

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur Et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA- Bejaia
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études
Mémoire de fin d'études

En Vue de l'Obtention du Diplôme de Master 2 en génie civil
Option : Matériaux et Structures

Thème :

**Etude d'un bâtiment (R+13) à usage d'habitation et commercial
contreventé par un système mixte
(Voiles – Portiques)**

Présenté par :

Melle. YATA LYNDA
Melle. ABOUT ZOULYKHA

Promoteur :

Mr. BRARA. A

Jury:

Mme. SOUIDI
Mme. MEZIANI

Promotion 2011-2012

Remerciements

Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos vifs

remerciements :

Avant tous, nous remercions ALLAH le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

A nos familles : qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.

A M^{er} A. BRARA : notre promoteur, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.

Aux membres de jury : pour avoir accepté de juger notre travail.

A M^{er} BALOUL : pour son bon accueil au sein de son bureau d'étude.

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

liste des figures

FigI.1 : Diagramme contrainte- déformation de béton à l'ELU	11
FigI.2 : Diagramme contrainte–déformation de béton à l'ELS	12
Fig I.3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier à l'ELU	14
FigI.4 : Diagramme des efforts limites de la section	17
FigII.1 : Plancher à corps creux	18
FigII.2 : Schéma de dispositions des poutrelles	19
Fig II.3 : Schéma d'une poutrelle.	20
FigII.4 : Schéma des dalles pleines	21
Fig II.5 : Détail d'un acrotère	22
Fig II.6 : Détail d'un escalier	22
Fig II.7 : Schéma de l'escalier	23
Fig II.8 .Schéma statique de l'escalier	23
Fig II.9 : Hauteur libre d'étage	26
Fig II.10 : surface afférente des poteaux	30
Fig III.1 : Les différents types des poutrelles	41
Fig III.2 : Evaluation des efforts tranchants (a, b)	44
Fig III.3 : Schéma de ferrailage des poutrelles de RDC	65
Fig III.4 : Schéma de ferrailage des poutrelles d'étages courants	65
Fig III.5 : Schéma de ferrailage des poutrelles de la terrasse	66
Fig III.6 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression	67
Fig III.7 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage	72
Fig III.8 : Schéma statique de l'acrotère	73
Fig III.9 : Schéma de ferrailage de l'acrotère	79
Fig III.10 : Dalle sur quatre appuis	80
Fig III.11 :L'ascenseur	85
Fig III.12 : Schéma de ferrailage de la dalle du locale des machines	91
Fig III.13 :Dalle sur 2 appuis	91
Fig III.14 : Schéma de ferrailage d'une dalle sur 2 appuis	96

Fig III.15 : Dalle sur 2 appuis	96
Fig III.16 : Schéma de ferrailage d'une dalle sur 2 appuis	100
Fig. III.17 : Dalle sur 3 appuis	101
Fig. III.18 : Schéma de ferrailage d'une dalle sur 3 appuis	105
Fig. III.19 : Dalle sur 2 appuis	105
Fig. III.20 : Schéma de ferrailage d'une dalle sur 3 appuis	109
Fig. III.21 : Dalle sur 3 appuis	110
Fig. III.22 : Schéma de ferrailage d'une dalle sur 3 appuis	114
Fig. III.23 : Dalle sur 3 appuis	115
Fig. III.24 : Schéma de ferrailage d'une dalle sur 3 appuis	119
Fig. III.25 : Schéma statique de l'escalier étage courant	120
Fig. III.26 : Schéma statique avec chargement	120
Fig III.27 : Schéma de ferrailage de l'escalier	124
Fig. III.28 : Schéma de ferrailage de la poutre palier	128
Fig. III.29 : Schéma de ferrailage d'une dalle sur 4 appuis	132
Fig. IV.1 . Disposition des voiles	140
Fig. IV.2 : 1 ^{er} mode translation selon y-y	142
Fig. IV.3 : 2 ^{ème} mode translation selon x-x	142
Fig. IV.4 : Rotation selon z-z	143
Fig. V.1 : Zone nodale	149
Fig. V.2 . Section d'un poteau	153
Fig. V.3 : Schéma de ferrailage des poteaux (RDC, 1 ^{er} et 2 ^{ème}) étage	155
Fig. V.4 : Schéma de ferrailage des poteaux (3, 4 et 5 ^{ème}) étage	155
Fig. V.5 : Schéma de ferrailage des poteaux (6, 7 et 8 ^{ème}) étage.	156
Fig. V.6 : Schéma de ferrailage des poteaux (9, 10, 11 ^{ème}) étage	156
Fig. V.7 : Schéma de ferrailage des poteaux 12, 13 ^{ème} étage	156
Fig V.8 : Poutres principales de RDC et étages courants (travée)	162
Fig V.9 : Poutres principales de RDC et étages courants (appuis)	162
Fig V.10 : Poutres secondaire de RDC et étages courants (travée)	163
Fig V.10 : Poutres secondaire de RDC et étages courants (appuis)	163
Fig V.11 : Schéma d'un voile plein	167
Fig. V.12 : Schéma de ferrailage du voile	179
Fig VI.1 : Vue d'une semelle isolée	181
Fig VI.2 : Semelle filante	182
Fig. VI.3 : Semelle filante et poutre de rigidité	185
Fig VI.4 : Vue d'une semelle isolée	186
Fig VI.5 : Semelle filante	187
Fig VI.6 : Présentation de zone d'impacte de la charge concentrée	189
Fig VI.7 : Schéma de ferrailage du radier	195
Fig VI.8 : Section à ferrailer	198

Fig VI.9: *Ferraillage des nervures*

200

Fig VI.10 : *Schéma de ferraillage du voile périphérique.*

204

liste des tableaux

Tab I.1 : <i>Caractéristiques mécaniques des aciers</i>	13
Tab I.2 : <i>L'enrobage des armatures</i>	15
Tab II.1 : <i>Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible</i>	27
Tab II.2 : <i>Evaluation des charges dans le plancher d'étage courant</i>	27
Tab II.3 : <i>Evaluation des charges dans les dalles pleines (balcon)</i>	28
Tab II.4 : <i>Evaluation des charges dans les murs extérieurs</i>	28
Tab II.5 : <i>Evaluation des charges dans les murs intérieurs</i>	28
Tab II.6 : <i>Evaluation des charges de la paillasse</i>	29
Tab II.7 : <i>Evaluation des charges de palier</i>	29
Tab II.9 : <i>Evaluation de la surcharge (Q) :C-2</i>	30
Tab II.10 : <i>Descente de charge du poteau C-2</i>	30
Tab. II.11 : <i>Evaluation de la surcharge (Q):C-3</i>	33
Tab. II.12 : <i>Descente de charge du poteau C-3</i>	33
Tab. II.13 : <i>Vérification des conditions de RPA</i>	39
Tab. III.1 : <i>Sollicitation à l'ELU des différents types de poutrelles</i>	53
Tab.III.2: <i>Récapitulation de ferrailage des poutrelles</i>	65
Tab.III.3: <i>Calcul de l'acrotère</i>	73
Tab.III.4: <i>Le ferrailage de la dalle de locale des machines</i>	81
Tab III.5 : <i>Tableau de ferrailage de la dalle de local des machines</i>	87
Tab. III.6 : <i>Récapitulatif des résultats des contraintes</i>	90
Tab. III.7: <i>Ferrailage de la dalle sur deux appuis.</i>	98
Tab. III.8: <i>Ferrailage de la dalle sur trois appuis</i>	102
Tab. III.9 : <i>Ferrailage de la dalle sur trois appuis</i>	107
Tab. III.10: <i>Ferrailage de la dalle sur trois appuis.</i>	111
Tab III.11: <i>Ferrailage de la dalle sur trois appuis</i>	116
Tab. III.12 : <i>Résumé des résultats de ferrailage de l'escalier</i>	121
Tab. III.13 : <i>Résumé des résultats de ferrailage de la poutre palier</i>	126
Tab III.14: <i>Résumé de ferrailage de la dalle sur quatre appuis</i>	130
Tab. IV.1 : <i>Résumé des résultats des caractéristiques de la structure</i>	138
Tab IV.2. <i>Résumé des résultats des nœuds maitres</i>	139
Tab IV.3 : <i>Vérification de l'effort tranchant à la base</i>	140
Tab. IV.4 : <i>Période et taux de participation.</i>	141
Tab. IV.5 : <i>Charges verticales reprises par les portiques et voiles</i>	144
Tab. IV.7 : <i>Charges horizontales reprises par les portiques et voiles</i>	144

Tab. IV.8 : <i>Vérification de l'effort normal réduit</i>	145
Tab. IV.9 : <i>Vérification des déplacements</i>	146
Tab IV.10. <i>Vérification a L'effet P-Δ</i>	147
Tab. V.1: <i>armatures longitudinales minimal et maximal des poteaux selon le RPA</i>	149
Tab. V.2: <i>Sollicitations dans les poteaux</i>	150
Tab. V.3 : <i>Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux</i>	151
Tab. V.4 : <i>Sections des armatures transversales dans les poteaux</i>	151
Tab. V.5 : <i>Justification de l'effort normal ultime</i>	153
Tab. V.6 : <i>Vérification des contraintes dans le béton</i>	154
Tab. V.7 : <i>Vérification des contraintes tangentielles</i>	155
Tab. V.8 : <i>Les armatures longitudinales dans les poutres</i>	158
Tab. V.9 : <i>Vérification des contraintes tangentielles</i>	160
Tab. V.10 : <i>Vérification au cisaillement</i>	161
Tab. V.11 : <i>Vérification de l'état limite de compression du béton</i>	161
Tab. V.12 : <i>Moments résistants dans les poteaux</i>	164
Tab. V.13 : <i>Moments résistants dans les poutres</i>	164
Tab. V.14 : <i>Vérification des zones nodales</i>	165
Tab. V.15: <i>Sollicitations de calcul dans le voile V_{x1} dans tous les niveaux</i>	169
Tab. V.16 : <i>Sollicitations de calcul dans le voile V_{x2} dans tous les niveaux</i>	169
Tab. V.17 : <i>Sollicitations de calcul dans le voile V_{x3} dans tous les niveaux</i>	170
Tab. V.18: <i>Sollicitations de calcul dans le voile V_{x4} dans tous les niveaux</i>	171
Tab.V.19: <i>Sollicitations de calcul dans le voile V_{x5} dans tous les niveaux</i>	171
Tab. V.20 : <i>Sollicitations de calcul dans le voile V_{x6} dans tous les niveaux</i>	172
Tab. V.21 : <i>Sollicitations de calcul dans le voile V_{x7} dans tous les niveaux</i>	173
Tab. V.22 : <i>Sollicitations de calcul dans le voile V_{y1} dans tous les niveaux</i>	174
Tab V.23 : <i>Sollicitations de calcul dans le voile V_{y2} dans tous les niveaux</i>	174
Tab V.24 : <i>Sollicitations de calcul dans le voile V_{y3} dans tous les niveaux</i>	175
Tab.V.25 : <i>Sollicitations de calcul dans le voile V_{y4} dans tous les niveaux</i>	176
Tab.V.26: <i>Sollicitations de calcul dans le voile V_{y5} dans tous les niveaux</i>	176
Tab.V.27 : <i>Sollicitations de calcul dans le voile V_{y6} dans tous les niveaux</i>	177
Tab.V.28 : <i>Sollicitations de calcul dans le voile V_{y7} dans tous les niveaux</i>	178
Tab V.29 : <i>Sollicitations de calcul dans le voile V_{y8} dans tous les niveaux</i>	178
Tab VI.1 : <i>calcul des sollicitations de la poutre de rigidité</i>	184
Tab VI.2 : <i>le ferrailage de la poutre de rigidité</i>	184
Tab VI.3 : <i>Vérification des contraintes dans la poutre de rigidité</i>	184
Tab VI.4: <i>résumé de ferrailage de la dalle de radier</i>	192
Tab VI.5 : <i>Vérification des contraintes</i>	194
Tab VI.6 : <i>Vérification des contraintes nouvelles</i>	194
Tab VI.7 : <i>Sollicitations de la nervure dans le sens longitudinal</i>	197
Tab VI.8 : <i>Sollicitations de la nervure dans le sens transversal</i>	198
Tab VI.9: <i>Résumé des résultats de ferrailage</i>	199
Tab VI.10 : <i>Résumé des résultats des contraintes</i>	199

liste des symboles

La signification des notations est la suivante :

E : Séisme

G : Charges permanentes

Q : Action variables quelconque.

S : Action dues à la neige.

W : Action dues au vent.

A_s : Aire d'un acier.

B : Aire d'une section de béton.

E : Module d'élasticité longitudinal.

E_b : Module de déformation longitudinale du béton.

E_i : Module de déformation instantanée.

E_{fl} : Module de déformation sous fluage.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_v : Module de déformation différée (E_{vj} pour un chargement appliqué à l'âge de j jours).

F : Force ou action en général.

I : Moment d'inertie.

L : Longueur ou portée.

M : Moment en général.

M_g : Moment fléchissant développé par les charges permanente.

M_q : Moment fléchissant développé par les charges ou actions variable.

N : force de compression en général.

a : Une dimension (en générale longitudinal).

b : Une dimension (largeur d'une section).

b₀ : Epaisseur brute de l'âme de la poutre.

d : Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.

d : Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée.

e : Excentricité d'une résultante ou effort par rapport au centre de gravité de la section comptée positivement vers les compressions.

f : Flèche.

f_e : Limite d'élasticité.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton a l'age j jours.

F_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton a l'age j jours.

F_{c28} et f_{t28} : Grandeurs précédentes avec j=28j.

g : Densité des charges permanentes.

h₀ : Epaisseur d'une membrure de béton.

h : Hauteur totale d'une section.

i : Rayon de giration d'une section de B A.

j : Nombre de jours.

l_f : Longueur de flambement.

l_s : Longueur de scellement.

n : Coefficient d'équivalence acier-béton ;

p : Action unitaire de la pesanteur.

q : Charge variable.

S_t : Espacement des armatures transversales.

x : Coordonnée en général, abscisse en particulier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

S.E.C :section entièrement comprimée.

S.P.C :section partiellement comprimée.

S.E.T :section entièrement tendue.

D : profondeur d'encastrement de la fondation.

q_u : Contrainte de rupture.

q_a : Contrainte admissible du sol.

Q_{pu} : charge limite de pointe.

Q_{Su} : Charge limite de frottement latérale.

C : *cohesion du sol.*

γ: poids volumique

. N_C, N_γ, N_q sont des paramètre sans dimension dépendant de γ ,ils sont donnes par le tableau de l'article 3.31(DTR-BC2.331).

Sommaire

Introduction générale	1
Chapitre I : Généralités	
I.1. Présentation de l'ouvrage étudié	2
I.2. Règlements et normes utilisés	3
I.3. Etats limites de calculs	4
I.4. Actions et sollicitations de calcul	4
I.5. Définition et caractéristique mécanique des matériaux utilisés	7
I.6. Protection des armatures	15
I.7. Hypothèses fondamentales de calcul aux états limites	16
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments	
II.1.Introduction	18
II.2.Pré dimensionnement des éléments secondaires	18
II.2.1. Les planchers	18
II.2.2 Les poutrelles	19
II.2.3. Les dalles pleines	20
II.2.4. L'acrotère	21
II.2.5. les escaliers	22
II.3.pré dimensionnement des éléments principaux	24
II.3.1.Les poutres	24
II.3.2.Les voiles	25
II.3.3.Les poteaux	26
II.4.Evaluation des charges et surcharges	27
II.5.Descente de charge	29
Chapitre III : Etude des éléments secondaires	
III.1.Etude des planchers	40
III.2.Etude de la poutre de chainage	67
III.3. Etude de l'acrotère	72
III.4.Etude de l'ascenseur	79
III.5. Etude des dalles pleines	91
III.6.Etude de l'escalier	120
Chapitre IV : Etude dynamique	
IV.1.Introduction	133
IV.2.Objectifs et exigences du RPA pour les systèmes mixtes	133
IV.3. Méthodes de calcul	133
IV.4.description du logiciel SAP2000	138
IV.5.disposition des voiles	139
IV.6. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP2000	140
IV.7.Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	146

Chapitre V :Etude des éléments structuraux	
V.1.Introduction	148
V.2. Etude des poteaux	148
V.3. Etude des poutres	156
V.4. Etude des voiles	165
Chapitre VI : Etude des fondations	
VI.1.Introduction	180
VI.2.Choix du type des fondations	180
VI.3.Calcul des fondations de R+5	180
VI.4. Calcul des fondations de R+13	185
VI.5. Calcul du voile périphérique	200
Conclusion générale	205
Bibliographie	206
Annexes	207

INTRODUCTION GENERALE

Parmi les grands problèmes qui affectent les domaines de l'économie et du génie civil, l'activité sismique. En Algérie, les différentes études géologiques et sismologiques montrent que 70% du nord du pays est soumis à l'activité sismique. Dans cette partie du territoire national, sont concentrées au moins 90% des installations socio-économiques et politiques du pays.

