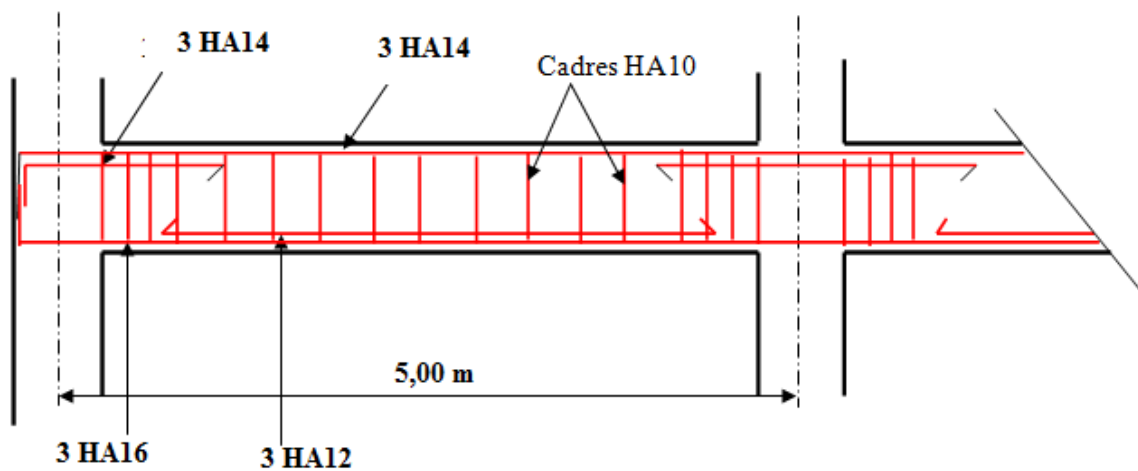


Fig V.5. Disposition constrictive des armatures dans les poutres

V.3.4.Schéma de ferrailage des poutres

- Poutres principales :

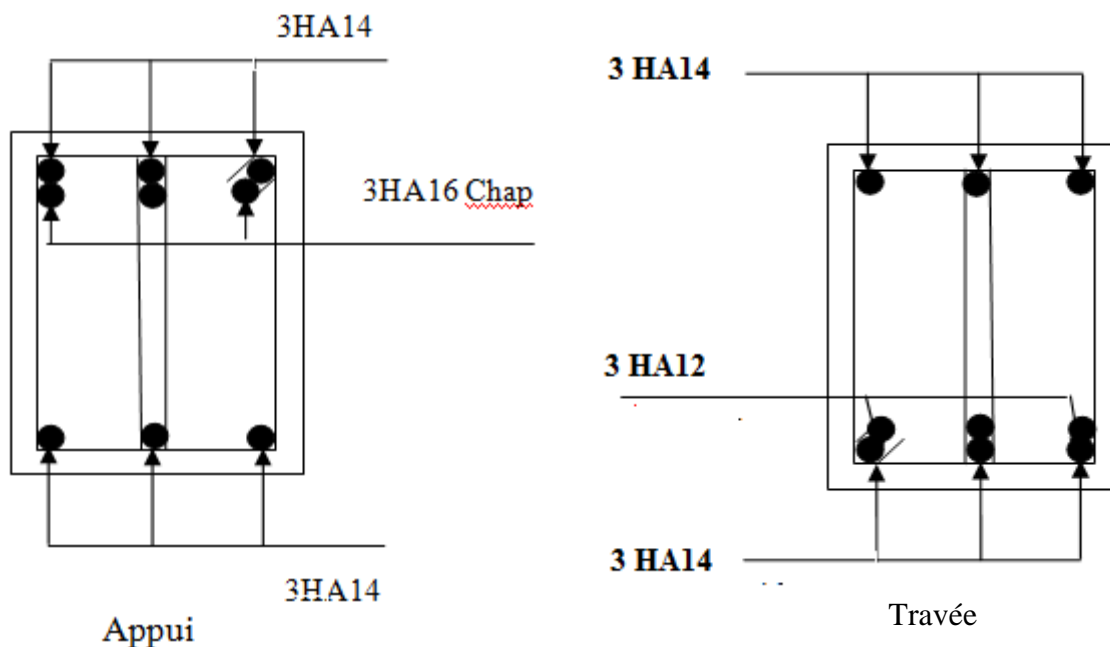


Figure. V.6.Schéma de ferrailage des poutres principales pour le s.sol et RDC

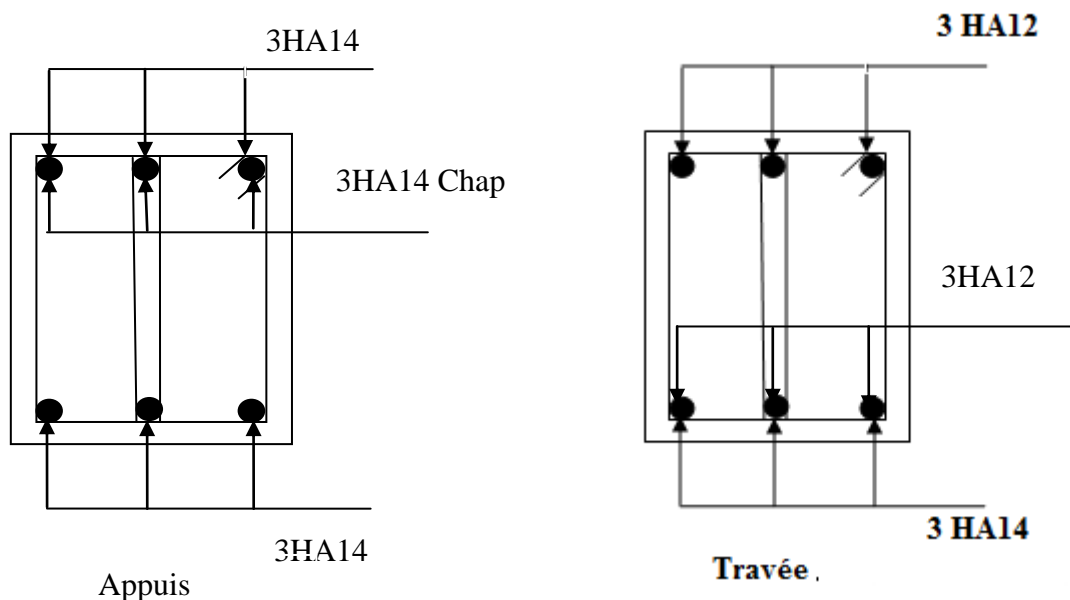


Figure. V.7.Schéma de ferrailage des poutres principales pour les étages courant

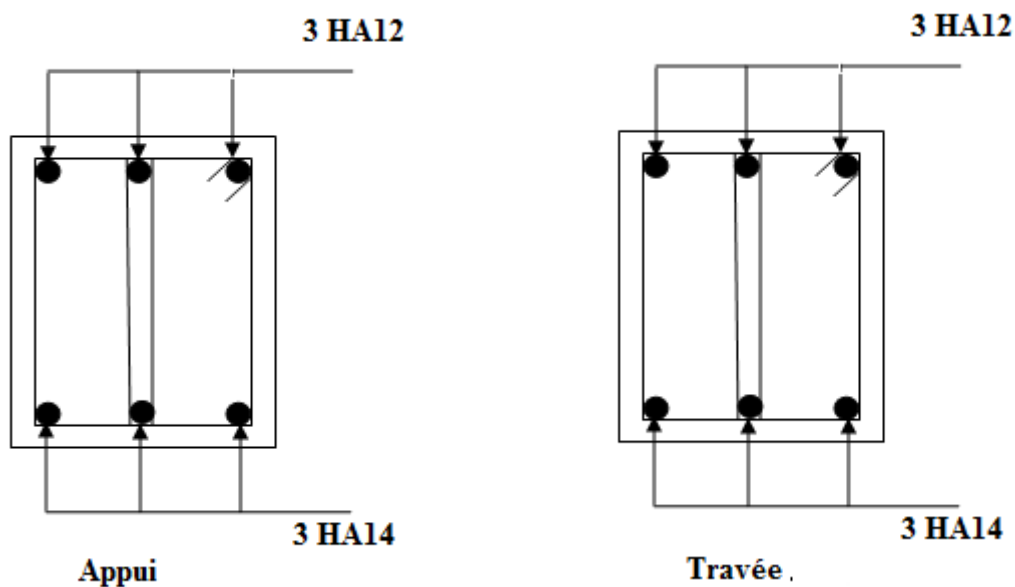


Figure. V.8. Schéma de ferrailage des poutres principales pour la terrasse

- Poutres secondaires :

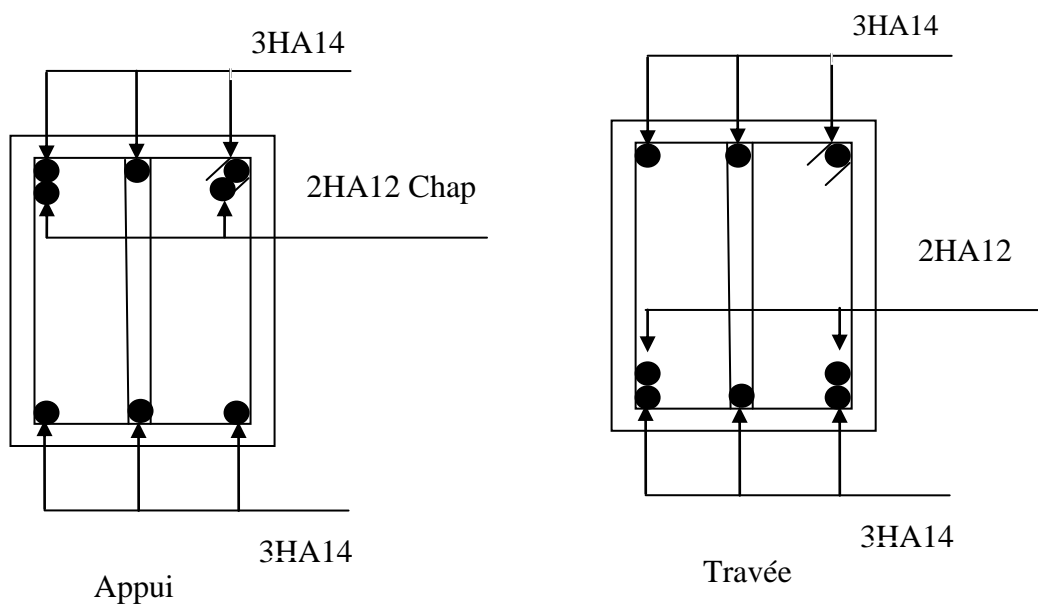


Figure. V.9. Schéma de ferrailage des poutres secondaires pour tous les niveaux

V.3. Etude des voiles :

Le RPA99/Version 2003 (article 3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Dans un bâtiment, les efforts horizontaux sont transmis au voiles habituellement par les plancher qui jouent un rôle de diaphragme .Entre chaque voile la sollicitation ce répartit proportionnellement avec sa rigidité dans la direction de sollicitation.

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Le voile travaille comme une console encastéré à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents :

$$\blacksquare \text{ Voiles élancés } \frac{h}{l} > 1.5 \quad ; \quad \text{Voiles courts : } \frac{h}{l} < 1.5$$

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

Leurs ferraillages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP 2000/V14.2.2 dans l'ordre suivant :

$$\left\{ \begin{array}{lll} 1.35G+1.5Q & ; & G+Q+E & ; & 0.8G+E \\ G+Q & ; & G+Q-E & ; & 0.8G-E \end{array} \right.$$

Dans le but d'éviter les modes de ruptures cités ci-dessus on doit respecter les modalités suivantes :

Pour les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticale et horizontale.

Pour le troisième mode il faut mettre des armatures transversales.

V.3.1.Recommandation du RPA 99/V2003 :

a) Les armatures verticales :

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- $A_{\min} = 0.2\% \times L_f \times e$ avec L_f longueur de la zone tendue ; e : épaisseur du voile
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- à chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la longueur du voile. Cet espace d'extrémité doit être au plus égal à 15cm. Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure

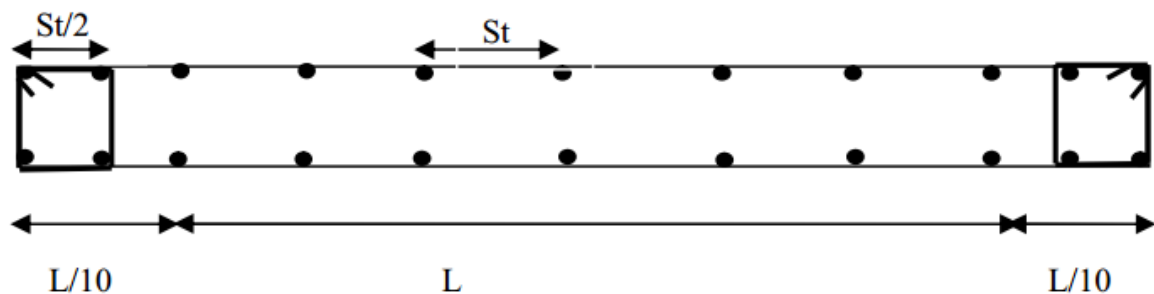


Fig. V.10. Disposition des armatures dans les voiles.

b) Les armatures horizontales :

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher le flambement et elles doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur $10 \times \phi$.

c) Les armatures transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par $1m^2$ au moins.

d) Les règles communes (armatures verticales et horizontales) :

- Le pourcentage minimal d'armatures est de :

$$A_{\min} = 0.15\% \times b \times h \dots\dots\dots \text{ Dans la zone extrême de voile}$$

$$A_{\min} = 0.10\% \times b \times h \dots\dots\dots \text{ Dans la zone courante du voile.}$$

- Le diamètre des barres (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.
- L'espacement $S_t = \min(1.5 \times \alpha; 30cm)$ avec : épaisseur du voile.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par m^2 .
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales a :

- 40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

V.3.2. Disposition des voiles :

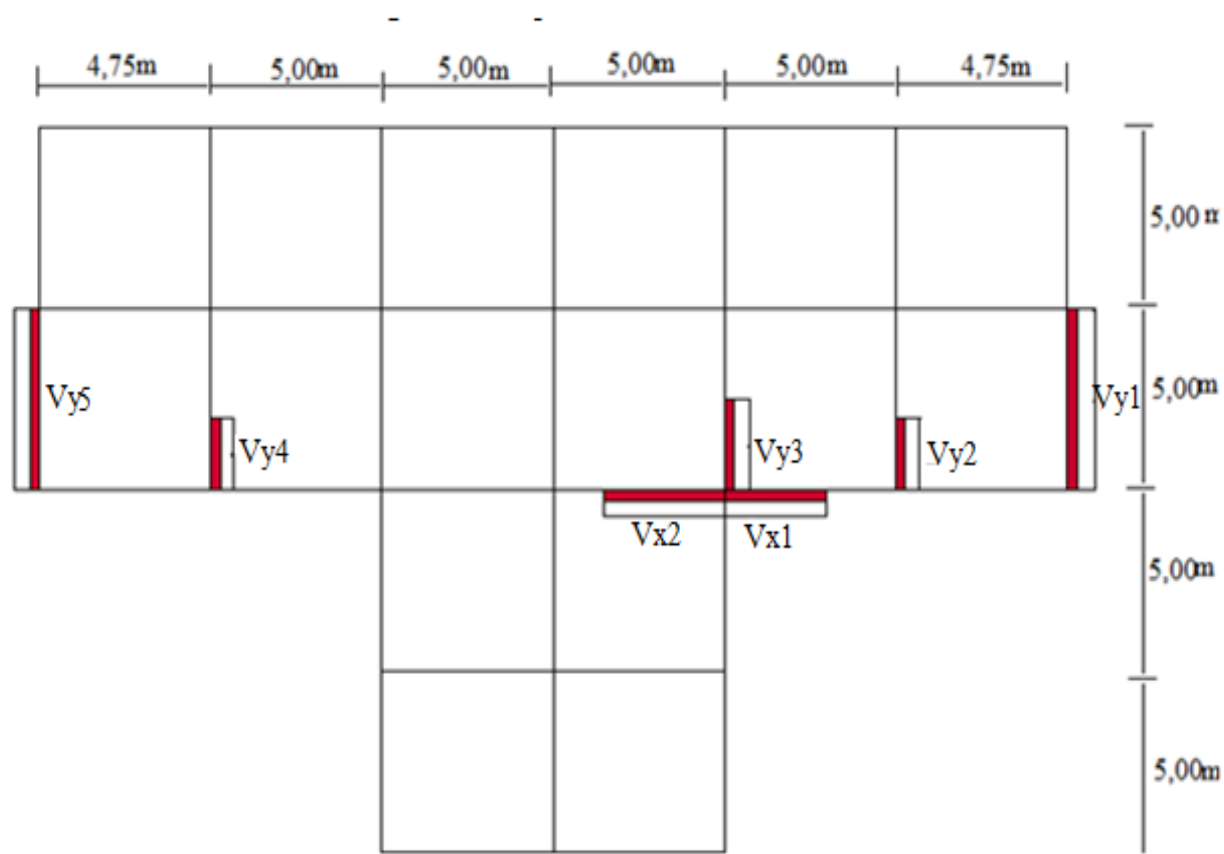


Fig.11 . Schéma de répartition des voiles.

V.3.2. Calcul des sollicitations dans les différents types de voiles :

Les sollicitations dans les voiles sont extraites du logiciel SAP 2000 /V14.2.2.

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Sens x-x :

	Niveaux	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V_d (KN)
		N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
V_{x1}	Sous sol +RDC	2650.172	810.874	1184.247	209.5633	-410.701	-931.259	415.487
	1 ^{er} +2 ^{eme} étage	1608.458	990.393	990.393	160.8458	-97.676	-838.639	446.887
	3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage	921.654	787.505	787.505	92.1654	123.517	-468.533	264.452
	5 ^{eme} et 6 ^{eme} étage	481.053	86.084	233.723	23.103	37.002	147.315	71.10
	7 ^{eme} étage	167.797	-32.653	107.190	4.4035	14.197	91.085	40.23

Tab.V.17. Sollicitations maximales dans le voile $V_{x1}=3m$ à tous les niveaux.

	Niveaux	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V_d (KN)
		N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
V_{x2}	Sous sol +RDC	2134.747	137.4007	1563.522	213.4465	-467.19	-122.7598	311.584
	1 ^{er} +2 ^{eme} étage	2088.878	128.8139	1288.139	208.8878	45.423	-124.4587	474.616
	3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage	1256.605	-4.136	909.790	92.4116	265.389	-574.947	395.64
	5 ^{eme} et 6 ^{eme} étage	732.171	344.278	356.802	56.6968	63.269	-266.482	246.686
	7 ^{eme} étage	310.047	68.825	97.430	24.6856	63.377	-210.982	136.059

Tab. V.18. Sollicitations maximales dans le voile $V_{x2} = 3.5m$ à tous les niveaux.

	Niveaux	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V_d (KN)
		N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
$V_{y1,5}$	Sous sol +RDC	4461.593	511.882	8046.484	264.1855	1825.756	7938.557	734.7
	1 ^{er} +2 ^{eme} étage	3371.204	520.557	4913.567	230.2502	1323.573	3748.73	379.8
	3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage	2519.946	414.432	323.5788	189.6913	799.471	1747.423	176.38
	5 ^{eme} et 6 ^{eme} étage	1405.691	191.646	1551.423	105.9099	469.846	645.078	67.2
	7 ^{eme} étage	1090.345	129.732	1775.624	818.034	283.194	-29.843	53.9

Tab.V.19. Sollicitations maximales dans le voile $V_{y1,5} = 5 m$ à tous les niveaux.

	Niveaux	$N_{\max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{\max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{\min} \rightarrow M_{cor}$		V_d (KN)
		N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
$V_{y2,4}$	Sous sol +RDC	2708.866	312.9975	860.0115	2542.501	626.42	211.201	104.46
	1 ^{er} +2 ^{eme} étage	2101.052	238.5055	502.0818	1940.269	535.915	-207.1287	127.795
	3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage	1588.152	192.7484	396.7996	1421.022	382.983	182.312	73.853
	5 ^{eme} et 6 ^{eme} étage	926.665	115.9560	207.7453	792.332	167.065	135.058	61.898
	7 ^{eme} étage	332.31	30.5596	43.4695	266.211	77.718	43.927	55.35

Tab.V.20. Sollicitations maximales dans le voile $V_{y2}, V_{y4} = 2m$ à tous les niveaux.

	Niveaux	$N_{\max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{\max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{\min} \rightarrow M_{cor}$		V_d (KN)
		N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
V_{y3}	Sous sol +RDC	1763.04	-663.224	728.427	402.349	59.113	710.697	189.987
	1 ^{er} +2 ^{eme} étage	1165.214	91.281	430.135	655.61	346.775	346.078	116.976
	3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage	851.987	83.182	344.455	488.956	201.983	235.380	101.016
	5 ^{eme} et 6 ^{eme} étage	481.053	86.084	233.723	231.03	37.002	147.315	71.100
	7 ^{eme} étage	167.797	-32.652	107.190	44.035	14.197	91.085	30.242

Tab.V.21. Sollicitations maximales dans le voile $V_{y3} = 2,5m$ à tous les niveaux

V.3.4. Ferrailage des voiles :

Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrailés sous effort normal

« N » et le moment fléchissant « M ». Ces efforts sont tirés directement du SAP2000/V14.2.2 avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes et on prend les plus défavorables :

- Moment maximal avec son effort normal correspondant : $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$
- Effort normal avec son moment correspondant : $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- Effort minimal avec son moment correspondant : $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

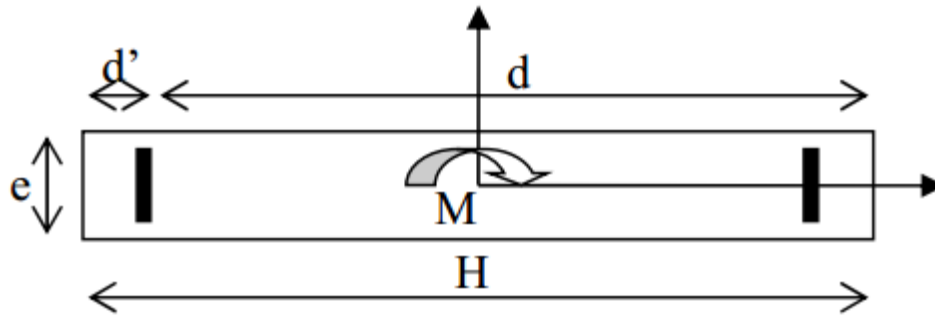


Fig.12 . Schéma d'un voile plein.

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous M et N pour une section $(b \times L)$.

A_v^{\min} : Section d'armatures verticales minimale dans la zone tendue.

$$A_v^{\min} / \text{ten} = 0.2\% \times b \times L_t$$

A_v^{\min} / comp : Section d'armature verticale minimale dans la zone comprimée.

$$A_v^{\min} / \text{comp} = 0.1\% \times b \times L_c$$

A_v^{cal} : Section d'armature calculée dans l'élément.

A_v^{adop} : Section d'armature adoptée pour une seule face de voile.

S_t : Espacement entre armatures.

$A_h^{\min} = 0.15\% \times b \times L$ Section d'armature horizontale minimale dans le voile.