A cet effet, l'ingénieur en génie civil est censé concevoir des édifices de manière à faire face à ce phénomène (construction parasismique), il doit en outre tenir compte des différents facteurs tels que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité.

Les règlements en vigueur visent à cadrer les constructions en zone sismique et à les classer, afin de mieux les concevoir et réaliser, pour assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage. Le choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la catégorie du site, la hauteur et l'usage de la construction ainsi que les contraintes architecturales.

Le présent travail consiste en l'étude d'un bâtiment R+13, contreventé par un système mixte (voiles-portiques) avec justification de l'interaction vis-à-vis des efforts verticaux et horizontaux.

Pour cela, nous allons suivre les démarches décrites sur le plan de travail le suivant :

- ✓ Le premier chapitre, consacré aux généralités ;
- ✓ Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments ;
- ✓ Le troisième chapitre, pour le calcul des éléments secondaires ;
- ✓ Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique ;
- ✓ Le cinquième chapitre, pour le calcul des éléments structuraux ;
- ✓ Le sixième chapitre. pour l'étude de l'infrastructure, et on termine par une conclusion générale.

Tous les calculs ont été menés en utilisant différents codes de calcul et de conception, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR.

I.1.PRESENTATION DE L'OUVRAGE ETUDIE

I.1.1.Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier.

I.1.2.Description du projet :

Le projet qui nous a été confié consiste à l'étude d'un bâtiment (R+13) bi fonctionnel qui regroupe commerce, et logements d'habitation. Il est classé dans le groupe d'usage 2 selon la classification du **RPA 99 (Article 3.2)**.

I.1.3.Implantation de l'ouvrage :

Le site destiné à recevoir l'ouvrage est situé dans la ville de Bejaia (à IGHIL EL BORDJ).

L'assiette est délimitée par:

- ✓ La route nationale N^o24 menant vers BOULIMAT, à l'Est ;
- ✓ Une voie menant vers le village OUSSAMA, à l'Ouest ;
- ✓ Un terrain nu ZEGHNOUNE Hamidouche, au Sud ;
- ✓ Un terrain nu KINTOUCHE Aamer, au Nord.

Le site est classé comme une zone de moyenne sismicité, zone IIa (**RPA99 version 2003**).

I.1.4.Caractéristiques de la structure :

Les caractéristiques de la structure à étudier sont :

- ✓ La longueur du bâtiment : 27.90m ;
- ✓ La largeur du bâtiment : 23.25m ;
- ✓ Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) : 43.86m ;
- ✓ Hauteur du RDC : 4.08m ;
- ✓ Hauteur des autres étages : 3.06m.

I.1.5. Données du site :

- ✓ Le bâtiment est implanté à la ville de Bejaia, une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone IIa) ;
- ✓ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 ;
- ✓ Le site est considéré comme rocheux. ;
- ✓ Contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 2.6$ bars.

I.1.6. Description structurales :

- ❖ **Les planchers :** constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissantes dans son plan aux éléments de contreventement.
- ❖ **L'acrotère :** c'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse.
- ❖ **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.
- ❖ **L'ascenseur :** C'est un élément mécanique, sert à faire monter et descendre l'utilisateur à travers les différents étages du bâtiment sans utiliser les escaliers.
- ❖ **Les façades et les cloisons :**
 - ✓ les murs extérieurs seront réalisés en double parois de briques creuses séparé par une l'âme d'air de 5cm ;
 - ✓ les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10cm.
- ❖ **Les balcons :** sont réalisés en dalle pleine.
- ❖ **L'infrastructure :** elle assure les fonctions suivantes :
 - ✓ Transmettre les charges verticales et horizontales au sol ;
 - ✓ Limiter les tassements différentiels ;
 - ✓ L'encastrement de la structure dans le sol.

I.2. REGLEMENTS ET NORMES UTILISES

Les règlements utilisés sont :

- ✓ RPA 99 /version 2003.
- ✓ BAEL91/modifiées 99.
- ✓ CBA 93.
- ✓ DTR B.C.2.2.

I.3. ETATS LIMITES DE CALCULS

I.3.1. Définition :

Un état limite est un état au delà duquel la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue, il existe deux états limites :

I.3.1.1. 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 :

- ✓ L'équilibre statique ;
- ✓ De stabilité de forme (le flambement) ;
- ✓ La résistance de l'un des matériaux (limite de rupture d'une ou plusieurs sections critiques).

I.3.1.2. Etat Limite de Service (ELS) ou d'Utilisation :

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

- ✓ Les déformations des éléments (flèche) ;
- ✓ Ouverture des fissures (acier) ;
- ✓ Valeurs de la compression du béton.

I.4. ACTIONS ET SOLLICITATIONS DE CALCUL

I.4.1. Les Actions :

On appelle action, les forces et les couples dues aux charges appliquées et aux déformations imposées à une construction, on distingue :

✓ Les Actions Permanentes (G) :

Ce sont des actions dont l'intensité est constante, ou très peu variable dans le temps, elles constituent :

- ✓ Le poids propre des éléments de la structure ;
- ✓ Le poids des revêtements et cloisons ;
- ✓ Le poids de poussée des terres et des liquides.

❖ Les Actions Variables (Q) :

Ce sont des actions dont l'intensité varie dans le temps, elles correspondent aux :

- ✓ Charges_d'exploitations appliquées au cours d'exécution ;
- ✓ Effet de la température ;
- ✓ Charges climatiques (vent, neige) ;
- ✓ Charge non permanente appliquées aux cours de l'exécution.

❖ Les Actions Accidentelles :

Ce sont des actions qui se produisent rarement, et dont la durée d'application est faible,

Par exemple :

- ✓ Séismes ;
- ✓ Explosions ;
- ✓ Chocs.

I.4.2. Les sollicitations de calcul et combinaisons d'actions :

Les sollicitations de calcul sont des efforts (normaux et tranchants) et des moments (de flexions et de torsions), ces sollicitations sont calculées avec les combinaisons des différentes actions.

I.4.2.1.Sollicitation de calcul vis-à-vis de l'ELU de Résistance :

Soit :

- ✓ G_{\max} : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est défavorable à la justification de l'élément ;
- ✓ G_{\min} : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est favorable à la justification de l'élément ;
- ✓ Q_1 : Action variable dite de base ;
- ✓ Q_i : Actions variables dites d'accompagnement (avec $i > 1$) ;
- ✓ ψ_0, ψ_1 et ψ_2 : Sont fixés par les textes en vigueur, et sont données à l'annexe C de (CBA 93).

❖ **Combinaisons fondamentales (Art.A.3.3.21 BAEL91) :**

Lors des situations durables ou transitoires, il ya lieu de considérer :

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} Q_1 + \sum 1.3\psi_{0i} Q_i$$

Expression dans laquelle γ_{Q1} vaux 1.5 dans le cas général et 1.35 dans les cas suivants :

- ✓ La température ;
- ✓ Les charges d'exploitations étroitement bornées ou de caractère particulier ;
- ✓ Les bâtiments agricoles à faible densité d'occupation humaine.

❖ **Situations accidentelles :**

Si elles ne sont pas définies par des textes spécifiques, les combinaisons d'actions à considérer sont les suivantes :

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{11} Q_1 + \sum \psi_{2i} Q_i$$

Avec F_A : valeur normale de l'action accidentelle ;

$\psi_{11} Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable ;

$\psi_{2i} Q_i$: Valeur quasi permanente d'une autre action variable.

I.4.2.2.Sollicitation de calcul vis-à-vis l'ELS :

La combinaison d'actions à considérer est appelée combinaison rare :

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \psi_{0i} \times Q_i$$

❖ **Combinaisons d'actions données par le RPA 99 :**

Pour la détermination des sollicitations de calcul dans les éléments; on utilise les combinaisons suivantes :

- ✓ **Situations durables :**

$$\text{ELU} : 1.35G + 1.5Q$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

✓ **Situations accidentelles :**

$$G + Q \pm E$$

$$0.8 G \pm E$$

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

I.5.DEFINITIONS ET CARACTERISTIQUES MECANIQUE DES MATERIAUX

UTILISES

I.5.1. Le béton :

I .5.1.1. Définition :

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (ciment), de l'eau de gâchage et éventuellement des adjuvants.

I.5.1.2. Les constituants du béton :

❖ Le Ciment :

C'est un liant hydraulique caractérisé par la propriété de donner avec l'eau une pâte qui se solidifie en passant par un processus chimique.

❖ Les Granulats :

Ce sont des matériaux provenant de l'érosion des roches ou de leurs concassages, On distingue :

- ✓ Les granulats naturels : utilisés directement sans aucun traitement mécanique préalable ;
- ✓ Les granulats provenant du concassage des roches.

❖ Les Adjuvants :

Ce sont des produits qui s'ajoutent à faible proportion au béton, dont le but d'améliorer certaines propriétés, dont on peut citer : les fluidifiants, les plastifiants, les accélérateurs et retardateurs de prise.

I.5.1.3. Le Dosage :

Un bon dosage en ciment et une bonne compacité constituent un moyen efficace pour augmenter la résistance du béton .Le dosage de béton est approximativement comme suit :

350 Kg/m³de ciment

174 Kg/m³de sable

366 Kg/m³de gravier

140 Kg/m³d'eau de gâchage

I.5.1.4. Caractéristiques mécaniques :

I.5.1.4.1. Résistance à la compression :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, notée f_{c28} . Cette valeur est mesurée à l'aide d'un essai de compression axiale sur des éprouvettes cylindriques de 16 cm du diamètre et de 32 cm de hauteur.

Selon le BAEL pour : $j > 28$ jours $f_{cj} = f_{c28}$

Pour : $j < 28$ jours $f_{cj} = 0,685 \times f_{c28} \times \log(j + 1)$

D'après le CBA 93 on a pour f_{cj} les relations suivantes pour $j \leq 28$ jours [3]

$f_{cj} = [j / (4,76 + 0,83j)] f_{c28}$ Pour $f_{c28} \leq 40$ MPa (Art : A.2.1.1)

$f_{cj} = [j / (1,4 + 0,95j)] f_{c28}$ Pour $f_{c28} > 40$ MPa (Art : A.2.1.1)

Pour $j > 28$ jours : $f_{cj} = 1,1 \times f_{c28}$ à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement.

Pour 1m³ de béton courant dosé à 350 Kg/m³, la résistance moyenne f_{c28} est comprise entre 25 MPa et 30 MPa, On prendra $f_{c28} = 25$ MPa

I.5.1.4.2. Résistance à la traction :

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

$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj}$ Pour $f_{cj} \leq 60$ MPa (Art : A.1.2.1.2)

Pour notre cas : $f_{tj} = 2,1$ MPa

I.5.1.4.3. Module de déformation longitudinale du béton :**a) A court terme : (Art.A.2.1.21) :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet, à défaut de mesures, qu'à l'âge de j jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{1/3}$$

f_{cj} (Exprimé en MPa) désignant la résistance caractéristique à la compression à j jours.

Dans notre cas : $E_{ij} = 32164.2$ MPa

b) A long terme : (Art.A.2.1.22) :

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage ; on considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation. Cette règle revient à considérer un module de déformation différée E_{vj} à j jours, qui permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage). Ce module est donnée par la formule :

$$E_{vj} = E_i / 3$$

Dans notre cas : $E_{vj} = 10721.4$ MPa

I.5.1.4.4. Coefficient de poisson :

C'est le rapport entre la déformation transversale et le raccourcissement unitaire de déformation longitudinale.

$$\begin{cases} \nu = 0 & \text{pour le calcul des sollicitations à l'ELU} \\ \nu = 0,2 & \text{pour le calcul de déformation à l'ELS} \end{cases}$$

I. 5.1.4.5. Le module de déformation transversale du béton :

Le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E_{ij}}{2 \times (\nu + 1)}$$

$$\text{À l'ELU } (\nu = 0) \quad \Rightarrow \quad G = 0,5 \times E_{ij}$$

$$\text{À l'ELS } (\nu = 0,2) \quad \Rightarrow \quad G = 0,42 \times E_{ij}$$

I.5.1.4.6. Les contraintes limites du béton :

a) à l'Etat Limite Ultime :

❖ **Contrainte de compression à l'Etat Limite Ultime :**

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad [\text{MPa}]$$

Avec θ : coefficient qui tient compte de l'influence négative de la durée d'application de la charge.

- ✓ $\theta = 1$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieure à 24 heures ;
- ✓ $\theta = 0,9$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est comprise entre 1 heure et 24 heures ;
- ❖ $\theta = 0,85$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison considérée est inférieure à 1 heure.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,15 & \text{Situation accidentelle} \\ 1,5 & \text{Situation durable} \end{cases}$$

Dans notre cas : la durée d'application est supérieure à 24 heures d'où :

$$F_{bu} = 14,2 \text{ MPa ; situation durable.}$$

$$F_{bu} = 18,48 \text{ MPa ; situation accidentelle.}$$

❖ Diagramme contrainte – déformation :

Ce diagramme est réalisé en soumettant une éprouvette de béton normalisée ($h = 32\text{cm}$, $\varnothing = 16\text{cm}$) à un essai de compression.

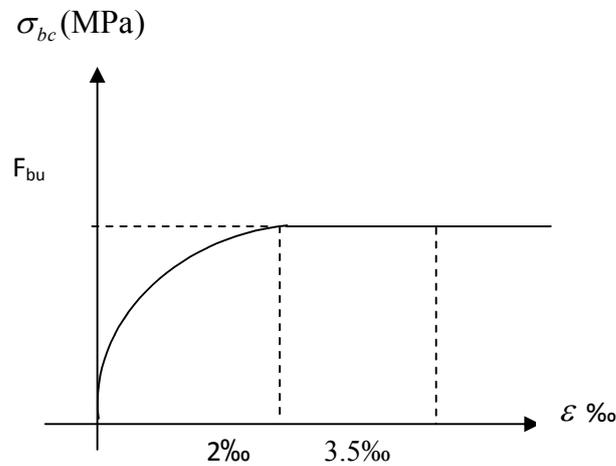


Fig 1.1 : Diagramme contrainte- déformation à l'ELU.

Le diagramme déformations (ϵ_{bc})-contraintes (σ_{bc}) du béton pouvant être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit (parabole-rectangle).

Il comporte un arc de parabole du second degré d'axes parallèle à l'axe des contraintes de compression (σ_{bc}) suivi d'un segment de droite parallèle à l'axe des déformations (ϵ_{bc}) et tangent à la parabole en son sommet. Ce segment s'étend entre les valeurs 2 ‰ et 3,5 ‰ de la déformation ϵ_{bc} . L'arc de parabole s'étend de l'origine des coordonnées jusqu'à son sommet,

de coordonnées $\epsilon_{bc} = 2\text{‰}$ et $f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$

$$\text{Pour : } 0\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \quad \Rightarrow \quad f_{bc} = 0,25 * f_{bu} * 10^3 * \epsilon_{bc} * (4 * 10^3 * \epsilon_{bc})$$

$$\text{Pour : } 2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰} \quad \Rightarrow \quad f_{bc} = f_{bu} = 0.85 * f_{c28} / \theta * \gamma_b$$

b) à l'Etat Limite de Service (ELS) :

❖ La contrainte de compression ($\bar{\sigma}_{bc}$) :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

A l'état limite de service, le béton est en phase élastique d'où le diagramme est le suivant :

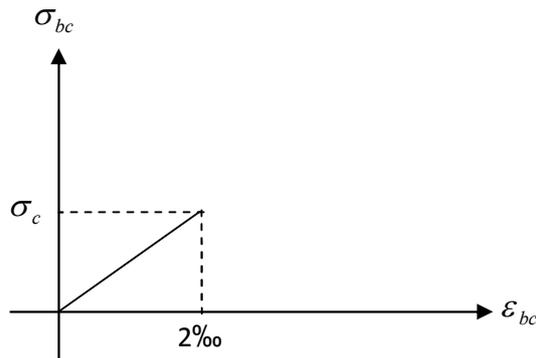


Fig I.2 : Diagramme contrainte-déformation à l'ELS.