A_h^{cal} : Section d'armature horizontale calculée.

A_h^{adop} : Section d'armature horizontale adoptée par espacement.

N^{bre} : Nombre de barre adoptée par espacement.

L_t : Longueur de la zone tendue.

- Exemple de ferrailage :
- Calcul sous N_{\max} et M_{cor} :

a) Armatures verticales :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M , N) pour une section $(e \times l)$. La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99/V2003.

$$L = 3\text{m}, d = 2.95\text{ m}, e = 0.2\text{ m}.$$

$$N_{\max} = 2650.172 \text{ KN (Compression)}, M_{\text{Cor}} = 810.874 \text{ KN.m (Combinaison G+Q+E x)}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.306 \text{ m} < \frac{l}{2} = 1.5 \text{ m} \Rightarrow \text{(Le centre de pression est à l'intérieur de la section).}$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b) \dots \dots \dots (1).$$

$$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$(b) = N_u \times (d - d') - M_{uA}$$

$$M_{uA} = M + N \times (d \times h / 2) = 810.874 + 2650.172 \times (2.95 \times 3 / 2) = 6537.885 \text{ KN.m}$$

$$(0.337 \times 3 - 0.81 \times 0.05) \times 0.2 \times 3 \times 18.47 = 10.755 \text{ MN.m}$$

$$[2650.172 \times (3 - 0.05) - 6537.885] \times 10^{-3} = -4.719 \text{ MN.m}$$

(1) n'est pas vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{e \times d^2 \times f_{bu}} = 0.210$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{Pivot B ; } \xi_{st} = 3.5 \text{ ‰} \left(\frac{1-a}{a} \right)$$

$$a = 0.621, Z = 1.202 \text{ m, } \xi_{st} = 3.5 \text{ ‰} \left(\frac{1-0.621}{0.621} \right) = 2.136 \text{ ‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = 0.39 < 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\Rightarrow A_l = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = 109.624 \text{ cm}^2 ; A_s = A_l - \frac{N}{f_e} = 109.624 - \frac{2650.172 \times 10^{-3}}{400} = 43.37 \text{ cm}^2$$

Donc on opte pour la section d'armature la plus défavorable pour le ferrailage de voile V x l aux niveaux de Sous sol.

$$A_v / \text{face} = 31.065 \text{ cm}^2$$

- Calcul de la longueur de la partie tendue L_t :

$$L_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} \times V = \frac{2650.172 \times 10^{-3}}{0.2 \times 3} + \frac{810.874 \times 10^{-3}}{0.45} \times 0.825 = 15.723 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} \times V = \frac{2650.172 \times 10^{-3}}{0.2 \times 3} - \frac{810.874 \times 10^{-3}}{0.45} \times 0.825 = -3.499 \text{ MPa}$$

$$L_t = \frac{3.499 \times 3}{3.499 + 15.723} = 0.546 \text{ m}$$

b) Armatures horizontales :

Elle se calcule selon la formule suivante :

$$\frac{A_h}{e \times S_h} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \times f_e} ; V_{\max} = 415.487 \text{ KN} ; \tau_u = \frac{1.4 \times V_d}{e \times d} = \frac{1.4 \times 415.487 \times 10^{-3}}{0.2 \times 2.95} = 1 \text{ MPa}$$

$$\text{Soit : } S_h = 0.15 \text{ cm} \Rightarrow A_h = 1.372 \text{ cm}^2$$

• Les vérifications nécessaires :

➤ Vérification au Cisaillement :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon l'article du RPA99/version 2003 comme suit :

$$\tau_{adm} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.461 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 5 \text{ MPa}$$

➤ Vérification des sections minimales :

$$A_{\min(ZT)} = 0.2\% \times e \times L_t = 1.2 \text{ cm}^2. \text{ (} A_{\min} \text{ en zone tendue par le RPA99/V2003).}$$

$$A_{\min(BAEL)} = 0.23 \times d \times e \times f_{t28} / f_e = 8.481 \text{ cm}^2. \text{ (} A_{\min} \text{ dans le voile par le BAEL).}$$

$$A_{\min(ZC)} = 0.1\% \times e \times (L - 2 \times L_t) = 5.988 \text{ cm}^2. \text{ (} A_{\min} \text{ en zone comprimée par le RPA99/V2003).}$$

$$A_{\min(ZG)} = 0.15\% \times e \times L = 9.00 \text{ cm}^2. \text{ (} A_{\min} \text{ en zone globale du voile par le RPA99/V2003).}$$

Donc on ferraille avec :

$$\text{En zone tendue : } A_{v(ZT)} = 43.37 \text{ cm}^2$$

On va exposer les résultats de calcul $V \times 1 = 3 \text{ m}$ de sous-sol et les autres étages seront résumés dans les tableaux.

Niveaux	Sous-sol	RDC	1 ^{er} +2 ^{ème} étage	3 ^{ème} +4 ^{èm} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} étage
e (cm)	20	20	20	20	20	20
M(KN.m)	810.874	810.874	990.393	787.505	86.084	32.691
N(KN)	2650.172	2650.172	1608.458	921.654	481.053	167.679
V(KN)	415.487	415.487	446.887	264.452	71.10	40.230
Section	S.E.C	S.E.C	S.P.C	S.P.C	S.E.C	S.E.C
τ_u (MPa)	1.159	1.159	1.077	0.671	0.184	0.104
$A_{v\text{ cal}}/\text{face}$ (cm ²)	43,26	43,374	27.576	17,873	9.154	2.506
$A_{v\text{ minl}}/\text{face}$ (cm ²)	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00
A_v adopté/face (cm ²)	15HA20= 47,10	15HA20= 47,10	15HA16= 32,16	15HA14= 23,10	15HA12= 16,95	15HA10= 11.78
S_t (cm)	Extrémité	10	10	10	10	10
	Milieu	20	20	20	20	20
$A_h\text{ cal}/\text{face}$ (cm ²)	1.45	1.45	1.35	0.86	0.23	0.13
$A_h\text{ min}/\text{face}$ (cm ²)	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00	9.00
A_h adopté/face (cm ²)	15HA10= 11.78	20HA8= 10.05	15HA10= 11.78	15HA10= 11.78	15HA10= 11.78	15HA10= 11.79
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20

Tab.22. ferrailage le voile Vx1=3m sur toute la hauteur

Niveaux	Sous-sol	RDC	1 ^{er} +2 ^{ème} étage	3 ^{ème} +4 ^{èm} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} étage
e (cm)	20	20	20	20	20	20
M(KN.m)	137.391	137.391	128.8139	-4.136	344.278	68.825
N(KN)	2134.747	2134.747	2088.878	1256.605	732.171	310.047
V(KN)	311.584	311.584	474.616	395.64	246.686	136.059
Section	S.E.C	S.E.C	S.P.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C
τ_u (MPa)	3.407	3.458	3.458	2.323	0.977	0.953
$A_{v\text{ cal}}/\text{face}$ (cm ²)	28.402	28.402	27.023	18.123	13.456	4.614
$A_{v\text{ minl}}/\text{face}$ (cm ²)	9.18	9.18	9.18	9.18	9.18	9.18
A_v adopté/face (cm ²)	16HA16= 32.17	16HA16= 32.17	10HA14+ 6HA16= 27.45	10HA12+ 6HA14= 20.55	4HA12+ 12HA10= 13.94	16HA10= 12.57
S_t (cm)	Extrémité	10	10	10	10	10
	Milieu	20	20	20	20	20
$A_h\text{ cal}/\text{face}$ (cm ²)	1.879	1.35	1.056	0.96	0.69	0.44
$A_h\text{ min}/\text{face}$ (cm ²)	9.18	9.18	9.18	9.18	9.18	9.18
A_h adopté/face (cm ²)	11HA12= 12.44	20HA8= 10.05	12HA10= 9.42	12HA10= 9.42	12HA10= 9.42	12HA10= 9.42
S_t (cm)	25	25	25	25	25	25

Tab. V.23. ferrailage le voile Vx2 = 3.5m sur toute la hauteur

Niveaux	Sous-sol	RDC	1 ^{er} +2 ^{ème} étage	3 ^{ème} +4 ^{èm} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} étage
e (cm)	20	20	20	20	20	20
M(KN.m)	511.882	511.882	520.557	414.432	191.646	129.732
N(KN)	4461.593	4461.593	3371.204	2519.946	1405.691	1090.345
V(KN)	734.7	734.7	379.8	176.38	67.2	53.9
Section	S.P.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C
τ_u (MPa)	3.407	3.458	3.458	2.323	0.977	0.953
$A_{v\text{ cal}}/\text{face}$ (cm ²)	59.609	59.609	46.044	34.607	21.86	16.793
$A_{v\text{ min}}/\text{face}$ (cm ²)	15	15	15	15	15	15
A_v adopté/face (cm ²)	16HA20+ 6HA16= 62.33	16HA20+ 6HA16= 62.33	16HA16+ 6HA20= 51.02	16HA14+ 6HA16= 36.69	16HA12+ 6HA10= 22.81	18HA10+ 4HA12= 18.66
S_t (cm)	Extrémité	10	10	10	10	10
	Milieu	20	20	20	20	20
$A_h\text{ cal}/\text{face}$ (cm ²)	4.32	4.32	3.55	2.9	1.22	1.19
$A_h\text{ min}/\text{face}$ (cm ²)	15	15	15	15	15	15
A_h adopté/face (cm ²)	14HA12= 15.83	20HA12= 15.71	15HA12= 16.96	15HA12= 16.96	15HA12= 16.96	15HA12= 16.96
S_t (cm)	20	25	25	25	25	25

Tab. V.24. Ferrailage du voile Vy1 =5 m sur toute la hauteur.

Niveaux	Sous-sol	RDC	1 ^{er} +2 ^{ème} étage	3 ^{ème} +4 ^{èm} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} Etage	7 ^{ème} étage
e (cm)	20	20	20	20	20	20
M(KN.m)	312.9975	312.9975	238.5055	192.7484	115.9560	30.5596
N(KN)	2708.866	2708.866	2101.052	1588.152	926.665	332.31
V(KN)	104.46	104.46	127.795	73.853	61.898	55.35
Section	S.E.T	S.E.T	S.E.T	S.E.T	S.E.T	S.E.T
τ_u (MPa)	1.993	1.681	1.363	0.796	0.611	0.347
$A_{v\text{ cal}}$ (cm ²)	39.73	39.73	30.357	23.147	13.757	4.727
$A_{v\text{ min}}$ (cm ²)	6	6	6	6	6	6
A_v adopté (cm ²)	13HA20= 40.84	13HA20= 40.84	9HA16+ 4HA20= 30.67	13HA16= 26.14	13HA12= 14.7	13HA8= 6.53
S_t (cm)	Extrémité	8	8	8	8	8
	Milieu	15	15	15	15	15
$A_h\text{ cal}$ (cm ²)	1.316	1.67	1.67	1.4	1.17	0.78
$A_h\text{ min}$ (cm ²)	6	6	6	6	6	6
A_h adopté (cm ²)	13HA8= 6.53	20HA8= 10.05	14HA8= 7.04	14HA8= 7.04	14HA8= 7.04	14HA8= 7.04
S_t (cm)	20	25	20	20	20	20

Tab. V.25. Ferrailage du voile Vy2 =2 m sur toute la hauteur.