❖ **La contrainte de cisaillement du béton :**

La contrainte admissible dans le cas où les armatures sont d'âme droite et lorsque elle comporte à la fois des barres relevées et des armatures droites définies comme suit :

❖ **Cas de fissuration peu nuisible :**

$$\tau_{adm} = \min (0.2f_{cj}/\gamma_b ; 5\text{Mpa})$$

$$\text{D'où : } \tau_{adm}=3.33\text{MPA}$$

❖ **Cas de fissuration nuisible ou très nuisible :**

$$\tau_{adm} = \min (0.15f_{cj}/\gamma_b ; 4\text{Mpa})$$

$$\text{D'où : } \tau_{adm}=2.5\text{MPA}$$

I.5.2. Les Aciers :

I.5.2.1. Définition :

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques et leurs modules d'élasticité, On distingue :

❖ **Les treillis soudés :**

Les treillis soudés sont formés par assemblage de barres ou de fils lisses ou à haute adhérence par soudage de chaque point de croisement.

❖ **Les ronds lisses :**

Ce sont des barres laminées de sections circulaires.

❖ **Les barres de haute adhérence :**

Ce sont des barres de section circulaire ayant subi un traitement mécanique, dans le but de présenter une surface rugueuse, et ceci afin d'augmenter l'adhérence entre l'acier et le béton.

I.5.2.2. Caractéristiques mécaniques des aciers :

Tableau I.1 : Caractéristiques mécaniques des aciers.

Type	Nuance	Limite élastique Fe (MPa)	Limite de rupture (MPa)	Allongement à la rupture (%)
Haute adhérence	FeE400	400	310-490	22
	FeE500	500	390-490	25
Ronds lisses	FeE215	215	480	14
	FeE235	235	550	12
Treillis soudés	FeE500	500	550	12

Selon (**l'Art 7.2.2 du RPA99**), les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être de haute adhérence, avec $f_e \leq 500$ MPa, et l'allongement relatif sous charges maximales spécifiques doit être supérieur ou égal à 5 %.

❖ **Nuances d'aciers utilisés :**

- ✓ **Longitudinalement :** On utilise des barres de haute adhérence de nuance FeE400, de limite d'élasticité de 400 MPa.
- ✓ **Transversalement :** On utilise des ronds lisses de nuance FeE235, de limite d'élasticité de 235 MPa.
- ✓ **Les treillis soudés :** on adoptera la nuance FeE235 avec un diamètre de 6mm.

I.5.2.3. Contrainte de calcul aux états limites :**a) à l'Etat Limite Ultime :**

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} & \text{Pour: } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\% \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s & \text{Pour: } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se} \end{cases}$$

Avec : $\varepsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}$; et $\gamma_s = \begin{cases} 1,5 \dots \dots \dots \text{Pour le cas courant.} \\ 1 \dots \dots \dots \text{Pour le cas accidentel.} \end{cases}$

ε_s : Allongement relatif

E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier = 200000 MPa.

Pour notre cas : $\sigma_s = \begin{cases} 348 \text{ MPa} & \text{Pour une situation courante.} \\ 400 \text{ MPa} & \text{Pour une situation accidentelle.} \end{cases}$

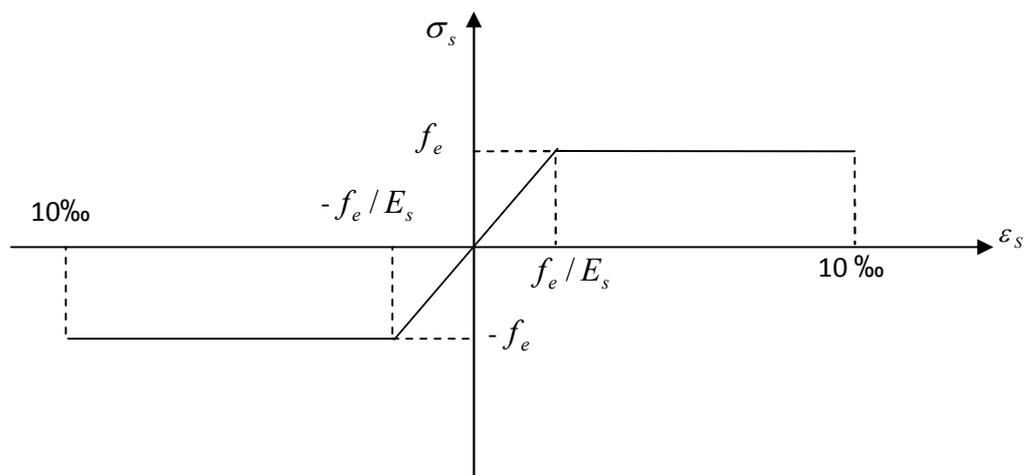


Fig I.3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier à l'ELU.

b) A L'Etat Limite de Service :

Selon le BAEL91, la limitation des ouvertures des fissures en limitant les contraintes dans les armatures est nécessaire.

❖ Fissuration peu nuisible :

Il n'est y a pas de vérification à faire en d' hors de celle imposé par l'ELU.

❖ **Fissuration nuisible :**

La contrainte de traction des armatures est limitée, cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, \max(240, 110 \times \sqrt{(\eta * f_{tj})})\right)$$

η : Coefficient de fissuration : $\eta = 1$ pour l'acier R L

$\eta = 1.6$ pour l'acier H A

❖ **Fissuration très nuisible :** (ouvrage à la mer)

Cas des éléments exposé aux milieux agressifs.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{1}{2} \times f_e, 90 \times \eta\right)$$

I.6. PROTECTION DES ARMATURES

Dans le but d'assurer la protection des armatures contre la corrosion et autres effets , un enrobage de ces dernières est prévu.

Selon le BAEL 91, cet enrobage est donné par :

Soit (C) l'enrobage de l'armature la plus proche de la paroi.

Tableau I.2 : L'enrobage des armatures.

Exposition et nature de l'ouvrage	Valeur minimale de C
Ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressives.	5 cm (1)
Parois coffrées ou non qui sont soumises (ou sont susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou à des intempéries, ou des condensations, ou encore, eu égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide.	3cm (2)
Parois situées dans des locaux couverts et clos et qui ne seraient pas exposées aux condensations.	1cm

(1) Cet enrobage de 5 cm peut être réduit à 3 cm si, soit les armatures, soit le béton, sont protégés par un procédé dont l'efficacité a été démontrée.

(2) La valeur de 3 cm peut être ramenée à 2 cm lorsque le béton présente une résistance caractéristique supérieurs à 40MPa. En effet, l'efficacité de la protection apportée par l'enrobage est fonction de la compacité du béton, laquelle croit avec sa résistance.

I.7.HYPOTHESES FONDAMENTALES DE CALCULE AUX ETATS LIMITES

I.7.1.Hypothèses à l'état limite ultime :

- ✓ les sections planes restent planes avant et après déformation ;
- ✓ Pas de glissement relatif entre le béton et les armatures ;
- ✓ Le béton tendu est négligé ;
- ✓ Les déformations des sections sont limitées pour l'allongement de l'acier à 10‰, et le raccourcissement de béton à 3.5‰ en flexion et de 2‰ pour la compression ;
- ✓ Le diagramme linéaire de déformation passe par l'un des trois pivots A B C.

❖ Règle des trois pivots :

Les calculs de dimensionnement sont conduits en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, ou C définis par la (fig. I.4). On distingue trois domaines :

✓ Dans le domaine 1, pivot A, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte de l'allongement limite de 10 ‰ de l'armature la plus tendue : la section est soumise à la traction simple ou à la flexion simple ou composée ;

✓ Dans le domaine 2, pivot B, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 3,5 ‰ de la fibre la plus comprimée : la section est soumise à la flexion simple ou composée ;

- ✓ Dans le domaine 3, pivot C, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 2 ‰ à une distance de la fibre la plus comprimée égale aux $\frac{3}{7}$ de la hauteur totale h de la section (comme cela résulte des propriétés des triangles semblables de la fig. I.4) : celle-ci est entièrement comprimée et soumise à la flexion composée ou à la compression simple.

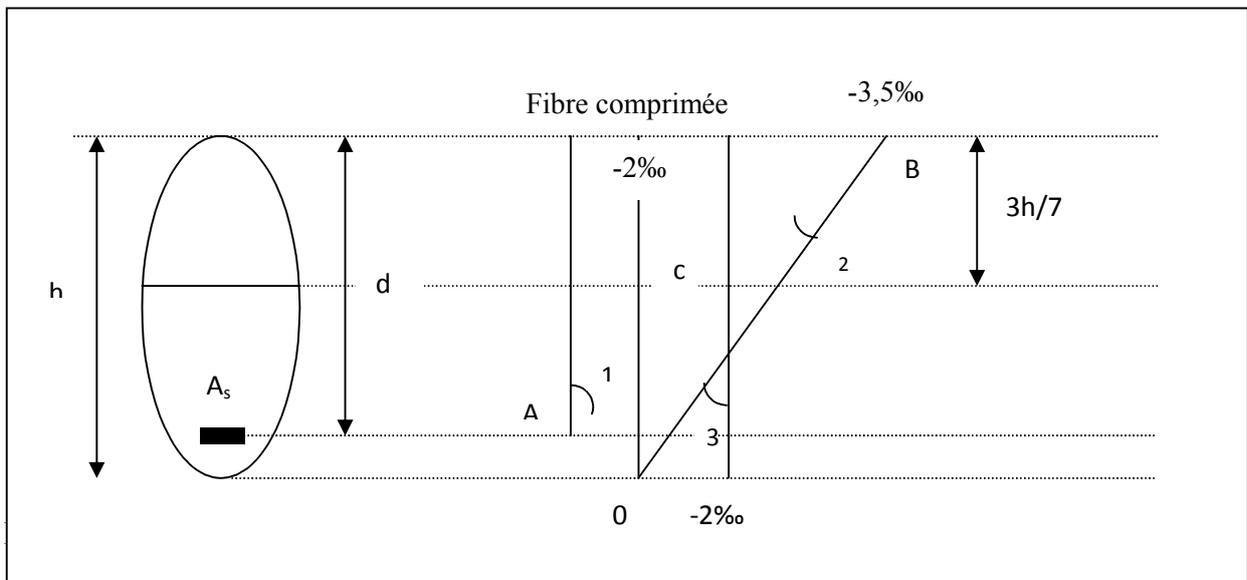


Fig I.4: Diagramme des efforts limites de la section.

A si $y \leq 0.2593d$

B si $0.2593d < y \leq h$

C si $y > h$

I.7.2 Hypothèses de calcul aux états limites de services (E L S) :

- ✓ Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- ✓ Le béton tendu est négligé ;
- ✓ Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux élastiques linaires et on néglige le retrait et le fluage de béton ;
- ✓ Par convention le rapport du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui du béton ou coefficient d'équivalence $n = 15$.

II.1.INTRODUCTION

Le pré dimensionnement c'est de donner les dimensions des différents éléments de la structure avant l'étude du projet.

Et cela se fait selon les règles parasismique algériennes (RPA99) et les normes techniques en vigueur, c'est -à-dire les conditions de résistance et de la flèche conformément au CBA93 et au BAEL91.

II.2.PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES

II.2.1.Les planchers :

❖ Définition :

Le plancher est un élément qui joue un rôle porteur supportant les charges et surcharges et un rôle d'isolation thermique et acoustique, et séparateur entre deux étages. Il est composé de corps creux et de poutrelles et de dalle de compression. Son pré dimensionnement se fait par satisfaction de la condition suivante :

$$h_t \geq L/22.5$$

Avec :

h_t : hauteur totale du plancher ;

L : distance max entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

En supposant des poutres de largeur 30cm $\rightarrow L=375-30=345$

$$h_t \geq (375-30)/22.5=15.33\text{cm}$$

Soit : $h_t=20\text{cm}$.

On adopte un plancher à corps creux : $h_t=4+16=20\text{cm}$.

Tel que : 4cm : hauteur de la dalle de compression.

16cm : hauteur de corps creux.

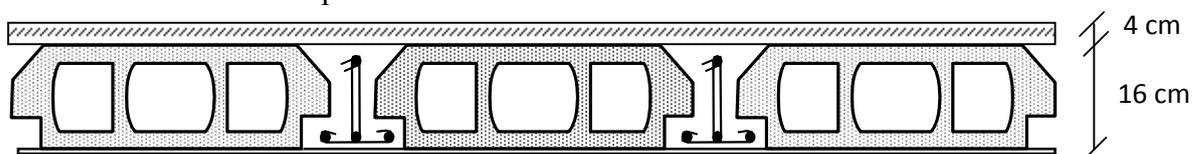


Fig II.1 : Plancher à corps creux.

II.2.2.Poutrelles :

❖ Définition :

Les poutrelles sont des sections en T é en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées en flexion simple.

❖ La disposition des poutrelles :

Il y a deux critères qui conditionnent le choix du sens de disposition des poutrelles qui sont :

- ✓ Critère de la plus petite portée : les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée ;
- ✓ Critère de continuité : les poutrelles sont disposées selon la travée qui comporte le Plus grand nombre d'appuis possible.

Pour notre projet la disposition est effectuée selon le deux critères comme indiqué sur la figure suivante :

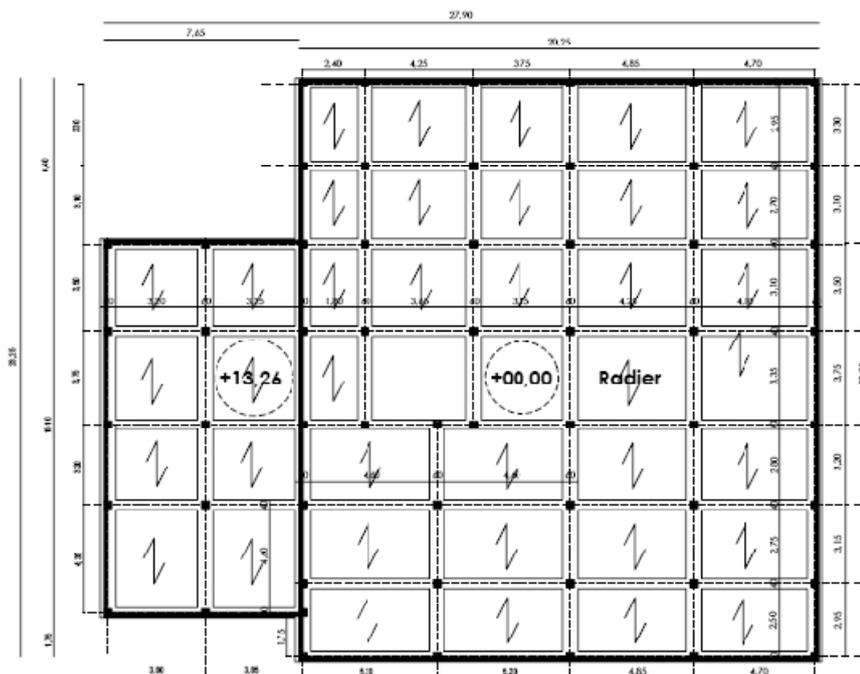


Fig II.2 : Schéma de dispositions des poutrelles.

$$b_1 = \frac{(b - b_0)}{2} \leq \min \left[\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10} \right]$$

b : la largeur de la dalle de compression ;

L_x : la distance entre nus d'appuis (entre deux poutrelles) ;

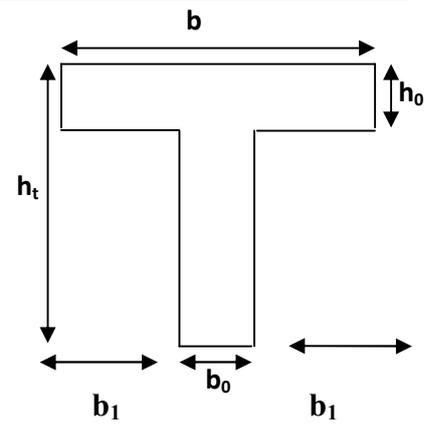


Fig II.3 : Schéma d'une poutrelle.