Niveaux	Sous-sol	RDC	1 ^{er} +2 ^{ème} étage	3 ^{ème} +4 ^{èm} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} étage
e (cm)	20	20	20	20	20	20
M(KN.m)	-663.224	-663.224	91.281	83.182	86.084	-32.652
N(KN)	1763.04	1763.04	1165.214	851.987	481.053	167.797
V(KN)	189.987	189.987	116.976	101.016	71.100	30.242
Section	S.P.C	S.E.C	S.E.C	S.E.T	S.E.T	S.E.T
τ_u (MPa)	0.947	0.739	0.497	0.459	0.393	0.277
$A_{v\text{ cal}}$ (cm ²)	23.664	23.664	16.277	12.21	8.771	3.116
$A_{v\text{ minl}}$ (cm ²)	6	6	6	6	6	6
A_v adopté (cm ²)	12HA16= 24.13	12HA16= 24.13	12HA14= 18.47	12HA14= 18.47	12HA14= 18.47	12HA14= 18.47
S_t (cm)	Extrémité	10	10	10	10	10
	Milieu	20	20	20	20	20
$A_h\text{ cal/face}$ (cm ²)	6	6	6	6	6	6
$A_h\text{ min/face}$ (cm ²)	1.62	0.92	0.62	0.57	0.49	0.35
A_h adopté/face (cm ²)	12HA8= 6.53	20HA8= 10.05	14HA8= 7.04	14HA8= 7.04	14HA8= 7.04	14HA8= 7.04
S_t (cm)	25	25	25	25	25	25

Tab. V.26. Ferrailage du voile $V_{y3} = 2.5$ m sur toute la hauteur.

Avec :

S.E.C : Section Entièrement Comprimée.

S.P.C : Section Partiellement Comprimée.

S.E.T : Section Entièrement Tendue

- Exemples de schéma de ferrailage du voile ($V_{x1} = 3$ m) Sous-sol :

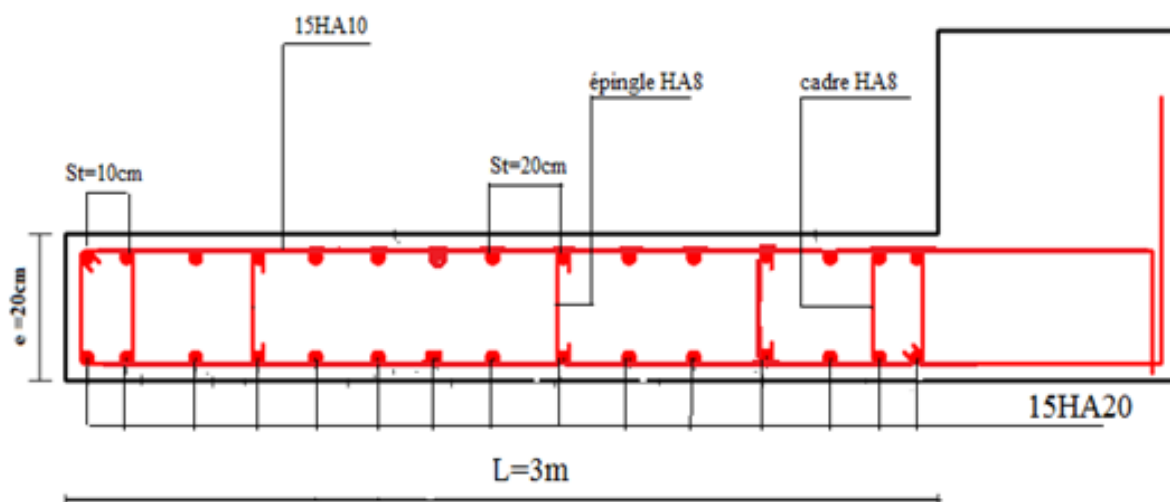


Fig. V.13. Schéma de ferrailage du voile V_{x1} .

Conclusion :

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés.

Les poteaux ont été calculés et ferrailés avec le logiciel SAP 2000/V14.2.2.

Les poutres sont ferrillées avec le minimum du RPA.

Les voiles de contreventement ont été calculées à la flexion composée avec les sollicitations données par le SAP 2000/V14.2.2.

Les ferrailages adoptés respectent les recommandations du RPA99/V2003 et du BAEL91.

Introduction

Les fondations sont les éléments, de l'infrastructure qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol.

Elle constitue un ensemble rigide capable à répondre aux fonctions suivantes :

- Réaliser l'encastrement de la structure.
- Transmettre la totalité des charges apportées par la super structure au sol d'assise.
- Limiter les tassements différentiels et les déplacements horizontaux relatifs des fondations qui pourraient réduire la résistance et la rigidité du système structurale.

VI.1. Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix de type des fondations, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filante et le radier générale et enfin on opte pour le choix qui convient.

D'après le rapport de sol établie par le laboratoire la contrainte de sol est de 1.084 bar.

D'après le **RPA99/V2003(Article10.1.4.1)** les fondations sont dimensionnées selon les combinaisons d'action suivantes :

$$G + Q \pm E \qquad 0.8 \times G \pm E$$

VI.2. Eudes des fondations :

1. Vérification de la semelle isolée :

Les poteaux étant de section carrée, donc on choisit des semelles carrées, la vérification à

faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée

Avec :

N : L'effort normal agissant calculé selon les combinaisons Obtenu par le logiciel SAP2000/V14.

S : Surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol} = 1.084bar$: Contrainte admissible du sol.

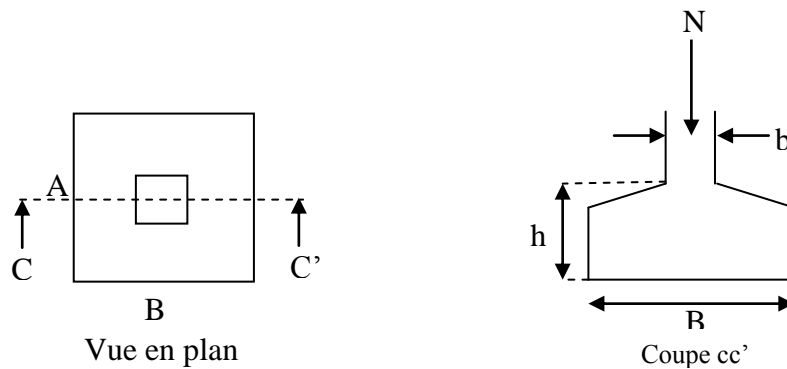


Fig.VI .1. Semelle isolée.

Le poteau le plus sollicité a une section carrée ($a \times b$), donc $S = A \times B$

avec : $a=b$ et $A=B$

$$N = 2938,039 \text{ KN} ; \bar{\sigma}_{sol} = 0.1084 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow A \times A \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \dots A \geq \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{2.938039}{0.1084}} = 5.20 \text{ m}$$

$$A=B=5,20 \text{ m.}$$

La distance entre axes des poteaux dans le sens y varie entre 2.80 m et 5.00 m, donc on remarque qu'il y a un chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

2. Vérification des semelles filantes :

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de cinq poteaux.

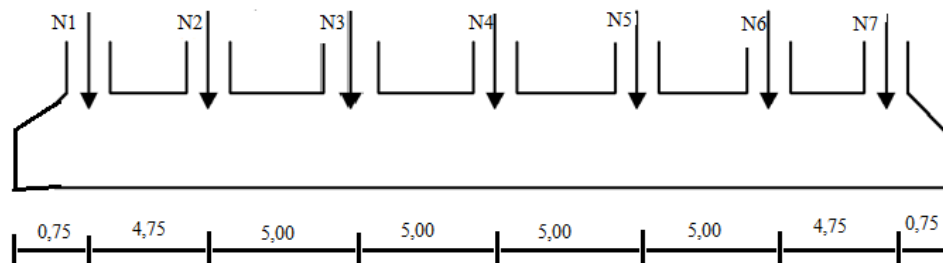


Fig.VI.2. Semelle filante.

Avec:

$$\left. \begin{array}{l} N_1 = 1471,63 \text{KN}; N_2 = 2396,51 \text{KN} \\ N_3 = 2321,51 \text{KN}; N_4 = 2329,58 \text{KN} \\ N_5 = 2329,86 \text{KN}; N_6 = 2394,09 \text{KN} \\ N_7 = 1497,65 \text{KN} \end{array} \right\} \Rightarrow \sum N_i = 14740,83 \text{KN}$$

Poids estimé de la semelle : $N_s = 7 \times 20 \Rightarrow N_s = 140 \text{KN}$

Poids totale de la structure : $N = N_s + \sum N_i = 14880,83 \text{KN}$

$$\text{Donc : } \frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{14880,83}{0,108 \times 31} = 4,44 \text{m}$$

On remarque qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles, donc ce choix ne convient pas.

3. Vérification du radier générale :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisi selon ces trois principales caractéristique :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petite trame).

3.1. Pré dimensionnement :

- **La condition de coffrage :**

La plus grande portée entre deux éléments de contreventement est $L_{\max} = 5,00 \text{m}$

$$\text{Nervure : } h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{500}{10} = 50 \text{cm} \Rightarrow \text{Soit : } h_t = 50 \text{cm}$$

$$\text{Dalle : } h_0 \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{500}{20} = 25 \text{cm} \Rightarrow \text{Soit : } h_0 = 30 \text{cm}$$

- **Vérification de condition de rigidité :**

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e ; \text{ Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

E : module d'élasticité du béton $E = 32164200 \text{KPa}$

I : inertie de la section du radier.

K : coefficient de raideur du sol.

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

Dans notre cas on a un sol moyen donc $K = 4 \text{ Kg/cm}^3 = 4 \cdot 10^4 \text{ KN/m}^3$

b : largeur de radier, on prend une bande de 1 m.

$$\text{On a : } \begin{cases} h_t = 50 \text{ cm} \\ I = 0.01041 \text{ m}^4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} L_e = 2.405 \text{ m} \\ L_{\max} = 5.00 \text{ m} > \frac{\pi}{2} \times L_e = 4.057 \text{ m} \Rightarrow \text{Non vérifiée} \end{cases}$$

On redimensionne les nervures avec $h_t = 90 \text{ cm}$

$$\text{Tel que : } \begin{cases} h_t = 80 \text{ cm} \\ I = 0.04266 \text{ m}^4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} L_e = 3.4225 \text{ m} \\ L_{\max} = 5.00 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \times L_e = 5.3733 \text{ m} \Rightarrow \text{C'est vérifiée} \end{cases}$$

- **La surface du radier :**

$$\frac{N'}{S_{rad}} \leq \overline{\sigma_s} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N'}{\overline{\sigma_s}}$$

$$N' = N_{ser} + P_{radier}$$

Avec :

N_{ser} : Donnée par le SAP2000/V14

P_{radier} : Le poids de radier

$$N' = 58033,85 + 4035,6 = 62069,45 \text{ KN}$$

$$\text{On à la surface du bâtiment est : } S_{bat} = L_x \times L_y \Rightarrow S_{bat} = 29,5 \times 22,80 \Rightarrow S_{bat} = 672,60 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc : } S_{rad} \geq \frac{N'}{\overline{\sigma_s}} = \frac{62069,45 \times 10^{-3}}{0,108} \Rightarrow S_{rad} \geq 574,717 \text{ m}^2$$

$$\text{On opte: } S_{rad} = S_{bat} \Rightarrow S_{rad} = 672,60 \text{ m}^2$$

3.2. Vérifications nécessaires :

- **Vérification au poinçonnement :**

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité, on doit vérifier la condition suivante :

$$Q_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \dots\dots\dots \text{CBA93 (article A.5.2.4.2).}$$

Avec : h: Hauteur total de radier.

μ_c : Périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$\mu_c = (a + b + 2h) \times 2 \Rightarrow \mu_c = (0.7 + 0.7 + 2 \times 0.8) \times 2 \Rightarrow \mu_c = 6m$$

Q_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau le plus sollicité ($Q_u = 2938,039\text{KN}$)

$$\text{Donc : } Q_u = 2938,039\text{KN} < 0,045 \times 6 \times 0,8 \times \frac{25000}{1.5} = 3600 \text{ KN} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte du sol :**

Calcul des contraintes sous le radier :

Sens x-x :

$$\sigma_{\max, \min} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} \pm \frac{M_x Y_G}{I_x}$$

N' : Poids totale de la structure.

$$N' = N_s + P_{\text{radier}}$$

M_Y, M_X : Moments sismique à la base.

D'après le programme SOCOTEC on a les caractéristiques suivantes :

$$I_{xx} = 29137,032\text{m}^4 \text{ et } X_G = 14,75\text{m}$$

$$I_{yy} = 48777,512\text{m}^4 \text{ et } Y_G = 11,40\text{m}$$

$$M_x = 12705,426 \text{ KN.m}; M_y = 12836,998 \text{ KN.m}$$

$$N' = 62069,45 \text{ KN}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{62069,45}{672,600} + \frac{12705,426 \times 11,40}{29137,032} = 97,254 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{62069,45}{672,600} - \frac{12705,426 \times 11,40}{29137,032} = 87,311 \text{ KN} / \text{m}^2$$

σ_{\max} et σ_{\min} sont supérieur a zéro donc répartition trapézoïdale des contraintes, il faut vérifier:

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{sol} \dots\dots\dots \text{DTR BC 2.33.1 (Art 5.541(a))}$$

$$\sigma_m = \left(\frac{3 \times 97,254 + 87,311}{4} \right) \times 10^{-3} = 0,0947 \text{MPa} < \sigma_{sol} = 0,108 \text{MPa}$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens x-x.

Sens y-y:

$$\sigma_{\max, \min} = \frac{N}{S_{radier}} \pm \frac{M_Y X_G}{I_Y}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{62069,456}{672,600} + \frac{12836,99 \times 14,75}{48777,512} = 96,164 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{62069,456}{672,600} - \frac{12836,99 \times 14,75}{48777,512} = 88,401 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_m = \left(\frac{3 \times 96,164 + 88,401}{4} \right) \times 10^{-3} = 0,0942 \text{MPa} < \sigma_{sol} = 0,108 \text{MPa}$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens y-y.

• **Vérification de la stabilité au renversement :**

Selon le RPA99/v2003 (Art : 10.1.5), on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

- Sens x-x : $e = \frac{12705,426}{62069,456} = 0,204 \text{m} < \frac{29,5}{4} = 7,375 \text{m} \dots\dots\dots$ Vérifiée

- Sens y-y : $e = \frac{12705,426}{62069,456} = 0,0858 \text{m} < \frac{22,8}{4} = 5,7 \text{m} \dots\dots\dots$ Vérifiée

Donc il n'y a pas risque de renversement.

• **Vérification de la poussé hydrostatique :**

Il faut assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$

Avec : N : Le poids de la superstructure sans le poids du radier a l'ELU.

F_s : coefficient de sécurité ($F_s = 1.5$).

H : la hauteur d'ancrage du radier (H= 7.02 m).

γ_w : Poids volumique d'eau ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^2$).

58033,85 KN $\geq 1.5 \times 6,7 \times 574,717 \times 10 = 57759,058 \text{ KN}$C'est vérifié.

• **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 f_{c28}; 3 \text{ MPa})$$

On considère une bande de largeur **b = 1ml**.

$$V_u = \frac{N_u \times L_{\max} \times b}{2 \times S_{\text{rad}}} = \frac{58033,85 \times 5,00 \times 1}{2 \times 574,717} = 252,445 \text{ KN}$$

$$d = 0,9 \times h_{\text{rad}} = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{252,445 \times 10^{-3}}{1 \times 0,27} = 0,935 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

3.3. Ferrailage :

3.3.1. La dalle du radier :

Le radier sera calculé comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier de dimension

$L_x = 5 \text{ m}$; $L_y = 5 \text{ m}$, On fait le calcul pour une bande de 1 m.

• **Calcul des sollicitations à l'ELU :**

$$q_u = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \Rightarrow q_u = \frac{79946,123}{672,6} \Rightarrow q_u = 118,861 \text{ KN/m}^2$$

N_u : Effort normal (avec le poids du radier)

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = 1,00 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1,00 \end{cases} \dots\dots\dots \text{(Annexe1)}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 109,352 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 109,352 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moments en travées :
$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 92,95 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 92,95 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moments en appui : $M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x = -54,676 \text{ KN.m}$

Le ferrailage se fera pour une section $(b \times h_r) = (1 \times 0.3) \text{ m}^2$.

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

On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$; $h_r = 30 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $\rho = 1,00$

- En appui : $A_x^{\min} = A_y^{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

- En travée : $\left. \begin{matrix} h_r > 12 \text{ cm} \\ \rho > 0.4 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = 2.4 \text{ cm}^2 \\ A_y^{\min} = 2.4 \text{ cm}^2 \end{cases}$

• **Espacement des armatures :**

- Armatures// L_x : $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(2h; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.
- Armatures// L_y : $S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

On vérifie que $A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \Rightarrow 2.4 \text{ cm}^2 > 0.6 \text{ cm}^2$ C'est vérifiée.

Les résultats du ferrailage calculés sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation	M_t (t.m)	M_a (t.m)	A_t calculée (cm^2)	A_a calculée (cm^2)	A_t adoptée (cm^2)	A_a adoptée (cm^2)
Sens xx	92,95	54,67	7,03	4,09	5HA16 = 10,05	5HA14 = 7,7
Sens yy	92,95	54,67	7,03	4,09	5HA16 = 10,05	5HA14 = 7,7

Tableau VI.01 : Résultats de ferrailage du radier

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

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$.

$$\left. \begin{aligned} V_x &= \frac{q_u \times l_x}{3} = 180 \text{ KN} \\ V_y &= \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{1}{\left(1 + \frac{\rho}{2}\right)} = 108 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \Rightarrow V_{\max} = 108 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{108 \times 10^{-3}}{1 \times 0.25} \Rightarrow \tau_u = 0,432 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié}$$

• **Vérification à l'ELS :**

$$q_s = 86,282 \text{ KN/m}$$

$$\rho = 1 \Rightarrow \nu = 0.2 \Rightarrow \left. \begin{aligned} \mu_x &= 0,0441 \\ \mu_y &= 1,0000 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots \text{(Annexe 1)}$$

$$\left\{ \begin{aligned} M_0^x &= 111,319 \text{ KN.m} \\ M_0^y &= \mu_y \times M_0^x = 111,319 \text{ KN.m} \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} M_t^x &= 0.85 \times M_0^x = 94,621 \text{ KN.m} \\ M_t^y &= 0.85 \times M_0^y = 94,621 \text{ KN.m} \end{aligned} \right.$$

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x = -55,659 \text{ KN.m}$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min(2/3 f_e, 150 \times \eta) = 240 \text{ MPa}$$

Avec :

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

$$I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats de calcul des contraintes qui sont calculées par le programme SOCOTEC sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation	Sens	M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
Travée	xx	94,621	10,05	10,90	4,90	252,5
	yy	94,621	10,05	10,90	4,90	252,5
Appui	xx	55,659	7,7	9,5	3,40	183,2
	yy	55,659	7,7	9,5	3,40	183,2

Tableau VI.2: Vérification des contraintes dans le radier.

On remarque bien que les contraintes dans les aciers de travée suivant les deux sens (xx et yy) ne sont pas vérifiées donc on doit augmenter la section d'acier.

On choisit : $A=6HA16=12,06\text{cm}^2$ pour le sens xx

$A=6HA16=12,06\text{cm}^2$ pour le sens yy

Localisation	Sens	M_{ser} (t.m)	A (cm ²)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
Travée	xx	94,621	12,06	11,8	4,5	221,9
	yy	94,621	12,06	11,8	4,5	221,9

Tableau VI.3 : Vérification des nouvelles contraintes

■ **Espacement des armatures :**

- **Armatures // L_x :** $S_t = 20\text{cm} \leq \min(3 h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$
- **Armatures // L_y :** $S_t = 20\text{cm} \leq \min(4 h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$

7.3) Schéma de ferrailage du radier :

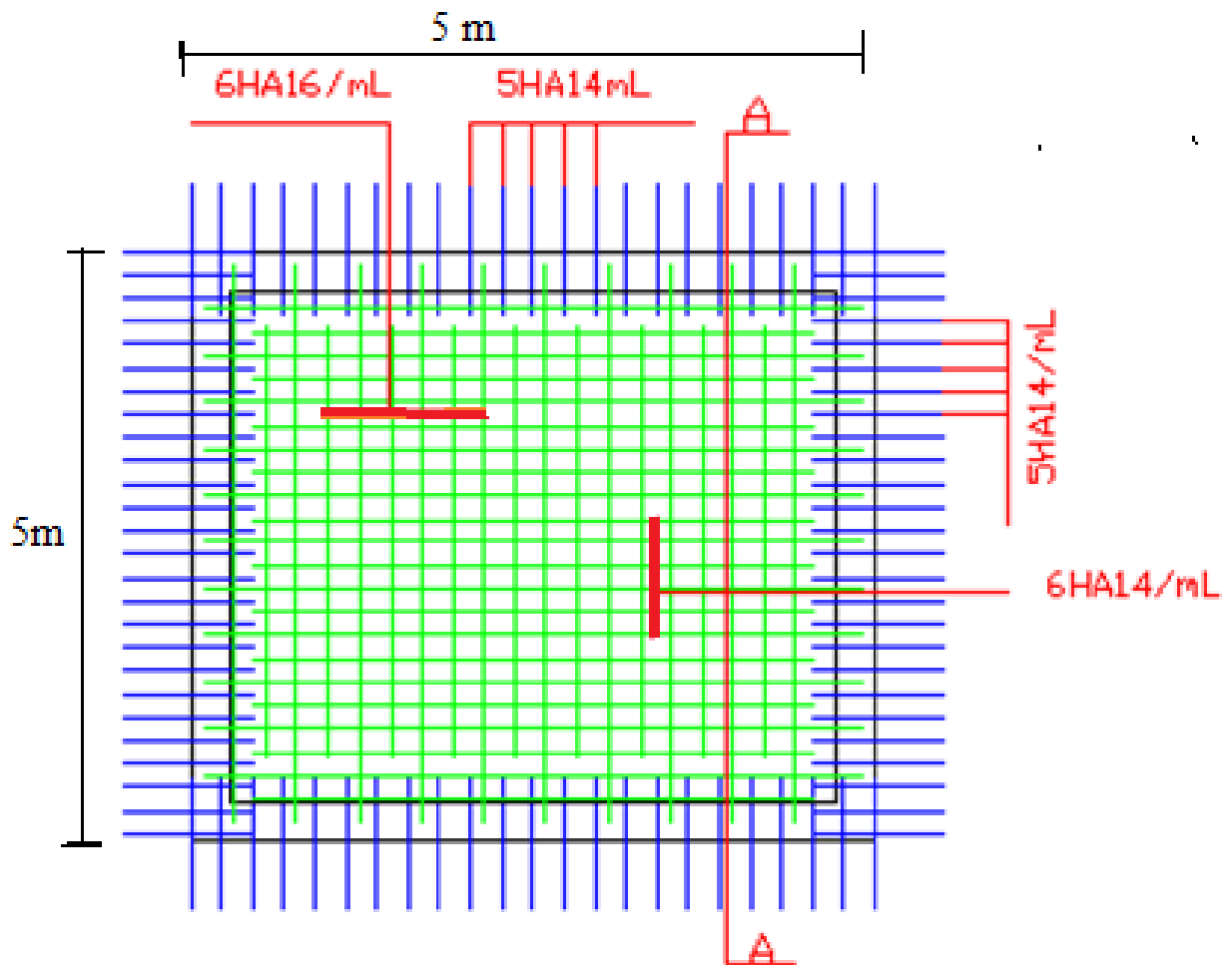


Figure VI.3: Schéma de ferrailage du radier

3.3.2. Calcul des nervures :

- Les sollicitations sur les nervures :

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

La transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

Charge triangulaire : $P = \frac{q_u \times l_x}{3}$ Avec P charge équivalente produisant le même moment

que la charge triangulaire.