L_y : la travée maximale dans la poutrelle (distance minimale entre deux poutres) ;

b_0 : elle est déterminée forfaitairement 8 à 14 cm (généralement 10 cm) ;

h_t : la hauteur totale de plancher ;

h_0 : la hauteur de la dalle de compression.

$$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$$

$$L_y = 375 - 30 = 345 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min \left[\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10} \right] \Rightarrow b_1 \leq \min \left[\frac{55}{2}, \frac{345}{10} \right] \Rightarrow b_1 \leq 27.5 \text{ cm}$$

$$b = 2 * b_1 + b_0 = 2 * 27.5 + 10 = 65 \text{ cm}$$

soit **$b = 65 \text{ cm}$** .

II.2.3. Les dalles pleines :

Une dalle pleine est une plaque généralement rectangulaire dont une dimension (épaisseur) est plus petite que les autres (longueur et largeur). Elles reposent avec ou sans continuité sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé.

Le dimensionnement de ce type de dalle dépend de deux critères :

✓ Condition de résistance :

$e \geq l_x/20$ dalle sur un seul appui ;

$l_x/35 \leq e \leq l_x/30$ dalle sur deux appuis ;

$l_x/45 \leq e \leq l_x/40$ dalle sur 3 ou 4 appuis.

✓ **Condition de coup-feu :**

$e \geq 7\text{cm}$ 1 heure de coup-feu ;

$e \geq 11\text{cm}$ 2 heures de coupe-feu.

a. Dalle sur deux appuis :

✓ selon la résistance :

$$L_x/35 \leq e \leq L_x/30$$

$$\rightarrow 110/35 \leq e \leq 110/30$$

$$\rightarrow 3.14\text{cm} \leq e \leq 3.67\text{cm}$$

✓ selon le coup feu :

$e \geq 11\text{cm}$ pour 2H de coup feu

pour 2H de coupe feu $e \geq 11\text{cm}$

on opte un épaisseur $e=14\text{cm}$

b- Dalle sur trois appuis :

✓ selon la résistance :

$$L_x/45 \leq e \leq L_x/40$$

$$\rightarrow 140/45 \leq e \leq 140/40$$

$$\rightarrow 3.11 \leq e \leq 3.5$$

✓ selon le coup feu :

$e \geq 11\text{cm}$ pour 2H de coup feu

on opte un épaisseur $e=14\text{cm}$

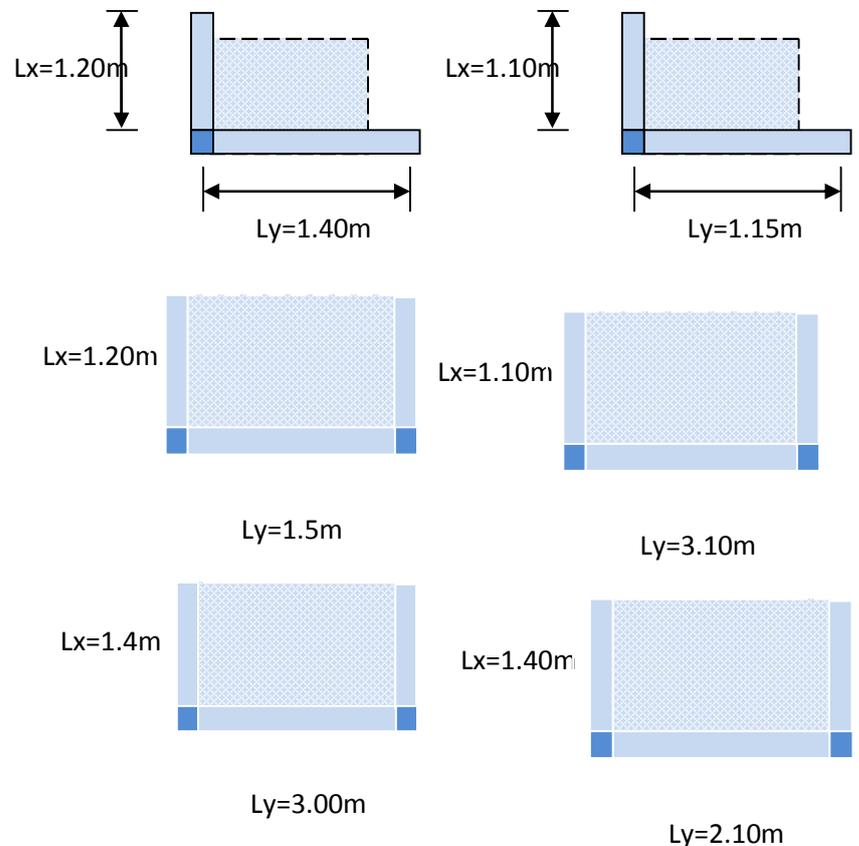


Fig II.4 : Schéma des dalles pleines à tous les niveaux.

II.2.4.L'acrotère :

✓ **Définition :**

C'est un élément en béton armé, placé à la périphérie du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher et soumis à son poids propre (G), une force latérale due à l'effort(Fp) et une charge horizontale(Q) due à la main courante.

Pour notre cas la terrasse est inaccessible.

On prend $H=70\text{cm}$

$$S=(70*10)+(3*10/2)+(7*10)=785\text{cm}^2$$

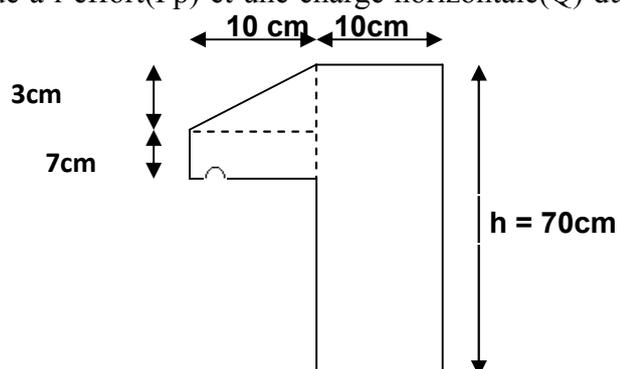


Fig II.5 : Détail d'un acrotère.

II.2.5. Escaliers :

❖ **Définition :**

Ce sont des éléments en béton armé, en acier ou en bois conçus sur place, ils servent à lier les différents niveaux.

Notre structure présente deux types d'escalier qui sont : escalier droit a deux volées contrariées avec palier de repos, situé aux différents étages réalisées en béton armé coulé sur place, un escalier au niveau de RDC et duplex on les fait avec du bois.

❖ **Description :**

Les escaliers sont constitués de :

- (1) Palier
- (2) Paillasse
- (3) Contre marches
- (4) Giron
- (5) Emmarchement
- (6) Epaisseur

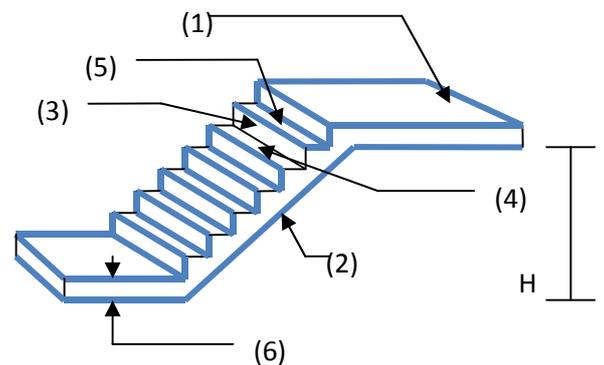


Fig II.6 : Détail d'un escalier.

Pour déterminer les dimensions des marches et des contre marches on utilise la formule de **Blondel** qui est donnée par :

$$59 \leq g + 2 \times h \leq 66 \dots\dots\dots (1).$$

La limite inférieure (59) correspond à des escaliers courants d'appartement et la limite Supérieure (66) correspond à des locaux publics.

Soit (n) le nombre de contre marches et (n-1) le nombre de marche

H : la hauteur de la volée

L : la longueur projetée de la volée

$$H = n \times h \Rightarrow h = H/n$$

$$L = (n-1) \times g \Rightarrow g = L/n-1$$

$$\text{Si } g + 2 \times h = 64\text{cm} \dots\dots\dots (2).$$

On remplace dans (2) :

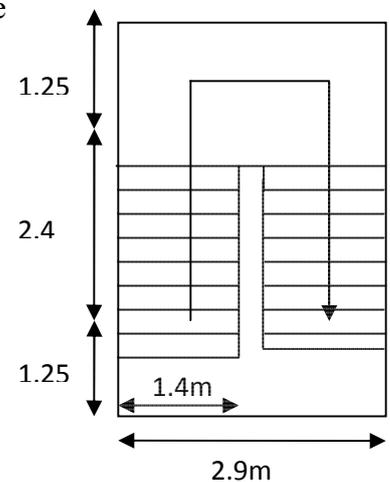


Fig II.7 : Schéma de l'escalier.

$$L/n - 1 + 2 \times (H/n) = 64$$

n est la solution de l'équation : $64 n^2 - (64 + 2H + L)n + 2 H$

Escalier étage courant :

$$H = 1.53\text{m}$$

$$h = 17\text{cm}$$

$$H = n \cdot h \Rightarrow n = H/h$$

$$n = 153/17 = 9$$

$$\Rightarrow n = 9$$

Donc : nombre de contre marche (n = 9)

nombre de marche (n-1) = 8

$$\text{on a } g + 2 \cdot h = 64 \Rightarrow g = 64 - 2 \cdot 17 = 30\text{cm}$$

Epaisseur de la pailasse :

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

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

$$\text{Tg } \alpha = 153/240 \Rightarrow \alpha = 32.51^\circ$$

$$L = 240 / \cos 32.51 = 284.6\text{cm}$$

$$L = 284.6 + 140 = 424.63\text{cm}$$

$$\Rightarrow 424.63/30 \leq e \leq 424.63/20$$

$$\Rightarrow 14.15\text{cm} \leq e \leq 21.23\text{cm}$$

On prend : **e = 15cm**

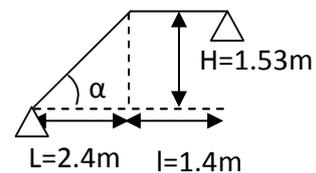


Fig. II.8 : Schéma statique de l'escalier.

II.3. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRINCIPAUX

II.3.1. Les poutres :

II.3.1.1. Poutres principales :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon le critère de flèche qui est :

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

L_{\max} : la longueur maximale entre les entre axes d'appuis où :

$$L_{\max} = 520 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow 34.67\text{cm} \leq h \leq 52\text{cm.}$$

Soit : $h = 45 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$.

Sachant que b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

✓ Vérifications :

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

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

$$b \geq 20 \text{ cm}$$

$$h \geq 30 \text{ cm}$$

$$h / b \leq 4.00$$

$$13.5\text{cm} \leq b \leq 31.5\text{cm}$$

$$b = 30\text{cm} \geq 20 \text{ cm}$$

$$h = 45\text{cm} \geq 30 \text{ cm}$$

$$h / b = 45 / 30 = 1.5 \leq 4$$

la condition est vérifiée, donc on adopte pour les poutres principales une section de

$$b \times h = (30 \times 45) \text{ cm}^2.$$

RPA (Article 7.5.1)

II.3.1.2. Poutres secondaires :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par

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

L_{\max} : la longueur maximale entre les entre axes d'appuis où :

$$L_{\max} = 375 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow 25\text{cm} \leq h \leq 37.5\text{cm.}$$

Soit : $h = 35 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$.

Sachant que b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

✓ **Vérifications :**

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

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

$$b \geq 20 \text{ cm}$$

$$h \geq 30 \text{ cm}$$

$$h / b \leq 4.00$$

$$10.5\text{cm} \leq b \leq 24.5\text{cm}$$

$$b = 30\text{cm} \geq 20 \text{ cm}$$

$$h = 35\text{cm} \geq 30 \text{ cm}$$

$$h / b = 35 / 30 = 1.17 \leq 4$$

RPA (Article 7.5.1)

la condition est vérifiée, donc on adopte pour les poutres secondaire une section de

$$: b \times h = (30 \times 35) \text{ cm}^2 .$$

II.3.2.les voiles :

Les voiles sont des murs en béton armé, pleins ou comportant des ouvertures, liées entre eux par des planchers.

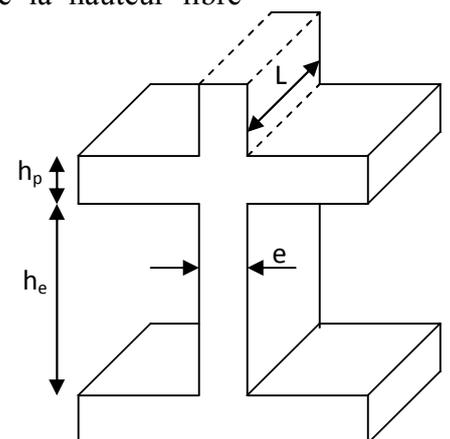
L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

h_p : Hauteur totale de la poutre ;

h_e : Hauteur libre d'étage ;

e : Epaisseur du voile ;

L : Longueur du voile.



Les dimensions des voiles doivent satisfaire la condition suivante selon le RPA :

$$e \geq \max \left[\frac{h_e}{22}; 15cm \right].$$

$$e \geq \max \left[\frac{388}{22}; 15cm \right] \Rightarrow e \geq 19.4cm$$

$$e \geq \max \left[\frac{286}{22}; 15cm \right] \Rightarrow e \geq 15cm$$

On opte pour tout les voiles une épaisseur de :

$e=20cm$ pour le RDC ;

$e=15cm$ pour les autres étages.

II.3.3. Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression centrée selon les réglés du BAEL91, en appliquant les trois critères suivant :

- ✓ Critère de résistance ;
- ✓ Critère de stabilité de forme ;
- ✓ conditions du RPA99.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99 (version2003), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

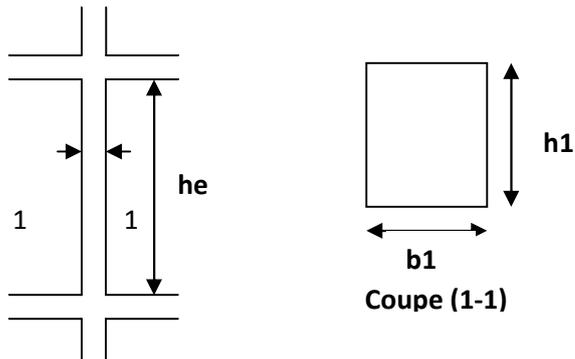
$$\begin{cases} \min(b_1; h_1) \geq 25cm \\ \min(b_1; h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0,25 < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{cases}$$


Fig .II.9 : Hauteur libre d'étage.

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du RPA99 citées ci-dessus.

On adopte préalablement la section des poteaux comme suit :

- R.D.C, 1er ,2eme étage : $(b,h) = (55 \times 55) \text{ cm}^2$

-3eme, 4eme, 5eme, étage: (b,h) = (50x50) cm²

- 6eme, 7eme,8eme, étage: (b,h) = (45x45) cm²

-9eme, 11eme étage: (b,h) = (40x40) cm²

-12eme, étage: (b,h) = (35x35) cm²

II.4.EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

D'après le DTR B.C.2.2 on tire les évaluations des charges et surcharges suivantes :

II.4.1.Plancher terrasse :

✓ **Terrasse inaccessible :**

Tableau II.1 : Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Gravillon de protection	0.05	1.00
Multicouche d'étanchéité	0.02	0.12
Isolation thermique en liège	0.04	0.016
Plancher à corps creux (16+4)	0.2	2.85
Enduit en ciment	0.02	0.36
forme de pente	0.1	2.2

La charge permanente total $G_{terr}=6.55 \text{ KN/m}^2$

La charge d'exploitation a prendre $Q_{terr}=1 \text{ KN/m}^2$

II.4.2.Plancher de l'étage courant :

Tableau II.2 : Evaluation des charges dans le plancher d'étage courant.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Cloison de séparation	0.1	0.9
Carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.4
Lit de sable	0.03	0.54
Plancher à corps creux (16+4)	0.2	2.85
Enduit platre	0.02	0.2

La charge permanente $G_{cr}=5.33 \text{ KN/m}^2$.

La charge d'exploitation pour l'étage courant $Q_{cr}=1.5 \text{ KN/m}^2$.

La charge d'exploitation pour le RDC $Q_{cr}=2.5 \text{ KN/m}^2$.

II.4.3.Les balcons :*Tableau II.3 : Evaluation des charges dans les dalles pleines (balcon).*

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.4
Lit de sable	0.03	0.54
Dalle pleine	0.14	3.5
Enduit en plâtre	0.015	0.27

La charge permanente $G=5.15\text{KN/m}^2$.

La charge d'exploitation $Q=3.5\text{KN/m}^2$.