Charge trapézoïdale : $P = (1 - \frac{\rho^2}{3}) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$ Avec P charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.

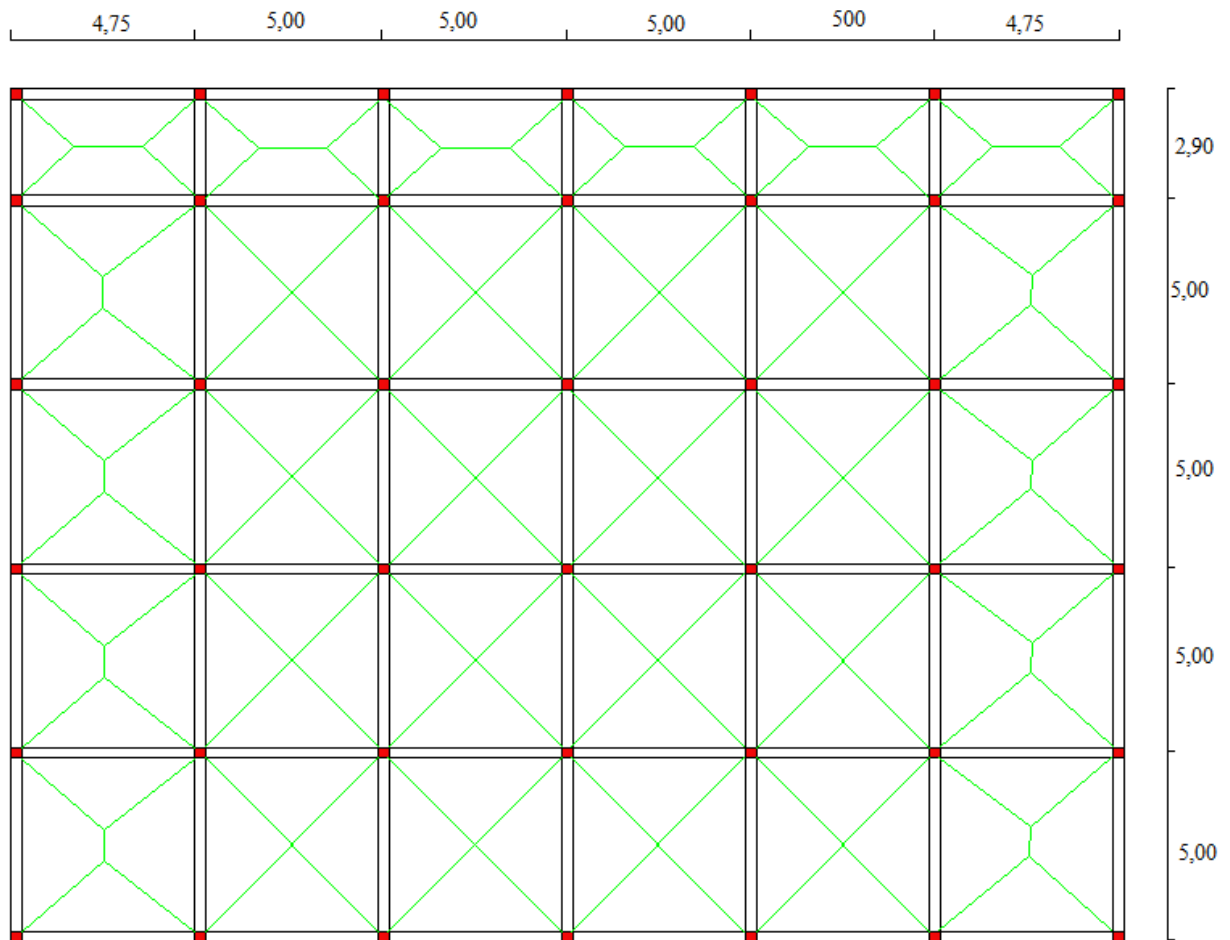


Fig.VI.4. Schéma de rupture de la dalle du radier

On prend deux types de nervures les plus chargées.

$q_u = 118,861 \text{ KN/m}^2$; $q_s = 86,282 \text{ KN/m}$.

• **Calcul des sollicitations :**

Moments aux appuis :

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Avec : Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l & \text{Travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Travée intermédiaire} \end{cases}$

Moments en travée :

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x) \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : Moments sur appuis de gauche et droit respectivement.

$$L'effort tranchant \max : V_{\max} = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l}$$

Sens x-x:

$$P = \frac{q \times l_y}{3}$$

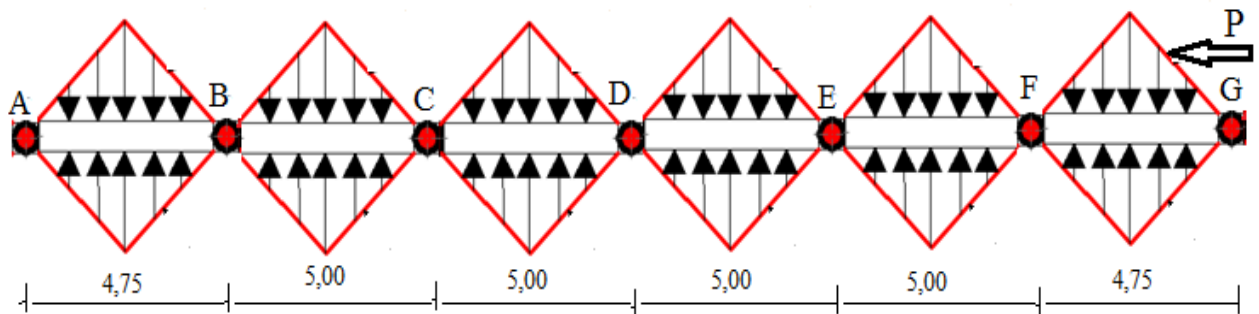


Fig.VI.5. Sollicitations sur la nervure dans le sens x-x.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Travée	l_x (m)	l'_x (m)	P (KN/m)	M_a (KN.m)		X (m)	M_t (KN.m)
				M_g	M_d		
A-B	4,75	4,75	376,392	0	815,115	3,818	866,656
B-C	5,00	4,00	316,962	815,115	596,634	0,162	848,429
C-D	5,00	4,00	316,962	596,634	596,634	2,000	834,356
D-E	5,00	4,00	316,962	596,634	596,634	2,000	834,356
E-F	5,00	4,00	316,962	596,634	815,115	2,460	956,032
F-G	4,75	4,75	376,392	815,115	0	0,556	858,286

Tab.VI.4. Sollicitations de la nervure du radier dans le sens x-x à L'ELU.

Travée	l_x (m)	l'_x (m)	P (KN/m)	M_a (KNm)		X (m)	M_t (KNm)
				M_g	M_d		
A-B	4,75	4,75	273,226	0	591,698	3,818	629,111
B-C	5,00	4	230,085	591,698	433,101	0,162	612,097
C-D	5,00	4	230,085	433,101	433,101	2,000	605,665
D-E	5,00	4	230,085	433,101	433,101	2,000	605,665
E-F	5,00	4	230,085	433,101	591,698	2,460	596,531
F-G	4,75	4,75	273,226	591,698	0	0,556	623,036

Tab.VI.5. Sollicitations de la nervure du radier dans le sens x-x à L'ELS.

Sens y-y:

$$P_2 = \frac{q \times l_y}{3} ; P'_2 = \frac{q \times l_y}{3} ; P = P_2 + P'_2$$

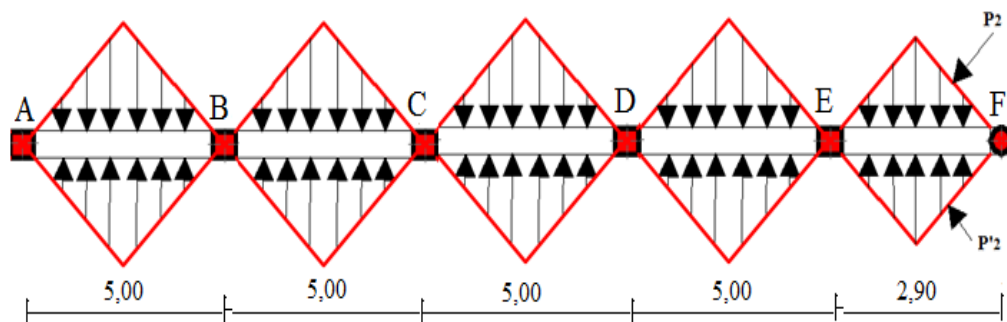


Fig.VI.6. Sollicitations sur la nervure dans le sens y-y.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Travée	l_x (m)	l'_x (m)	P (KN/m)	M_a (KN.m)		X (m)	M_t (KN.m)
				M_g	M_d		
A-B	5,00	5,00	396,203	0	912,561	4,035	967,844
B-C	5,00	4,00	316,962	912,561	596,634	1,335	805,309
C-D	5,00	4,00	316,962	596,634	596,634	2,00	834,356
D-E	5,00	4,00	316,962	596,634	596,633	2,00	834,356
E-F	2,90	2,90	229,797	596,633	0	0,281	837,138

Tab.VI.6. Sollicitations de la nervure du radier dans le sens y-y à L'ELU.

Travée	l_x (m)	l'_x (m)	P (KN/m)	M_a (KN.m)		X (m)	M_t (KN.m)
				M_g	M_d		
A-B	5,00	5,00	287,606	0	662,433	4,035	702,564
B-C	5,00	4,00	230,085	662,433	433,101	1,335	739,378
C-D	5,00	4,00	230,085	433,101	433,101	2,00	605,665
D-E	5,00	4,00	230,085	433,101	320,439	2,00	605,665
E-F	2,90	2,90	166,811	320,439	0	0,281	321,138

Tab.VI.7. Sollicitations de la nervure du radier dans le sens y-y à L'ELS.

• **Ferraillage :**

Le ferraillage se fera pour une section en T en flexion simple.

$h = 80\text{cm}$; $h_0 = 30\text{cm}$; $b_0 = 60\text{cm}$; $d = 75\text{cm}$.

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{500}{10}; \frac{500}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(50; 250)$$

soit : $b_1 = 50\text{cm}$

Donc : $b = b_1 \times 2 + b_0 = 160\text{cm}$

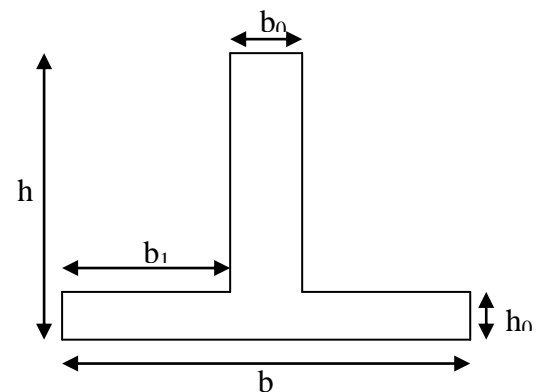


Fig.VI.7. Section à ferrailer

Les résultats de ferraillage sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Sens	Localisation	M_u (KN.m)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{adopté}$ (cm^2)
x-x	Travée	956,032	33,080	17,25	8HA20+8HA16 = 41,21
	Appui	815,115	28,204	17,25	16 HA16=32,17
y-y	Travée	967,844	33,489	17,25	8HA20+8HA16 = 41,21
	Appui	912,561	31,576	17,25	16 HA16=32,17

Tab.VI.8. Résumé des résultats de ferraillage des nervures.