II.4.4.Mur extérieur (double parois en briques creuses) :*Tableau II.4 : Evaluation des charges dans les murs extérieurs.*

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Enduit de ciment	0.015	0.15
Brique creuses	0.15	1.35
Lame d'air	0.05	/
Brique creuses	0.10	0.9
Enduit en plâtre	0.015	0.15

$G=2.55\text{KN/m}^2$.

II.4.5.Mur de séparation :*Tableau II.5 : Evaluation des charges dans les murs intérieurs.*

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Enduit de ciment	0.015	0.15
Brique creuse	0.10	0.9
Enduit de ciment	0.015	0.15

$G=1.2\text{KN/m}^2$

II.4.6.Les escaliers :**Escalier à deux volées :***Tableau II.6 : Evaluation des charges de la paillasse.*

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Carrelage horizontal	0.02	0.44
Carrelage vertical	/	$0.44 \cdot h/G=0.249$

Mortier de pose	0.02	0.4
Mortier de pose vertical	/	$0.4 \cdot h/G=0.226$
Marche	/	$22 \cdot h/2=1.87$
Paillasse	0.15	4.64
Enduit de ciment	0.02	0.33

La charge permanente $G=8.155\text{KN/m}^2$.

Le palier :

Tableau II.7 : Evaluation des charges de palier.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids (KN/m^2)
Carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.4
Lit de sable	0.02	0.36
Palier	0.15	3.75
Enduit de ciment	0.02	0.28

La charge permanente $G=5.23\text{KN/m}^2$.

La charge d'exploitation de l'escalier $Q=2.5\text{KN/m}^2$.

II.5. DESCENTE DE CHARGE

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente.

❖ La loi de dégression des charges d'exploitation :

Chaque plancher d'un immeuble est calculé pour la charge d'exploitation maximale qu'il est appelé à supporter. Toutefois, comme il est peu probable que tous les planchers d'une même construction soient soumis, en même temps, à leurs charges d'exploitation maximale, on réduit les charges transmises aux fondations.

✓ La loi de dégression :

Lorsque la charge d'exploitation est la même pour tous les étages, et ci notre cas, la loi de dégression ci-dessus est équivalente à la règle usuelle dans laquelle les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessus :

Sous toit ou terrasse :

$$Q_0$$

Sous dernier étage :

$$Q_0+Q$$

Sous étage immédiatement inférieur (étage2) : $Q_0+Q+0.9Q$

Sous étage immédiatement inférieur (étage3) : $Q_0+Q+0.9Q+0.8Q$

Et ainsi de suite en réduisant de 10% par étage jusqu'à 0.5Q valeur conservé pour les étages inférieurs suivants.

Pour le calcul de la descente de charge on a choisit les deux poteaux suivant :

- ✓ C-2 pour ça grande surface afférente ;
- ✓ C-3 pour ça grande surface afférente et aussi il prend un quart d'escalier.

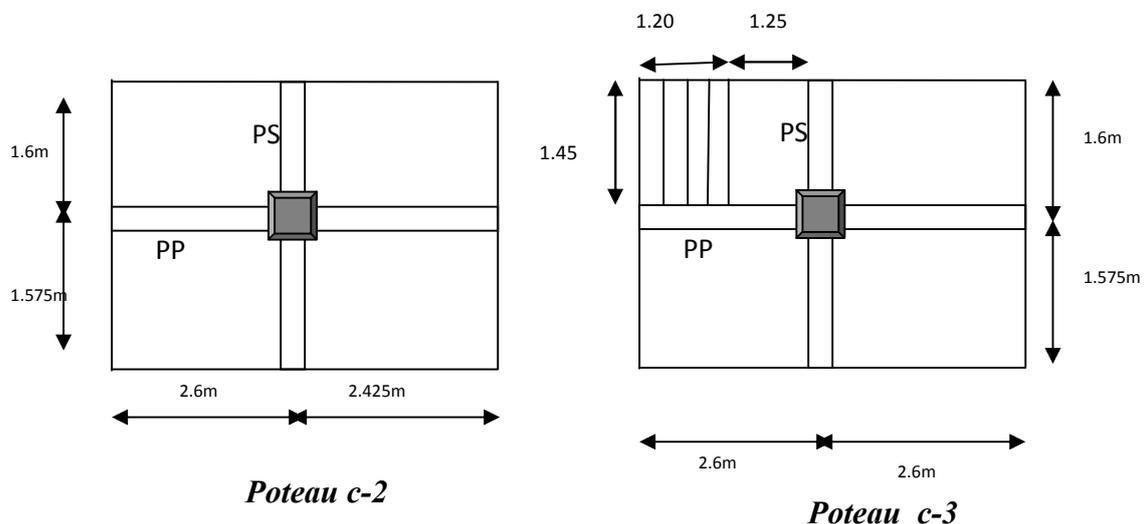


Fig II.10 : Surface afférente des poteaux.

Tableau II.9 : Evaluation de la surcharge (Q) :C-2.

Nature	Q(KN/m ²)	Surface afférente (m ²)	Q(KN)	Q cumulée(KN)
Terrasse inaccessible	1	15.95	15.95	15.95
13 ^{ème} étage	1.5	15.83	23.745	39.695
12 ^{ème} étage	1.5	15.83	23.745	61.06
11 ^{ème} étage	1.5	15.83	23.745	80.056
10 ^{ème} étage	1.5	15.83	23.745	96.67
09 ^{ème} étage	1.5	15.83	23.745	110.92
08 ^{ème} étage	1.5	15.83	23.745	122.79

07 ^{ème} étage	1.5	15.83	23.745	134.66
06 ^{ème} étage	1.5	15.83	23.745	146.53
05 ^{ème} étage	1.5	15.83	23.745	158.40
04 ^{ème} étage	1.5	15.83	23.745	170.27
03 ^{ème} étage	1.5	15.83	23.745	182.14
02 ^{ème} étage	1.5	15.83	23.745	194.01
01 ^{ème} étage	1.5	15.83	23.745	205.88
RDC	1.5	15.83	23.745	217.75

Tableau II.10: Descente de charge du poteau C-2

Niveaux	Eléments	G(KN)
N0	Plancher inaccessible	88.95
	Poteau	8.76
	Poutre	23.19
	Totale	120.9
N1	Venant de N0	120.9
	Plancher étage courant	72.38
	Poteau	8.76
	Poutre	23.19
	Totale	225.23
N2	Venant de N1	225.23
	Plancher étage courant	72.38
	Poteau	11.44
	Poutre	23.19
	Totale	332.24
N3	Venant de N2	332.24
	Plancher étage courant	72.38
	Poteau	11.44
	Poutre	23.19
	Totale	439.25
N4	Venant de N3	439.25
	Plancher étage courant	72.38
	Poteau	11.44

	Poutre	23.19
	Totale	546.26
N5	Venant de N4	546.26
	Plancher étage courant	72.38
	Poteau	14.50
	Poutre	23.19
	Totale	656.33
N6	Venant de N5	656.33
	Plancher étage courant	72.38
	Poteau	14.50
	Poutre	23.19
	Totale	766.4
N7	Venant de N6	766.4
	Plancher étage courant	72.38
	Poteau	14.50
	Poutre	23.19
	Totale	876.47
N8	Venant de N7	876.47
	Plancher étage courant	72.38
	Poteau	17.87
	Poutre	23.19
	Totale	990.33
N9	Venant de N8	990.33
	Plancher étage courant	72.38
	Poteau	17.87
	Poutre	23.19
	Totale	1103.77
N10	Venant de N9	1103.77
	Plancher étage courant	72.38
	Poteau	17.87
	Poutre	23.19
	Totale	1217.21

N11	Venant de N10	1217.21
	Plancher étage courant	72.38
	Poteau	21.63
	Poutre	23.19
	Totale	1334.41
N12	Venant de N11	1334.41
	Plancher étage courant	72.38
	Poteau	21.63
	Poutre	23.19
	Totale	1451.61
N13	Venant de N12	1451.61
	Plancher étage courant	72.38
	Poteau	29.34
	Poutre	23.19
	Totale	1576.52

Tableau II.11: Evaluation de la surcharge (Q):C-3.

Nature	Q	Q _{escalier}	S _{aff}	S _{aff escalier}	Q	Q cumulées
Terrasse inaccessible	1	/	16.51	/	16.51	16.51
13 ^{ème} étage	1.5	2.5	12.84	3.55	28.135	44.645
12 ^{ème} étage	1.5	2.5	12.84	3.55	28.135	69.97
11 ^{ème} étage	1.5	2.5	12.84	3.55	28.135	92.47
10 ^{ème} étage	1.5	2.5	12.84	3.55	28.135	112.17
9 ^{ème} étage	1.5	2.5	12.84	3.55	28.135	129.05
8 ^{ème} étage	1.5	2.5	12.84	3.55	28.135	143.12
7 ^{ème} étage	1.5	2.5	12.84	3.55	28.135	157.18
6 ^{ème} étage	1.5	2.5	12.84	3.55	28.135	171.25
5 ^{ème} étage	1.5	2.5	12.84	3.55	28.135	185.32
4 ^{ème} étage	1.5	2.5	12.84	3.55	28.135	199.39

3 ^{ème} étage	1.5	2.5	12.84	3.55	28.135	213.48
2 ^{ème} étage	1.5	2.5	12.84	3.55	28.135	227.58
1 ^{ème} étage	1.5	2.5	12.84	3.55	28.135	241.65
RDC	1.5	2.5	12.84	3.55	28.135	255.72

Tableau II.12: Descente de charge du poteau C-3.

Niveaux	Eléments	G(KN)
N0	Plancher inaccessible	92.29
	Poteau	8.76
	Poutre	23.78
	Totale	124.83
N1	Venant de N0	124.83
	Plancher étage courant	56.18
	escalier	23.67
	Poteau	8.76
	Poutre	23.78
	Totale	237.22
N2	Venant de N1	237.22
	Plancher étage courant	56.18
	escalier	23.67
	Poteau	11.44
	Poutre	23.78
	Totale	352.29
N3	Venant de N2	352.29
	Plancher étage courant	56.18
	escalier	23.67
	Poteau	11.44
	Poutre	23.78
	Totale	467.36
N4	Venant de N3	467.36
	Plancher étage courant	56.18
	escalier	23.67
	Poteau	11.44

	Poutre	23.78
	Totale	582.43
N5	Venant de N4	582.43
	Plancher étage courant	56.18
	escalier	23.67
	Poteau	14.50
	Poutre	23.78
	Totale	700.56
N6	Venant de N5	700.56
	Plancher étage courant	56.18
	escalier	23.67
	Poteau	14.50
	Poutre	23.78
	Totale	818.69
N7	Venant de N6	818.69
	Plancher étage courant	56.18
	escalier	23.67
	Poteau	14.5
	Poutre	23.78
	Totale	936.82
N8	Venant de N7	936.82
	Plancher étage courant	56.18
	escalier	23.67
	Poteau	17.87
	Poutre	23.78
	Totale	1058.32
N9	Venant de N8	1058.32
	Plancher étage courant	56.18
	escalier	23.67
	Poteau	17.87
	Poutre	23.78
	Totale	1179.91

N10	Venant de N9	1179.91
	Plancher étage courant	56.18
	escalier	23.67
	Poteau	17.87
	Poutre	23.78
	Totale	1301.5
N11	Venant de N10	1301.5
	Plancher étage courant	56.18
	escalier	23.67
	Poteau	21.63
	Poutre	23.78
	Totale	1426.76
N12	Venant de N11	1426.76
	Plancher étage courant	56.18
	escalier	23.67
	Poteau	21.63
	Poutre	23.78
	Totale	1552.02
N13	Venant de N12	1552.02
	Plancher étage courant	56.18
	escalier	23.67
	Poteau	29.34
	Poutre	23.78
	Totale	1684.99

Après avoir effectué le calcul pour la recherche du poteau le plus sollicité ;on a trouvé que le poteau C-3 est le plus sollicité sous charges verticale

$$G=1684.99 \text{ KN}$$

$$Q=255.72 \text{ KN}$$

Alors :

Selon le CBA93 (art .13.8.1.1) on doit majorer pour les poteaux intermédiaires l'effort de compression ultime N_u à 10%,telle que :

$$Nu=1.1(1.35G+1.5Q)$$

$$Nu=1.1(1.35*1684.99+1.5*255.72)$$

$$Nu=2924.15 \text{ KN}$$

❖ **Vérification pour le poteau :**

✓ **Vérification à la compression simple :**

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\frac{Nu}{B} \leq 0.6 f_{c28}$$

Avec B : section du béton

$$B \geq Nu/(0.6*f_{c28}) \Rightarrow B = \frac{2.92415}{0.6 * 25} = 0.2 \text{ m}^2$$

$$\text{On a } B=0.55*0.55=0.3025 \text{ m}^2$$

Donc $B > 0.2$c'est vérifié

✓ **Vérification au flambement (art.B.8.2.1) :**

D'après le (CBA93), on doit faire la vérification suivante

$$Nu \leq \alpha[(Br*f_{c28})/(0.9*\gamma_b)+(As*f_e)/\gamma_s]$$

Avec

Br : section réduite du béton ;

As : section des armatures ;

γ_b : coefficient de sécurité de béton ;

γ_s : coefficient de sécurité des aciers ;

α : coefficient en fonction de l'élancement λ .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50. \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$$

D'après le BAEL : $A_s=1\% B_r$

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

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

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

$$I : \text{Moment d'inertie} : I = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 3.88 = 2.716 \text{ m.}$$

$$B = 0.55 \times 0.55 = 0.3025 \text{ m}^2 .$$

$$I = \frac{0.55 \times 0.55^3}{12} = 7.62 \times 10^{-3} \text{ m}^4 .$$

$$i = \sqrt{\frac{7.62 \times 10^{-3}}{0.3025}} = 0.158$$

$$\lambda = \frac{2.716}{0.158} = 17.19 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{17.19}{35}\right)^2} = 0.81$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier que :

$$B_r = \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_s} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$B_{rcal} = \frac{2924.15}{0.81 \times \left[\frac{25 \times 10^3}{0.9 \times 1.5} + \frac{400 \times 10^3}{100 \times 1.15} \right]} = 0.164 \text{ m}^2$$

$$\text{Or nous avons } B_r = (0.55 - 0.2) \times (0.55 - 0.2) = 0.28 \text{ m}^2$$

$B_r = 0.28 \text{ m}^2 > B_{rcal} = 0.164 \text{ m}^2$ donc le poteau ne risque pas de flamber.

✓ **Vérification des conditions de RPA :**

$$\text{Min (b,h)} \geq 25 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

$$\text{Min (b,h)} \geq h_e/20 \dots \dots \dots (2)$$

$$1/4 \leq b/h \leq 4 \dots \dots \dots (3)$$

Le tableau suivant résume la vérification du RPA pour les différents poteaux

Tableau II.13 : vérification des conditions de RPA.

Niveau	Section	Condition(1)	Condition(2)	Condition(3)	observation
RDC	55*55	$55 \geq 25$	$55 \geq 14.4$	$1/4 \leq 1 \leq 4$	vérifier
Etage 1,2	55*55	$55 \geq 25$	$55 \geq 14.3$	$1/4 \leq 1 \leq 4$	Vérifier
Etage 3,4,5	50*50	$50 \geq 25$	$50 \geq 14.3$	$1/4 \leq 1 \leq 4$	Vérifier
Etage 6,7,8	45*45	$45 \geq 25$	$45 \geq 14.3$	$1/4 \leq 1 \leq 4$	Vérifier
Etage 9,10,11	40*40	$40 \geq 25$	$40 \geq 14.3$	$1/4 \leq 1 \leq 4$	Vérifier
Etage 12,13	35*35	$35 \geq 25$	$35 \geq 14.3$	$1/4 \leq 1 \leq 4$	vérifier

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux est que nous avons fait toute les vérifications nécessaire nous avons adopté les sections suivantes :

Les poutres principales : 45*30

Les poutres secondaires : 35*30

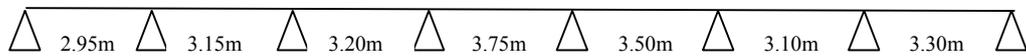
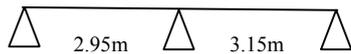
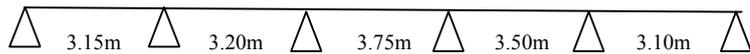
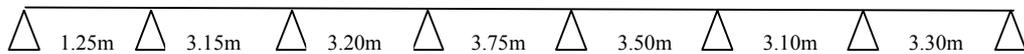
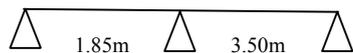
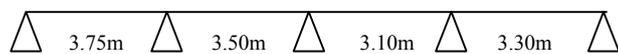
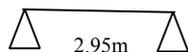
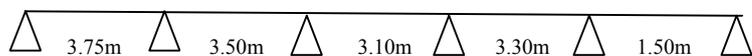
Poteaux de RDC, 1,2 étage : 55*55

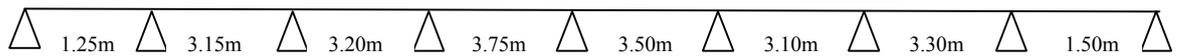
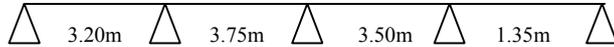
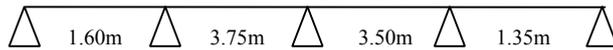
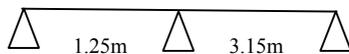
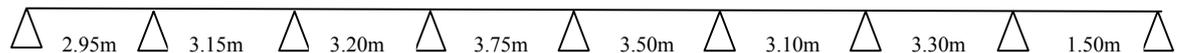
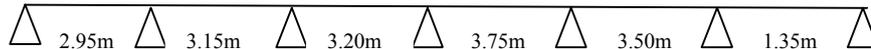
Poteaux de 3, 4,5 étages : 50*50

Poteaux de 6, 7,8 étages : 45*45

Poteaux de 9, 10,11 étages : 40*40

Poteaux de 12,13 étages : 35*35

III.1.ETUDE DES POUTRELLES DE PLANCHER**III.1.1.Différents types de poutrelles :****Type 1 :****Type 2 :****Type 3 :****Type 4 :****Type 5 :****Type 6 :****Type 7****Type 8 :****Type 9 :**

Type 10 :**Type 11 :****Type 12 :****Type 13:****Type 14 :****Type 15 :****Fig III.1 : Les différents types des poutrelles.**

- ✓ Plancher terrasse inaccessible : $Q=1\text{KN/m}^2$ $G=6.55\text{KN/m}^2$

Voire les types (5, 10, 12, 14,15)

- ✓ Plancher d'étage courant : $Q=1.5\text{KN/m}^2$ $G=5.33\text{KN/m}^2$

Voire types(1,2,3,4,5,6,7,8,9,10,11,12,13)

III.1.2.Méthode de calcul :

Les poutrelles sont calculées en section en T comme des poutres continues soumise à la flexion simple sous la charge Q .Pour le ferrailage, il faut calculer les sollicitations internes : le moment et l'effort tranchant (M, V) par la méthode de RDM (méthode des 3 moments), pour les éléments (poutre continue) on utilise :

- ✓ la méthode forfaitaire ;
- ✓ la méthode de Caquot.

III.1.2.1. La méthode forfaitaire :

a. Condition d'applications :

- ✓ 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 ;
- ✓ Que le rapport : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$;
- ✓ La fissuration est peu nuisible.

b. Exposé de la méthode :

Soit une poutre continue soumise à une charge uniformément répartie q

Et Soit : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ avec α : Coefficient traduit l'importance de $\frac{Q}{Q+G}$

b.1. Moment sur appuis :

❖ Appuis de rive :

Sur les appuis de rive les moments sont nuls, cependant on les ferrailles (aciers de fissuration) avec une quantité d'acier équilibrant un moment égale à $(-0,15 \times M_0)$.

❖ Appuis intermédiaires :

✓ Poutres sur deux travées :



Les moments sont 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 voisins de l'appui de rive.

$(-0.4 \times M_0)$: Pour les autres appuis intermédiaires.

Tel que M_0 : Le maximum des deux moments isostatique encadrant l'appui considéré.

$$M_0 = \frac{q \times L_i^2}{8}$$

b.2.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).

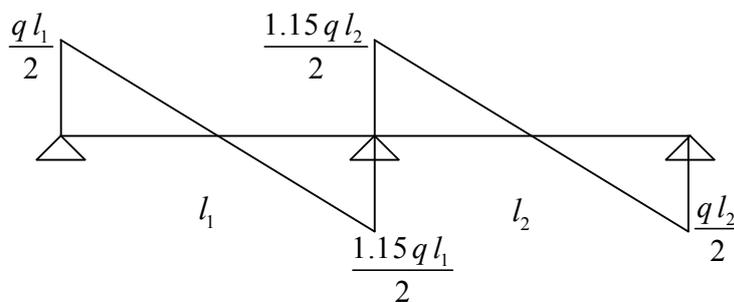
Tel que M_0 : Moment isostatique de la travée considérée.

b.3.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.



(a)

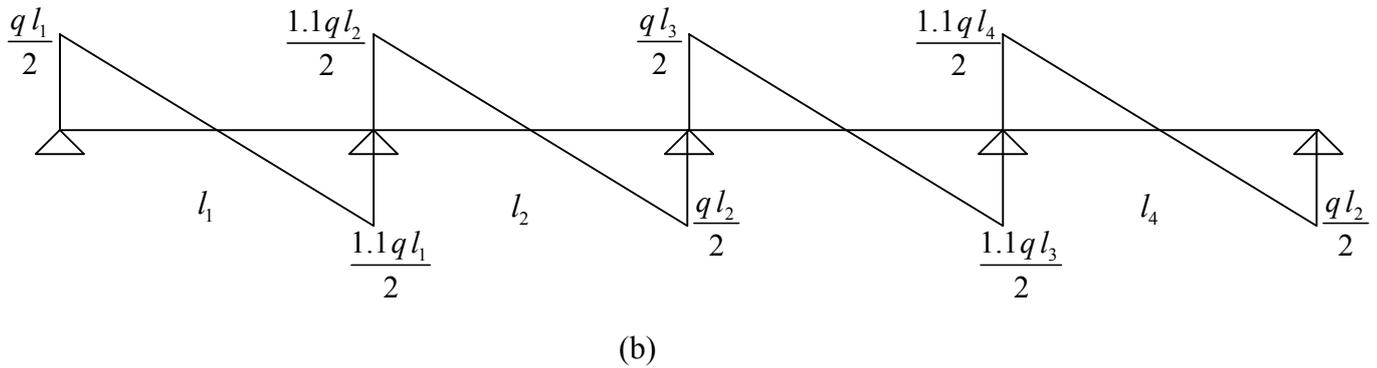


Fig III.2: Evaluation des efforts tranchants (a, b).

III.1.2.2. La méthode de Caquot :

a. Condition d'applications :

Cette méthode est appliquée essentiellement au plancher à surcharge élevé c'est -à-dire : $Q > \min (2G ; 5\text{KN/m}^2)$.

b. Exposé de la méthode :

Elle est basée sur la méthode des 3 moments que Caquot a adapté aux éléments en béton armé, on prend en considération les deux points suivants :

- ✓ La variation du moment d'inertie de la poutre continue d'une travée à une autre due à la variation de la longueur de la table de compression ;
- ✓ L'amortissement de l'effet des chargements des poutres en béton armé.

b.1. Moment en appuis :

$$M_i = -\frac{q_g \times L_g^3 + q_d \times L_d^3}{8,5 \times (L'_g + L'_d)}$$

Tel que : $\begin{cases} L'_g \text{ et } L'_d : \text{Longueurs fictives} \\ q_g, q_d : \text{Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement} \end{cases}$

$L' = \begin{cases} 0,8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$

b.2.Moment en travée :

$$M(X) = M_0(X) + M_g \times \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{L}\right) = \frac{q_X}{2} \times (L - X) \times M_g \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{L}\right)$$

$$\frac{dM}{dX} = 0 \Rightarrow -q \times X + q \times \frac{L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L} = 0$$

$$\Rightarrow X = \frac{\frac{q \times L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L}}{q}$$

$$M_{\max} = M(X)$$

b.3.L'effort tranchant :

$$V = V_0 - \frac{M_g - M_d}{l}$$

❖ Remarque :

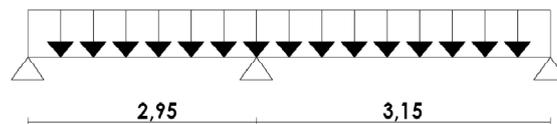
Si la condition 2,3 ou 4 des conditions forfaitaire n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot minorée.

Dans ce cas, les calculs sont faits de la même manière que la méthode de Caquot, sauf au niveau des appuis les moments sont calculés en remplaçant (G) par (G') avec : $G' = 2/3 * G$.

❖ Exemple de calcul pour l'étage courant :**❖ Type 2 (deux travées) :**

$$G = 5.33 \text{ KN/m}^2;$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2.$$

**A l'ELU :**

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) * b$$

b : entre axe de deux poutrelle successive.

$$q_u = (1.35 * 5.33 + 1.5 * 1.5) * 0.65 = 6.14 \text{ KN/m}^2.$$

A l'ELS:

$$q_s = (G + Q) * b$$

$$q_s = (5.33 + 1.5) * 0.65 = 4.44 \text{ KN/m}^2$$

❖ **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

1) $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \min(10.66 \text{ KN/m}^2; 5 \text{ KN/m}^2)$vérifié;

2) les moments d'inertie sont constants dans toutes les travées.....vérifié ;

3) la fissuration est peu nuisible.....vérifié ;

4) $2.95/3.15 = 0.93$vérifié.

Les conditions sont vérifiées donc on peut appliquer la méthode forfaitaire.

Calcul des sollicitations :

✓ **Les moments isostatiques :**

A l'ELU

$$\text{Travée AB : } M_{01} = \frac{q_u l_1^2}{8} = 6.68 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée BC : } M_{02} = \frac{q_u l_2^2}{8} = 7.61 \text{ KN.m}$$

A l'ELS

$$\text{Travée AB : } M_{01} = \frac{q_s l_1^2}{8} = 4.83 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée BC : } M_{02} = \frac{q_s l_2^2}{8} = 5.51 \text{ KN.m}$$

✓ **En appuis :**

1. Appui de rive :

$$M_a = M_c = 0$$

Sur les appuis de rive, les moments sont nuls, mais le BAEL préconise de mettre des armatures de fissuration équilibrant un moment fictif $M = -0.15 * M_0$

$$M_a = M_c = -0.15 * 7.61 = -1.14 \text{ KN.m}$$

2. Appui intermédiaire :**A l'ELU**

$$M_b = -0.6 * M_{02} = -0.6 * 7.61 = -4.57 \text{ KN.m}$$

A l'ELS

$$M_b = -0.6 * M_{02} = -0.6 * 5.51 = -3.31 \text{ KN.m}$$

✓ Moments en travées:

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = 0.22$$

$$\alpha = 0.22 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.07 & \text{travée intermédiaire} \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.27 & \text{travée de rive} \end{cases}$$

A l'ELU**Travée AB :**

$$\begin{cases} M_t \geq 1.07 \times 6.68 - \frac{4.57}{2} = 4.86 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.27}{2} \times 6.68 = 4.24 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_t = 4.86 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$\begin{cases} M_t \geq 1.07 \times 7.61 - \frac{4.57}{2} = 5.86 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.27}{2} \times 7.61 = 4.83 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow M_t = 5.86 \text{ KN.m}$$

A l'ELS**Travée AB :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1.07 \times 4.83 - \frac{3.31}{2} = 3.51 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.27}{2} \times 4.83 = 3.06 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow M_t = 3.51 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1.07 \times 5.51 - \frac{3.31}{2} = 4.24 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.27}{2} \times 5.51 = 3.50 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow M_t = 3.50 \text{ KN.m}$$

✓ **Les efforts tranchants :**

À l'ELU**Travée A-B :**

$$\left\{ \begin{array}{l} V_A = \frac{6.14 \times 2.95}{2} = 9.06 \text{ KN} \\ V_B = -1.1 \times V_A = -10.41 \text{ KN} \end{array} \right.$$

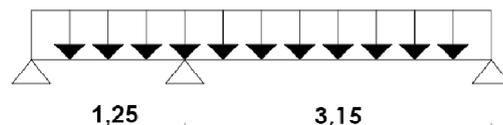
Travée B-C :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_B = 1.15 \times \frac{6.14 \times 3.15}{2} = 11.12 \text{ KN} \\ V_C = -9.67 \text{ KN} \end{array} \right.$$

❖ **Type 13 (deux travées) :**

$$G = 5.33 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2.$$

**A l'ELU**

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \cdot b$$

b : entre axe de deux poutrelle successive.

$$q_u = (1.35 * 5.33 + 1.5 * 1.5) * 0.65 = 6.14 \text{ KN/m}^2$$

A L'ELS

$$q_s = (G + Q) * b$$

$$q_s = (5.33 + 1.5) * 0.65 = 4.44 \text{ KN/m}^2$$

❖ Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

1) $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \min(10.66 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{ KN/m}^2)$ vérifié ;

2) les moments d'inertie sont constants dans toutes les travées vérifié ;

3) la fissuration est peu nuisible vérifié ;

4) $1.25/3.15 = 0.4$ n'est pas vérifié.

La condition n'est pas vérifiée donc on applique la méthode de Caquot minorée.

Calcul des sollicitations :**✓ En appuis :**

$$G' = 2/3 G = 2/3 * 5.33 = 3.55 \text{ KN/m}^2$$

A l'ELU

$$q_u = (1.35 G' + 1.5 Q) * b$$

b : entre axe de deux poutrelle successive.

$$q_u = (1.35 * 3.55 + 1.5 * 1.5) * 0.65 = 4.58 \text{ KN/m}^2$$

A l'ELS

$$q_s = (G' + Q) * b$$

$$q_s = (3.55 + 1.5) * 0.65 = 3.28 \text{ KN/m}^2$$

1. Appui de rive :

$$M_a = M_c = 0$$

Sur les appuis de rive, les moments sont nuls, mais le BAEL préconise de mettre des armatures de fissuration équilibrant un moment fictif $M = -0.15 * M_0$

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = 5.68 \text{ KN.m}$$

$$M_a = M_c = -0.15 * 5.68 = -0.85 \text{ KN.m}$$

2. Appui intermédiaire :

A L'LEU

Les longueurs fictifs : $l'_g = l = 1.25 \text{ m}$

$$l'_d = l = 3.15 \text{ m}$$

$$M_t = \frac{4.58 * 1.25^3 + 4.58 * 3.15^3}{8.5(1.25 + 3.15)} = -4.07 \text{ KN.m}$$

A L'LES

$$M_t = \frac{3.28 * 1.25^3 + 3.28 * 3.15^3}{8.5(1.25 + 3.15)} = -2.91 \text{ KN.m}$$

✓ Moments en travées :

A I'ELU

Travée AB :

$$x_0 = \left[\frac{-4.07}{1.25 * 6.14} \right] + \frac{1.25}{2} = 0.09 \text{ m}$$

$$M(x) = \frac{6.14 * 0.09}{2} (1.25 - 0.09) - 4.07 \frac{0.09}{1.25} = 0.027 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$x_0 = \left[\frac{4.07}{3.15 * 6.14} \right] + \frac{3.15}{2} = 1.78 \text{ m}$$

$$M(x) = \frac{6.14 * 1.78}{2} (3.15 - 1.78) - 4.07 \left(1 - \frac{1.78}{3.15} \right) = 5.72 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :**Travée AB :**

$$M(x) = \frac{4.44 * 0.09}{2} (1.25 - 0.09) - 2.91 \frac{0.09}{1.25} = 0.022 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$M(x) = \frac{4.44 * 1.78}{2} (3.15 - 1.78) - 2.91 \left(1 - \frac{1.78}{3.15}\right) = 4.15 \text{ KN.m}$$

✓ **Les efforts tranchants :****Travée AB :**

$$V_A = \frac{6.14 * 1.25}{2} - \frac{4.07}{1.25} = 0.58 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{6.14 * 1.25}{2} - \frac{4.07}{1.25} = -7.09 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$V_B = \frac{6.14 * 3.15}{2} + \frac{4.07}{3.15} = 10.96 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{6.14 * 3.15}{2} - \frac{4.07}{3.15} = -8.38 \text{ KN}$$

Récapitulation des résultats des différents types de poutrelles :*Tableau III.1 : Sollicitation à l'ELU des différents types de poutrelles.*