- **Vérifications :**

A l'ELU :

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

Sens x-x:

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} < \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 2.5MPa$$

$$\tau_u = \frac{1094,50 \times 10^{-3}}{1,6 \times 0,75} = 0,912MPa < 2,5MPa \dots\dots\dots C'est vérifié$$

Sens y-y:

$$\tau_u = \frac{1514,33 \times 10^{-3}}{1,6 \times 0,75} = 1,262MPa < 2,5MPa \dots\dots\dots C'est vérifié$$

A l'ELS :

- **État limite de compression du béton :**

Il faut vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa. \\ \sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (y - d) \leq \bar{\sigma}_s = 240MPa. \end{array} \right.$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Sens		M (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
x-x	Travée	629,111	25.958	4115705.02	3,967	256.338	Non vérifiée
	Appui	591,698	22.053	3021318.63	4,318	264.309	Non vérifiée
y-y	Travée	739,378	27.709	4653886.1	4,402	264.329	Non vérifiée
	Appui	662,433	26.328	3929164.55	5,438	250.938	Non vérifiée

Tab.VI.9. Vérification des contraintes des nervures du radier.

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section d'acier.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous:

Sens		Nouvelle section As (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
x-x	Travée	5(HA25+HA20+HA16)=50.3	27.709	4653886.104	7.314	226.828	Vérifiée
	Appui	5(HA25+HA20+HA16)=50.3	24.138	3587105.141	5.691	215.247	Vérifiée
y-y	Travée	5HA25+10HA20=55.96	28.774	4994974.32	7.997	234.394	Vérifiée
	Appui	5(HA25+HA20+HA16)=50.3	26.563	4298385.802	6.807	224.636	Vérifiée

Tab.VI.10. Vérification des contraintes de la dalle du radier après Redimensionnement de la section d'acier.

On remarque que toutes les contraintes sont vérifiées.

- **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(22,85\text{mm}; 60\text{mm}; 25\text{mm}) = 22,85\text{mm} \quad ; \text{ Soit : } \phi_t = 10\text{mm}$$

- **Espacement des aciers transversaux :**

$$S_t \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{0.8 \times 3.14 \times 400}{60 \times (1,262 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 15.019\text{cm}$$

$$S_t \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(76.5; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 40\text{cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{3.14 \times 400}{0.4 \times 60} \Rightarrow S_t \leq 52.33\text{cm}$$

On prend $S_t = 10\text{cm}$ en zone nodale et 15cm en travée.

Schémas de ferrailage des nervures :

Sens x-x :

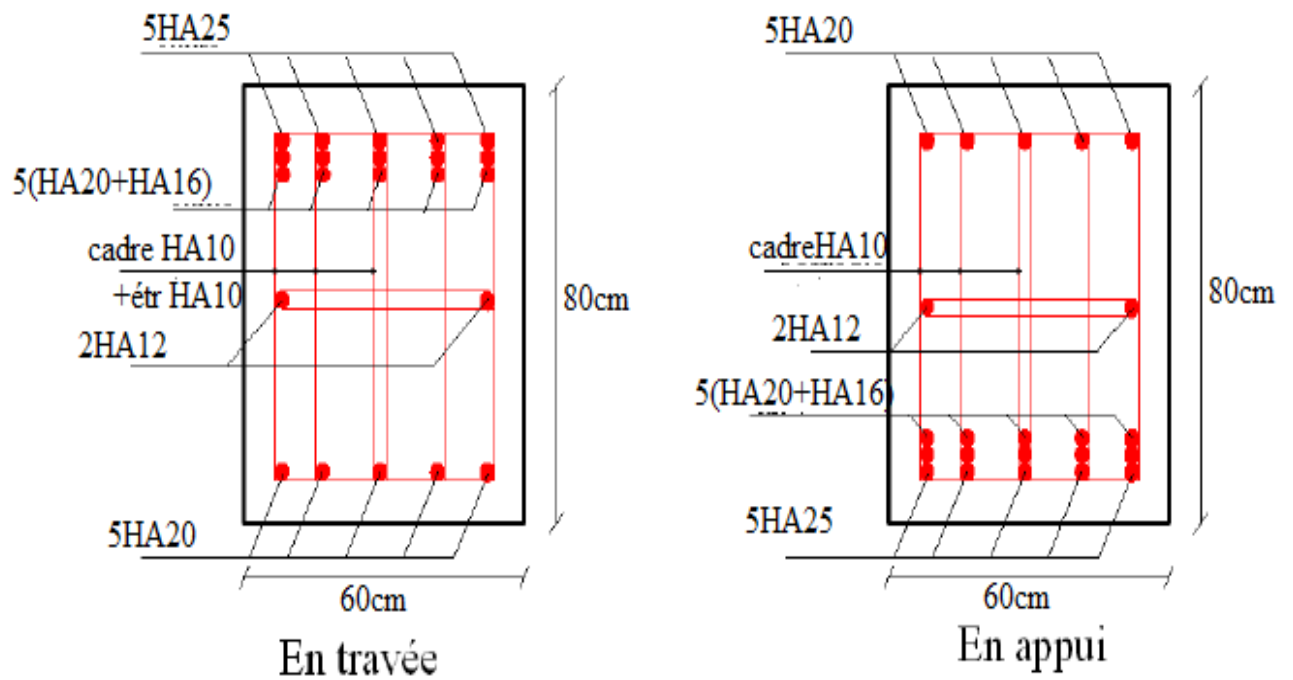


Fig.VI.8. Schéma de ferrailage des nervures (x-x)

Sens y-y :

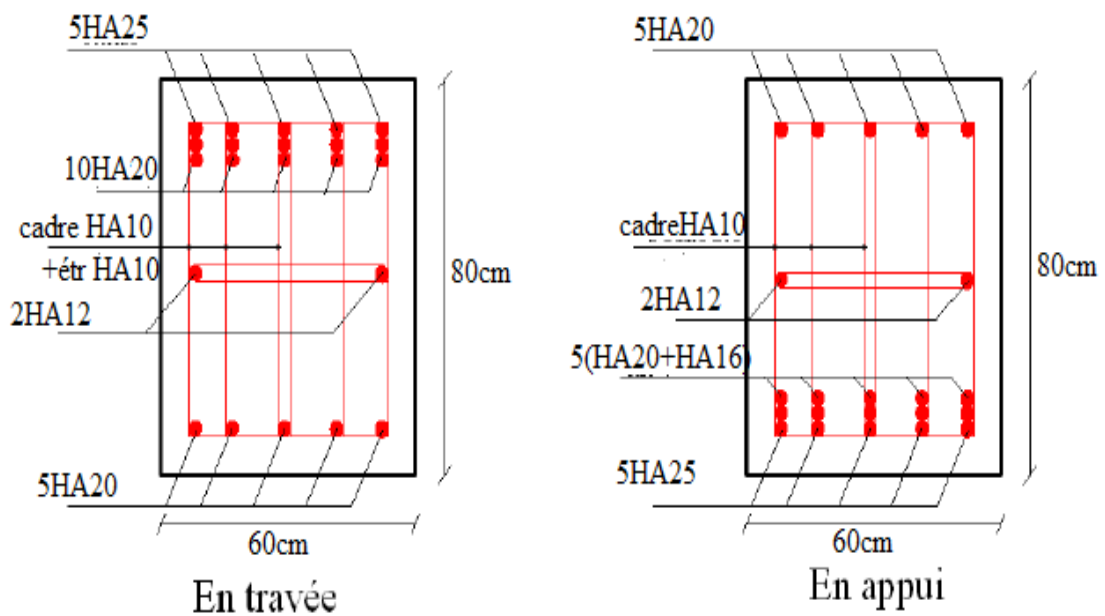


Fig.VI.9. Schéma de ferrailage des nervures (y-y)

VI.3. Etude du voile périphérique :

Introduction :

Selon le RPA 99/Version 2003, les ossatures au dessous de la base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimale suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1%(b×h) dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- **Dimensionnement des voiles :**
 - La hauteur h= 2,90m
 - La longueur L=5,00m
 - L'épaisseur e=20cm
- **Caractéristiques du sol :**
 - Le poids spécifique : $\gamma = 21.5 \text{ KN/m}^3$
 - L'angle de frottement : $\varphi = 11^\circ$
 - La cohésion : $c = 4,3 \text{ KN/m}^2$
- **Evaluation des charges et surcharges :**

Le voile périphérique est soumis a :

- **La poussée des terres :** $G = \gamma \times h \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \times c \times \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

$$G = 21.5 \times 2,90 \times \text{tg}^2\left(\frac{180}{4} - \frac{11}{2}\right) - 2 \times 4.3 \times \text{tg}\left(\frac{180}{4} - \frac{11}{2}\right) = 35,279 \text{ KN} / \text{m}^2$$

- **Surcharge accidentelles :** $q = 10 \text{ KN/m}^2$

$$Q = q \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 10 \text{tg}^2\left(\frac{180}{4} - \frac{11}{2}\right) = 6,795 \text{ KN} / \text{m}^2$$

- **Ferraillage du voile :**

Le voile sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

A L'ELU :

$$\sigma_{\max} = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 35,279 + 1.5 \times 6,795 = 57,82 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = 1.5 \times Q = 1.5 \times 6,795 = 10,19 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 45,912 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ml} = 45,912 \text{ KN} / \text{m}$$

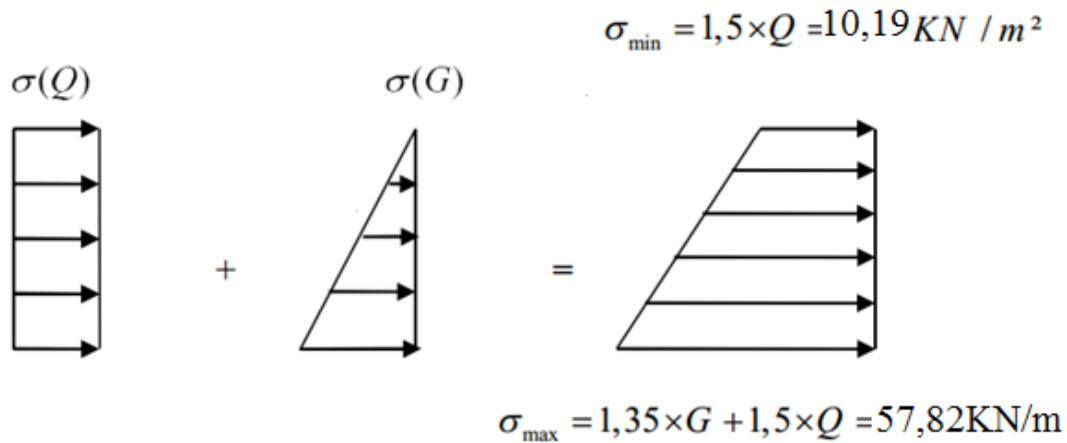


Fig.VI.10. Répartition des contraintes sur le voile périphérique.

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$b=100\text{cm}$, $L_x=2,90\text{m}$, $L_y=5,00\text{m}$, $e=20\text{cm}$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,90}{5,00} = 0,58 > 0,4$ La dalle porte les deux sens (L_x et L_y)

$\rho = 0,58 \Rightarrow ELU : \mu_x = 0,0851$, $\mu_y = 0,2703$ Annexe 1

$M_{0x} = \mu_x \times l_x^2 \times q_u$; $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0x} = 0,0851 \times 2,90^2 \times 45,912 = 23,51 \text{KN.m} \\ M_{0y} = 0,2703 \times 23,51 = 6,35 \text{KN.m} \\ M_{tx} = 0,85 \times M_{0x} = 19,983 \text{KN.m} \\ M_{ty} = 0,85 \times M_{0y} = 5,397 \text{KN.m} \\ M_a = 0,3 \times M_{0x} = 7,053 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

$A_{\min} = 0,1\% \times b \times h$ Condition exigée par le RPA

$A_{\min} = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2\text{cm}$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)
Travée x-x	19,983	0.074	0.096	0.129	4.25	2	4HA12= 4.52
Travée y-y	5,397	0.021	0.026	0.133	1.16	2	4HA8= 2.01
Appuis	7,053	0.0438	0.056	0.132	2.46	2	4HA10= 3.14

Tab.VI.11. Section des armatures du voile périphérique.