Type de poutrelle		$M_{tmax}(\text{KN.m})$	$M_{amax}(\text{KN.m})$	V_{max}
RDC	Type 1	7.24	5.4	11.51
	Type 2	5.86	4.57	11.12
	Type 3	6.14	4.77	11.57
1 ^{er} et 2 ^{eme} étage	Type 1	7.24	5.4	11.81
	Type 2	5.86	4.57	11.12
	Type 3	6.68	4.55	11.59
	Type 4	7.09	4.95	12.16

	Type 5	8.80	5.39	12.66
	Type 6	6.68	1	9.05
3 ^{ème} étage	Type 1	7.24	5.4	11.81
	Type 2	6.68	4.55	11.59
	Type 3	6.68	1	9.05
	Type 4	5.86	4.57	11.12
	Type 5	7.09	4.95	12.16
	Type 6	8.80	5.39	12.66
	Type 7	6.4	4.55	11.59
4 ^{ème} ,7 ^{ème} étage	Type 1	7.24	5.4	11.81
	Type 2	6.68	4.55	11.59
	Type 3	6.4	4.55	11.59
	Type 4	8.80	5.39	12.66
	Type 5	5.86	4.57	11.12
	Type 6	7.09	4.95	12.16
	Type 7	6.65	5.39	12.66
	Type 8	6.80	4.55	11.80
8 ^{ème} étage	Type 1	7.24	5.4	11.81
	Type 2	6.68	4.55	11.59
	Type 3	6.4	4.55	11.59
	Type 4	8.80	5.39	12.66
	Type 5	5.86	4.57	11.12
	Type 6	7.09	4.95	12.16
	Type 7	6.80	4.55	11.80
9 ^{ème} et 10 ^{ème} étage	Type 1	7.24	5.4	11.81
	Type 2	6.68	4.55	11.59
	Type 3	6.4	4.55	11.59
	Type 4	8.80	5.39	12.66
	Type 5	5.86	4.57	11.12
	Type 6	7.09	4.95	12.16
11 ^{ème} étage	Type 1	6.4	4.55	11.59
	Type 2	5.86	4.57	11.12
	Type 3	7.09	4.95	12.16

	Type 4	8.80	5.39	12.66
	Type 5	5.72	4.07	10.96
12 ^{ème} étage	Type 1	6.4	4.55	11.59
	Type 2	5.86	4.57	11.12
	Type 3	7.09	4.95	12.16
	Type 4	8.80	5.39	12.66
	Type 5	5.72	4.07	10.96
Terrasse inaccessible	Type 1	7.19	5.01	12.68
	Type 2	7.19	4.78	12.68
	Type 3	7.19	4.78	12.68
	Type 4	7.19	4.78	12.68
	Type 5	7.52	4.78	12.86

III.1.3.Ferrailage :

III.1.3.1.Ferrailage de l'étage courant :

❖ Les sollicitations

$M_{t \max} = 8.80 \text{ KN.m}$ (l'ELU).

$M_{t \max} = 6.39 \text{ KN.m}$ (l'ELS).

$M_a^r \max = 1.62 \text{ KN.m}$.

$M_a^i \max = 5.4 \text{ KN.m}$.

$M_a \max = 3.90 \text{ KN.m}$ (l'ELS).

$V_{\max} = 12.66 \text{ KN.m}$.

Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple.

- ✓ si $M_u \leq M_{TU} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression, donc la section sera calculée comme une section rectangulaire ($b \times h$).
- ✓ si non l'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.

Calcul à l'ELU :✓ **En travée :**

$$M_{\max}^t = 8.80 \text{KN.m.}$$

$$M_{tu} = f_{bu} * b * h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14.2 * 10^3 * 0.65 * 0.04 * \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 59 \text{KN.m}$$

$M_t < M_{tu} \Rightarrow$ D'où l'axe neutre passe par la table de compression, le calcul se fera pour une section rectangulaire $(b * h) = (65 * 20) \text{ cm}^2$.

$$\mu_{bu} = \frac{M^t}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{8.80 * 10^{-3}}{14.2 * 0.65 * 0.18^2} = 0.029 < 0.186$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{Mpa}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.029}) = 0.037$$

$$Z = 0.18 * (1 - 0.4 * 0.037) = 0.18 \text{m}$$

$$A_t = \frac{8.80 * 10^{-3}}{348 * 0.18} = 1.40 * 10^{-4} \text{m}^2$$

$$A_t = 1.40 \text{cm}^2$$

❖ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 * b * d * f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 * 0.65 * 0.18 * 2.1}{400} = 1.412 \text{cm}^2$$

$$A_{\min} > A_t \Rightarrow \text{donc on ferraille avec } A_{\min}$$

$$A = 2T10 + 1T8 = 2.07 \text{cm}^2$$

✓ **En appuis :****a. Appuis intermédiaires :**

La table de compression est tendue donc le calcul se ramène à une section rectangulaire $b_0 * h$

$$M_a^{\text{int}} = 5.4 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\text{int}}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{5.40 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.12 < 0.186$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.12}) = 0.16$$

$$Z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.16) = 0.17 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{5.40 \times 10^{-3}}{348 \times 0.17} = 0.91 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_a = 0.91 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.21 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_t \Rightarrow C \text{ est vérifié.}$$

$$A = 2T8 = 1.01 \text{ cm}^2$$

b. Appuis de rive :

La table de compression est tendue donc le calcul se ramène à une section rectangulaire $b_0 \times h$

$$M_a^{\text{int}} = 1.62 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\text{int}}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{1.62 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.035 < 0.186$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.035}) = 0.044$$

$$Z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.044) = 0.18 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{1.62 \times 10^{-3}}{348 \times 0.18} = 0.26 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_a = 0.26 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.21 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_t \Rightarrow \text{C'est vérifié.}$$

$$A = 1\text{T}8 = 0.50 \text{ cm}^2$$

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

$$V_u = 12.66 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{12.66 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.70 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

$$\overline{\tau}_u = \min [0.133 f_{c28}; 5 \text{ MPa}] = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau}_u \quad \text{C'est vérifié.}$$

❖ **Choix des armatures transversales :**

On choisit un étrier Φ_6

$$A_t = 2\Phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$$

❖ **L'espacement :**

$$St \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow St \leq 16.2 \text{ cm}$$

$$St \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})}$$

$$St \leq 260.57 \text{ cm}$$

$$St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow St \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.1 \times 0.4} = 0.57 \text{ m} = 57 \text{ cm}$$

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

✓ **Vérification à l'effort tranchant:****a. Vérification des A_t à V_u de l'appui intermédiaire :****L'appui intermédiaire :**

$$A_t \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$A_t \geq \frac{1.15}{400} \left(12.66 \times 10^{-3} - \frac{5.40 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18} \right) = -0.59 \text{ cm}$$

Au niveau de l'appui intermédiaire V_U est négligeable devant M_u (n'a pas d'influence sur les A_t)

L'appui de rive :

Au niveau de l'appui de rive on a $M_u = 0$.

$$A_t \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Rightarrow A_t \geq \frac{1.15}{400} \times 12.66 \times 10^{-3} = 0.36 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq 0.36 \text{ cm}^2$$

Or, $A_t = 2T10 + 1T8 + 1T8 = 2.57 \text{ cm}^2$ C'est vérifiée.

b. Cisaillement au niveau de la jonction table-nervure :

$$\tau_u = \frac{V_U \left(\frac{b - b_0}{2} \right)}{0.9 \times d \times b \times h_0} = \frac{12.66 \times 10^{-3} \left(\frac{0.65 - 0.1}{2} \right)}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 0.83 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < 3.33 \text{ MPa} \quad \text{C'est vérifiée.}$$

✓ Vérification des poutrelles à l'ELS :

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification n'est pas nécessaire dans les aciers.

Il y a lieu de vérifier : - Etat limite de compression du béton.

- Etat limite de déformation.

❖ Etat limite de compression du béton :**1. En travée :**

$$M_t^{\max} = 6.39 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0)$$

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 2.07 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = 0.0853$$

L'axe neutre dans la table \Rightarrow calcul de section rectangulaire (bxh)

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$A' = 0$$

$$\frac{0.65}{2}y^2 + 15 \times 2.07 \times 10^{-4}y - 15 \times 2.07 \times 10^{-4} \times 0.18 = 0$$

$$0.325y^2 + 0.003105y - 5.589 \times 10^{-4} = 0$$

$$\Delta = 0.000736 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 0.027$$

$$y = 0.037m$$

$$I = \frac{0.65}{3} \times (0.037)^3 + 15 \times 2.07 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.037)^2 \Rightarrow I = 7.45 \times 10^{-5} m^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{6.39 \times 10^{-3}}{7.45 \times 10^{-5}} \times 0.037$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_{bc} = 3.17 MPa \\ \sigma_{bc} = 15 MPa \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$$

La fissuration est préjudiciable, alors on ne vérifie que σ_{sc} (σ_{sc} est toujours vérifiée)

2. En appuis intermédiaires :

$$M_{ser} = 3.9 \times 10^{-3} MN.m$$

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

$$A' = 0 \Rightarrow \frac{b_0}{2}y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

$$\frac{0.10}{2}y^2 + 15 \times 1.01 \times 10^{-4}y - 15 \times 1.01 \times 10^{-4} \times 0.18 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 0.00753$$

$$y = 0.06m$$

$$I = \frac{b_0}{3}y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 7.2 \times 10^{-6} + 15 \times 1.01 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.06)^2$$

$$I = 2.902 \times 10^{-5} m^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{3.9 \times 10^{-3}}{2.902 \times 10^{-5}} \times 0.06 = 8.06 MPa$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \quad \text{C'est vérifié.}$$

❖ 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 **BAEL 91**(Article B.6.5) et le **CBA 93**.

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite ,la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\checkmark \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\checkmark \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\checkmark \quad \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

On a : $\frac{h}{l} = \frac{20}{375} = 0.053 < \frac{1}{16}$ la condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5m est de :

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{375}{500} = 0.75cm$$

f_{gv} et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

f_{ij} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G+Q).

Evaluation des moments en travée :

$q_{jser} = 0.65 \times G$ la charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement ;

$q_{gser} = 0.65 \times G$ la charge permanente qui revient à la poutrelle ;

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$ la charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \times 0.75$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \times 0.75$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8} \times 0.75$$

Propriété de la section :

Position de l'axe neutre :

$$y = 0.037m$$

$$I = 7.45 \times 10^{-5} m^4$$

$$A_s = 2.07 cm^2$$

$$E_i = 32164.2 Mpa$$

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

Moment d'inertie

$$I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_s \times (V_2 - C)^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \times \left(\frac{bxh^2}{2} + 15 \times A_s \times xd \right) = 10.18 cm$$

$$B = bxh + 15 \times A_s = 1331.05 cm^2$$

$$V_2 = h - V_1 = 9.82 cm$$

$$I_0 = 45274.23 cm^4$$

Calcul de λ_i et λ_v

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{2.07}{10 \times 18} = 0.0115$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = 3.7$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 1.48$$

Contraintes (σ_s)

$$\sigma_{sj} = 15 * \frac{M_{jser}}{I} (d - y) ; \sigma_{sg} = 15 * \frac{M_{gser}}{I} (d - y) ; \sigma_{sp} = 15 * \frac{M_{pser}}{I} (d - y)$$

Inerties fictives (I_f)

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} ; \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} ; \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$I_{fj} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; I_{fg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; I_{fp} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

Evaluation des flèches :

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fj}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fg}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fp}} ; f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 2.85 = 1.85 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.33 = 3.46 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.33 + 1) = 4.44 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \times 0.75 = \frac{1.85 \times 3.75^2}{8} \times 0.75 = 2.44 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \times 0.75 = \frac{3.46 \times 3.75^2}{8} \times 0.75 = 4.56 \text{KN.m}$$

$$M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8} \times 0.75 = \frac{4.44 \times 3.75^2}{8} \times 0.75 = 5.85 \text{KN.m}$$

$$\sigma_{sj} = 15x \frac{2.44 \times 10^{-3} (0.18 - 0.037)}{7.45 \times 10^{-5}} = 70.25 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15x \frac{4.56 \times 10^{-3} (0.18 - 0.037)}{7.45 \times 10^{-5}} = 131.29 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15x \frac{5.85 \times 10^{-3} (0.18 - 0.037)}{7.45 \times 10^{-5}} = 168.43 \text{Mpa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0115 \times 70.25 + 2.1} = 0.31$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0115 \times 131.29 + 2.1} = 0.55$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0115 \times 168.43 + 2.1} = 0.62$$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times 45274.23}{1 + 3.7 \times 0.31} = 23195.92 \text{cm}^4$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times 45274.23}{1 + 3.7 \times 0.55} = 16409.11 \text{cm}^4$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times 45274.23}{1 + 3.7 \times 0.62} = 15118.89 \text{cm}^4$$

$$I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times 45274.23}{1 + 1.48 \times 0.55} = 27454.05 \text{cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{2.44 \times 3.75^2}{10 \times 32164.2 \times 23195.92} \times 10^7 = 0.045 \text{cm}$$

$$f_{gi} = \frac{4.56 \times 3.75^2}{10 \times 32164.2 \times 16409.11} \times 10^7 = 0.12 \text{cm}$$

$$f_{pi} = \frac{5.85 \times 3.75^2}{10 \times 32164.2 \times 15118.89} \times 10^7 = 0.16 \text{ cm}$$

$$f_{vg} = \frac{4.56 \times 3.75^2}{10 \times 10721.4 \times 23195.92} \times 10^7 = 0.25 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.25 - 0.045 + 0.16 - 0.12 = 0.245 \text{ cm}$$

$$\Delta f = 0.245 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0.75 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

Le ferrailage des poutrelles est donné comme suit :

Tableau III.2: Récapitulation de ferrailage des poutrelles.

Poutrelle		Armatures longitudinales		Armatures transversale (cm ²)
		Section calculée (cm ²)	Section adoptée (cm ²)	
RDC	Appui de rive	0.211	1HA8=0.50	2Ø6=0.57
	Appui intermédiaire	0.91	2HA8=1.01	2Ø6=0.57
	Travée	1.41	3HA10=2.36	2Ø6=0.57
étage courant	Appui de rive	0.26	1HA8=0.50	2Ø6=0.57
	Appui intermédiaire	0.91	2HA8=1.01	2Ø6=0.57
	Travée	1.80	2HA10+1HA8=2.07	2Ø6=0.57
La terrasse	Appui de rive	0.158	1HA8=0.50	2Ø6=0.57
	Appui intermédiaire	0.847	2HA8=1.01	2Ø6=0.57
	Travée	1.21	3HA10=2.36	2Ø6=0.57

❖ Schéma de ferrailage des poutrelles de RDC :

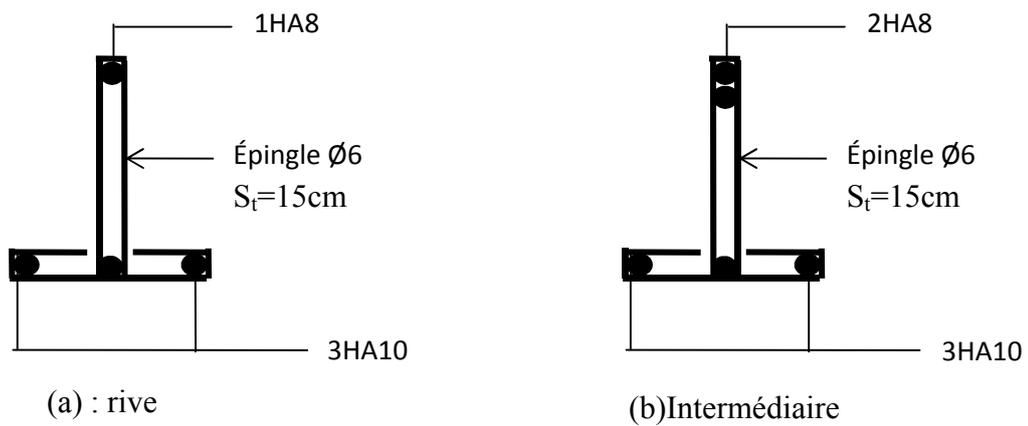


Fig III.3 : Schéma de ferrailage des poutrelles de RDC.