- **Espacement des armatures :**

Sens x-x: $S_t \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$; on adopte $S_t = 20\text{cm}$.

Sens y-y : $S_t \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$; on adopte $S_t = 20\text{cm}$.

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

$$V_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{45,912 \times 5,00}{2} = 114,78 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{114,78 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0,637 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{MPa}) = 2.5 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Fissuration nuisible.}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

A L'ELS :

$$\sigma_{\max} = G + Q = 35,279 + 6,795 = 42,074 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\min} = Q = 6,795 \text{KN} / \text{m}^2 \quad ; \quad \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 33,254 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ml} = 33,254 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \mu_x = 0,0897 \\ \mu_y = 0,4456 \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{Annexe 1}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0x} = 0,0897 \times 2,90^2 \times 33,254 = 25,086 \text{KN.m} \\ M_{0y} = 0,4456 \times 25,086 = 11,178 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 \times M_{0x} = 21,323 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,85 \times M_{0y} = 9,501 \text{ KN.m} \\ M_a = 0,3 \times M_{0x} = 7,525 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Vérification des contraintes :**

La fissuration est considérée nuisible. On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Dans le béton}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min(1,5 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}})$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Dans l'acier}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Sens	M (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observations
Travée x-x	21,323	6,49	263,09	Non vérifiée
Travée y-y	9,501	4,61	152,41	Vérifiée
Appuis	7,525	1,47	124,72	Vérifiée

Tab.VI.12. Vérification des contraintes.

La contrainte de l'acier dans le sens x-x n'est pas vérifiée donc on augmente la section des armatures, on opte à nouveau $A_{tx} = 6 \text{ HA}12 = 6,79 \text{ cm}^2$.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Sens	M (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observations
Travée x-x	21,323	5,852	171,025	vérifiée

Donc les sections de ferrailage adoptées sont :

En travée : Sens x-x : 6 HA12

En appui : 4 HA10

Sens y-y : 4 HA8

- Schéma de ferrailage du voile périphérique :

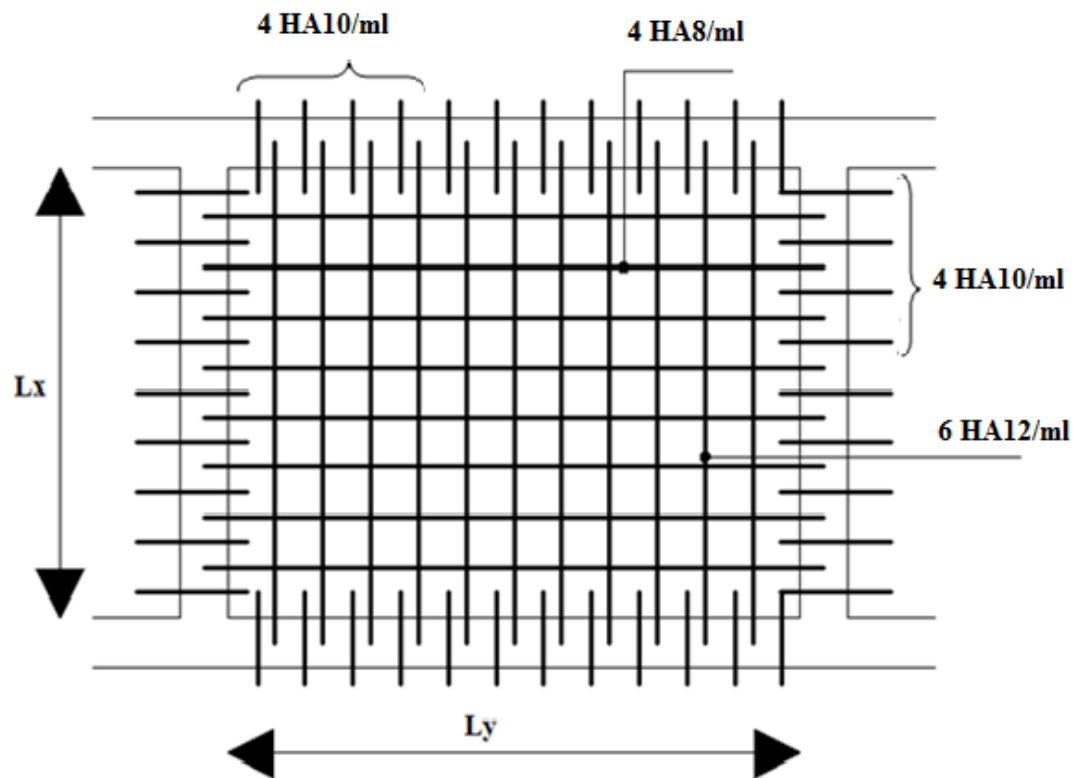


Fig.VI.11. Schéma de ferrailage du voile périphérique

Conclusion générale

Ce projet constitue pour nous une première expérience, il nous a permis d'exploiter et d'approfondir nos connaissances théoriques acquises durant le cursus universitaire et d'appliquer les différentes techniques, ainsi que les concepts et les règlements en vigueur.

A l'issue de ce travail on a pu tirer les conclusions suivantes :

- L'irrégularité en plan et en élévation de notre structure ainsi que les contraintes architecturales rendent difficile la recherche d'un bon comportement dynamique (disposition des voiles).
- Un bon comportement dynamique de la structure dépend essentiellement de la bonne disposition des voiles afin d'éviter la torsion en premier et en deuxième mode de déformation.
- La vérification de l'effort normal réduit conduit à une augmentation des sections des poteaux.
- Les poteaux sont ferrillés avec les sollicitations données par le SAP 2000 V14.2.2.
- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (Effet P- delta).
- La vérification des moments résistants au niveau des nœuds tant à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.
- La structure ne peut pas être conçue ou réalisée sans une connaissance géotechnique du sol dont le but de choisir le type de fondation appropriée à notre structure.
- L'utilisation des logiciels (SAP2000 V14.2.2, et quelques programmes de calcul) nous a permis de faciliter les calculs.
- Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux, et leur mise en œuvre. Une construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requise par le règlement en vigueur.

Enfin, notre souhait le plus chère est de voir notre travail servir pour les futures promotions.

Bibliographie

- [1] : BAEL91 modifié 99 .
- [2] : R.P.A 99/ version2003 (Règles Parasismiques Algériennes : DTR BC 2.48 , 1999/ver2003)
- [3] : C.B.A93 (Code du béton armé DTR-BC 2.41,1993)
- [4] : Calcul des ouvrages en béton armé (PIERRE CHARON). (2008).
- [5] : Calcul des ouvrages en béton armé (règles CBA 93 RPA2003) (YACINE CHERAIT). (2008)
- [6] : Génie parasismique: conception et dimensionnement des bâtiments par Pierino Lestuzzi, Marc Badoux. (Mai 2008)
- [7] : Conception et calcul des structures soumises aux séismes (M.DIVERS).
- [8] : DTR B.C.2.33.1 (Règle de calcul des fondations superficielles. édition 1992)
- [9] : DTR B.C.2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation. Edition 1989)

Autres documents consultés :

Cahier de cours de cursus.

Mémoires de fin d'études.

Logiciels utilisés :

SAP 2000/Version 14

SOCOTEC

Autocade 2010.

Annexe 1

Flexion simple : Section rectangulaire

Calcul à l'ELU

$$M_U, b, d, f_{c28}$$

$$f_e, f_{bu}, d'$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b * d * f_{bu}}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s}$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 * \varepsilon_1}$$

$$\mu_1 = 0.8 * \alpha_1 * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_1$$

NON

OUI

$$A' \neq 0$$

$$A' = 0$$

$$\varepsilon_{sc} = \left(\frac{3.5}{1000} + \varepsilon_1 \right) * \frac{d - d'}{d} - \varepsilon_1$$

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

$$\varepsilon_{sc} < \varepsilon_1$$

$$z = d * (1 - 0.4 * \alpha)$$

NON

OUI

OUI

NON

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = f_{sc}$$

$$f_{st} = E_s * \varepsilon_s$$

$$\mu_{bu} \leq 0.186$$

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\varepsilon_s = \frac{3.5}{1000} * \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$z_1 = d * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$M_1 = \mu_1 * b * d^2 * f_{bu}$$

$$A'_s = (M_U - M_1) / ((d - d') * f_{st})$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A_s = \frac{M_U}{z * f_{st}}$$

$$A = \left(\frac{M_1}{z_1} + \frac{M_U - M_1}{d - d'} \right) * \frac{1}{f_{st}}$$

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Annexe 2

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0956	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.4065	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 3

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u * v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension $Lx * Ly$

Avec $Lx < Ly$.

$$\rho = 0.5$$

		u/lx											
		v/ly	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M₁	0.0	/	0.270	0.222	0.189	0.167	0.150	0.134	0.122	0.111	0.101	0.092	
	0.1	0.300	0.245	0.210	0.183	0.164	0.147	0.132	0.120	0.109	0.099	0.090	
	0.2	0.247	0.219	0.194	0.172	0.156	0.140	0.128	0.116	0.106	0.097	0.088	
	0.3	0.212	0.193	0.176	0.160	0.143	0.133	0.122	0.110	0.102	0.093	0.085	
	0.4	0.188	0.147	0.160	0.147	0.135	0.124	0.114	0.104	0.096	0.088	0.080	
	0.5	0.168	0.156	0.145	0.134	0.124	0.114	0.105	0.097	0.089	0.081	0.075	
	0.6	0.152	0.142	0.132	0.123	0.114	0.105	0.098	0.090	0.083	0.075	0.068	
	0.7	0.137	0.128	0.119	0.111	0.103	0.096	0.088	0.082	0.075	0.068	0.064	
	0.8	0.123	0.116	0.108	0.100	0.093	0.087	0.081	0.074	0.068	0.063	0.058	
	0.9	0.112	0.105	0.098	0.092	0.086	0.079	0.073	0.067	0.063	0.058	0.053	
	1.0	0.102	0.096	0.090	0.083	0.078	0.072	0.066	0.062	0.057	0.053	0.048	
Valeur de M₂	0.0	/	0.270	0.222	0.194	0.172	0.154	0.141	0.126	0.113	0.103	0.093	
	0.1	0.153	0.150	0.140	0.131	0.121	0.121	0.104	0.097	0.089	0.080	0.073	
	0.2	0.088	0.097	0.094	0.090	0.087	0.082	0.077	0.072	0.066	0.060	0.055	
	0.3	0.068	0.068	0.067	0.065	0.062	0.059	0.057	0.053	0.048	0.045	0.040	
	0.4	0.050	0.049	0.048	0.047	0.046	0.044	0.042	0.039	0.037	0.034	0.031	
	0.5	0.038	0.038	0.037	0.036	0.035	0.034	0.033	0.030	0.028	0.027	0.024	
	0.6	0.029	0.029	0.028	0.028	0.027	0.027	0.026	0.024	0.023	0.020	0.019	
	0.7	0.024	0.024	0.023	0.023	0.023	0.022	0.020	0.019	0.018	0.017	0.015	
	0.8	0.020	0.019	0.019	0.018	0.018	0.017	0.016	0.015	0.014	0.013	0.013	
	0.9	0.017	0.017	0.016	0.016	0.015	0.014	0.014	0.013	0.012	0.011	0.010	
	1.0	0.014	0.014	0.013	0.013	0.012	0.012	0.011	0.011	0.010	0.010	0.009	