❖ Schéma de ferrailage des poutrelles d'étages courants :

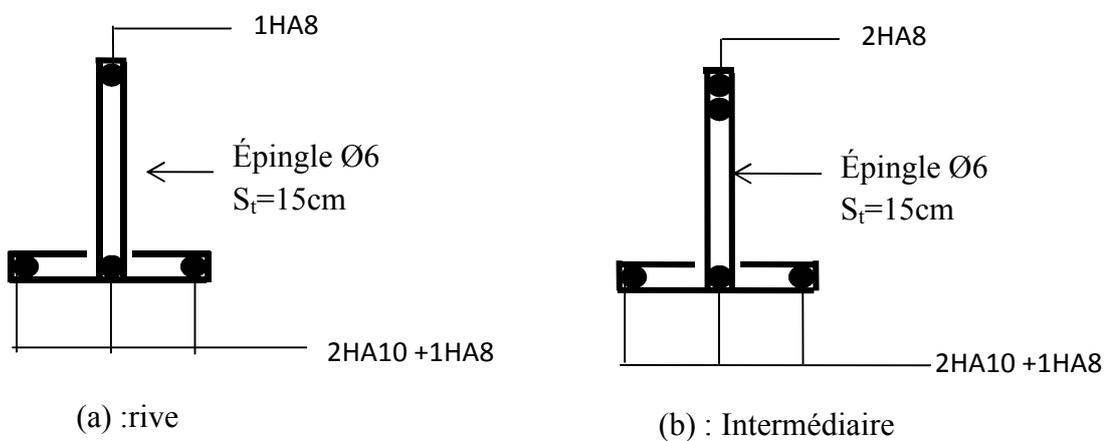


Fig III.4 : Schéma de ferrailage des poutrelles d'étages courants.

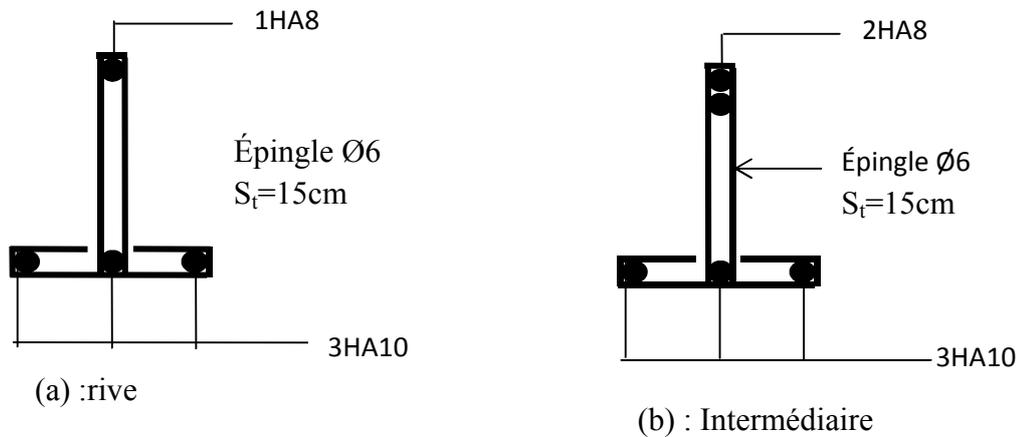
❖ **Schéma de ferrailage des poutrelles de la terrasse :**

Fig III.5 : Schéma de ferrailage des poutrelles de la terrasse.

❖ **Ferrailage de la dalle de compression :**

La dalle de compression sera armée par des treillis soudé continus, totalement ancrés dans les appuis de rive.

✓ **Les armatures perpendiculaires :**

Selon le CBA 93

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1.1 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit :

$$5 \text{ HA } 6/\text{ml} = 1.41 \text{ cm}^2 \perp \text{ aux poutrelles} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$3 \text{ HA } 6/\text{ml} = 0.85 \text{ cm}^2 // \text{ aux poutrelles} \Rightarrow S_t = 33.33 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

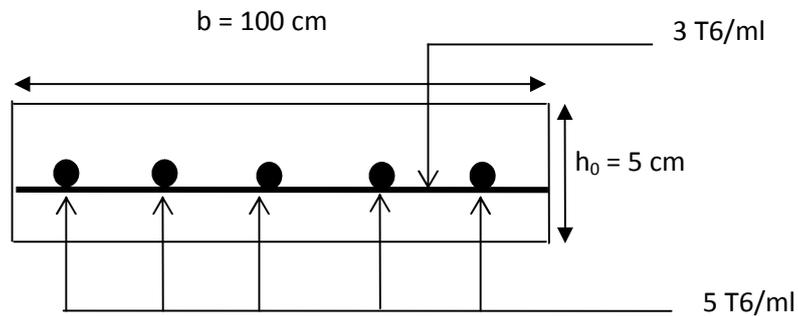
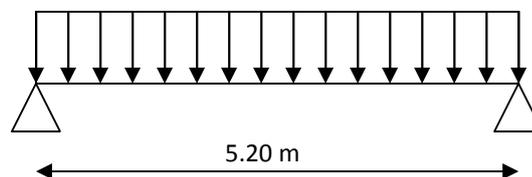
Schéma de ferrailage :

Fig III.6: Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.2. ETUDE DE LA POUTRE DE CHAINAGE**❖ Définition :**

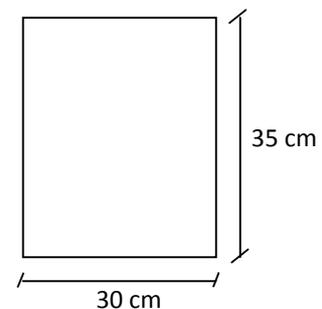
Cette poutre de chaînage est conçue pour reprendre le poids des murs. Elle est considérée comme simplement appuyée, soumise à une charge répartie due à son poids propre et au poids des murs.

**❖ Dimensionnement :**

- ✓ La hauteur de la poutre de chaînage est supérieure ou égale à 20 cm, sans qu'elle puisse être inférieure à la hauteur du plancher ;
- ✓ La largeur est égale à l'épaisseur totale du mur ;
- ✓ La longueur est égale à 5.20m.

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow \frac{520}{15} \leq h_t \leq \frac{520}{10}$$

$$\Rightarrow 34.67 \leq h_t \leq 52$$



$$\checkmark \text{ Le RPA exige : } \begin{cases} h_t \geq 15 \text{ cm} \\ b > \frac{2h}{3} \text{ cm} \end{cases}$$

$$\checkmark \text{ On adopte : } \begin{cases} h_t = 35 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

❖ Calcul des sollicitations :

Poids propre de la poutre :

$$G = 25 * 0.35 * 0.3 = 2.62 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Poids des murs :

On a : $G = 2.55 \text{ KN} / \text{m}^2$ (Double murette)

$$P_{mur} = 2.55 * 2.71 = 6.91 \text{ KN} / \text{m}^2$$

On aura donc :

$$Q_u = 1.35(2.62 + 6.71 + (5.33 * 0.65/2)) + 1.5(1.5 * 0.65/2) = 15.66 \text{ KN/m}$$

$$Q_s = (2.62 + 6.71 + (5.33 * 0.65/2)) + (1.5 * 0.65/2) = 11.75 \text{ KN/m}$$

Calcul à l'ELU :

$$M_t = \frac{q_u * l^2}{8} = \frac{15.66 * 5.20^2}{8} = 52.93 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

❖ Ferrailage :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b_0 * d^2 * f_{bu}} = \frac{52.93 * 10^{-3}}{0.3 * (0.33)^2 * 14.2} = 0.114$$

$$\mu_{bu} = 0.114 < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_u}{Z * f_{st}}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * 0.114}}{0.8} = 0.152$$

$$Z = 0.43(1 - 0.4 * 0.152) = 0.31 \text{ m}$$

$$A = \frac{52.93 * 10^{-3}}{0.31 * 348} = 4.9 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4T14 = 6.16 cm²

❖ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Art B. 7. 4 CBA page 143})$$

$$A_{\min} = 0.23 * 0.3 * 0.33 \frac{2.1}{400} = 1.19 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 1.19 \text{ cm}^2 < A = 6.16 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de l'effort tranchant : (Art A. 5. 1. 1 CBA page 37)**

$$V_U = \frac{q_U * l}{2} = \frac{15.66 * 5.20}{2} = 40.72 \text{ KN}.$$

$$\text{On a : } \tau_U = \frac{V_U}{b * d} = \frac{40.72 * 10^{-3}}{0.3 * 0.33} = 0.41 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_U} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\Rightarrow \tau_U = 0.41 \text{ MPa} < \overline{\tau_U} = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de l'effort tranchant : (art A. 5. 1. 1 CBA page 37)**

$$\phi_t \leq \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_t\right) \dots \dots \quad (\text{Art (III) BAEL91, page 37})$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq (12.8; 30; 10) \text{ soit } \phi_t = 8 \text{ mm}.$$

$$A_t = 4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}.$$

❖ **Les espacements :**

$$S_t \leq \frac{0.8 * A_t * f_e}{b_0 * (\tau_U - 0.3 f_{t28})} \rightarrow \delta_t < 0 \quad (\text{Car : } \tau_U = 0.27 \text{ MPa})$$

$$S_t \leq \min(0.9 * d, 40 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq 29.7 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{b * 0.4} \rightarrow S_t \leq 50.33 \text{ cm}.$$

$$\text{soit : } S_t = 20 \text{ cm}.$$

Calcul à l'ELS :

❖ **Vérification de la contrainte dans le béton : (art A. 4. 5. 2 CBA page 51)**

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} * l^2}{8} = \frac{11.75 * 5.20^2}{8} = 39.7 \text{ KN.m}$$

✓ La position de l'axe neutre de la section du béton :

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0 \Rightarrow y = 11.5cm.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} * y}{I} = \frac{39.7 * 10^{-3} * 11.5 * 10^{-2}}{57920.65 * 10^{-8}} = 7.88MPa.$$

$$\sigma_{bc} = 7.88MPa < \overline{\sigma}_{bc} = 15MPa \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification à la flèche :**

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0.067 > 0.0625 \dots\dots\dots n'est pas Vérifié.$$

Donc il est nécessaire de vérifier la flèche.

Propriété de la section :

Position de l'axe neutre :

$$y = 11.5cm$$

$$I = 57920.65cm^4$$

$$A_s = 6.16cm^2$$

$$E_i = 32164.2Mpa$$

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

$$I_0 = 127591.1cm^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{6.16}{30 \times 33} = 0.00622$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{5 * \rho} = 3.37$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 1.35$$

Contraintes (σ_s)

$$\sigma_{sj} = 15 * \frac{M_{jser}}{I} (d - y) ; \sigma_{sg} = 15 * \frac{M_{gser}}{I} (d - y) ; \sigma_{sp} = 15 * \frac{M_{pser}}{I} (d - y)$$

Inerties fictives (I_f)

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} ; \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} ; \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$I_{fj} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; I_{fg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; I_{fp} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

Evaluation des flèches :

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fj}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fg}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fp}} ; f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$q_{jser} = 2.62 \text{ KN / m}$$

$$q_{gser} = 11.26 \text{ KN / m}$$

$$q_{pser} = 11.75 \text{ KN / m}$$

$$M_{gi} = \frac{ql^2}{8} = \frac{11.26 * 5.20^2}{8} = 38.06 \text{ KN.m}$$

$$M_{pi} = \frac{ql^2}{8} = \frac{11.75 * 5.20^2}{8} = 39.7 \text{ KN.m}$$

$$M_{ji} = \frac{ql^2}{8} = \frac{2.62 * 5.20^2}{8} = 8.85 \text{ KN.m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.922 - 0.053 + 0.664 - 0.612 = 0.921 \text{ cm}$$

La flèche admissible est définie pour portée supérieur ou égale à 5.20 m comme suit :

$$\Delta f_{adm} = \frac{l}{1000} + 0.5 = \frac{520}{1000} + 0.5 = 1.02 \text{ cm}$$

$$\Delta f = 0.921\text{cm} \leq f_{adm} = 1.02\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Schéma de ferrailage :

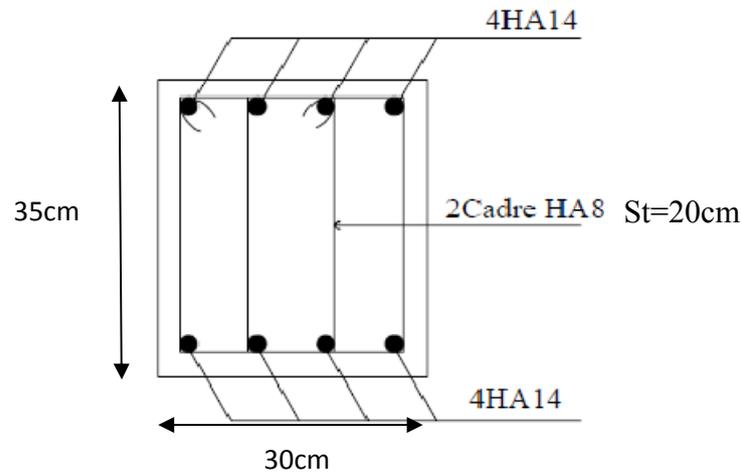


Fig.III.7: Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.

III.3.ETUDE DE L'ACROTÈRE

III.3.1Hypothèse de calcul :

- 1) le calcul se fait pour une bande de 1 ml ;
- 2) type de fissuration est préjudiciable ;
- 3) le calcul se fait à la flexion composée.

III.3.2. Evaluation des charges :

- ✓ Poids propre : $G_1 = 0.0785 \times 25 \times 1 = 1.96\text{KN}$.
- ✓ Poids d'enduit extérieur (ciment : $e = 1.5\text{cm}$) : $G_2 = 20 \times 0.015 \times 0.70 \times 1 = 0.21\text{KN}$.
- ✓ Poids d'enduit intérieur (ciment : $e = 2\text{cm}$) : $G_3 = 20 \times 0.02 \times 0.70 \times 1 = 0.28\text{KN}$.

$$W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 2.45\text{KN}.$$

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

La force sismique :

La force sismique horizontale F_p est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p.$$

RPA99 (Article 6.2.3)

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa, $A = 0,15$).

C_p : Facteur de force horizontale ($C_p = 0,8$).

W_p : Poids de l'acrotère.

Donc :

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,45 = 1,18 \text{ KN/ml}$$

Le centre de gravité de la section est $G(X_g; Y_g)$:

$$X_G = \frac{\sum X_i A_i}{\sum A_i} = 6,05 \text{ cm}$$

$$Y_G = \frac{\sum Y_i A_i}{\sum A_i} = 33,71 \text{ cm}$$

Calcul des sollicitations :

L'acrotère est sollicité par :

Un effort normal dû à son poids propre $N = 2,45 \text{ KN}$

Un effort normal dû à la surcharge $N_Q = 0$

Un effort dû à l'action sismique $N_F = 0$

Les moments engendrés par ces efforts sont :

$$M_G = 0$$

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

$$M_F = F_p \times Y_G = 1,18 \times 0,3371 = 0,40 \text{ KN.m}$$

Combinaison d'action :

Le calcul de l'acrotère se fait à la flexion composée pour une bande de 1 ml

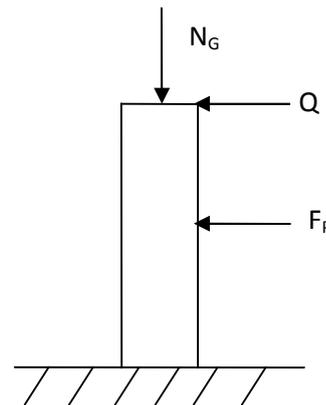
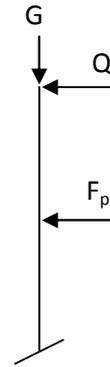


Fig III.8 : Schéma statique de l'acrotère.

Tableau III.3: Calcul de l'acrotère.

	RPA 99	ELU	ELS
Sollicitation	G + Q + E	1.35 G + 1.5 Q	G + Q
N (KN)	4.63	4.81	3.45
M (KN .m)	1.1	1.05	0.7

III.3.3.Ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion composée

Calcul de l'excentricité :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.05}{4.81} = 0.22 \text{ m} \dots\dots\dots(1)$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.7}{6} = 0.12 \text{ m} \dots\dots\dots(2)$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimé \Rightarrow le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

La section soumise à la flexion composée doit être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement) et de l'excentricité pour éviter le risque de flambement.

L'excentricité totale de calcul (e) sans tenir compte de l'effet du second ordre e_2

$$e = e_1 + e_a$$

Avec e_1 : excentricité structurelle = 0.22 m

e_a = excentricité accidentelle.

$$e_a = \max(2cm; \frac{h}{250}) = \max(2cm; \frac{70}{250}) = 2cm$$

Vérification de la condition en tenant compte de l'effet du second ordre e_2 due à la déformation

$$e_2 = \frac{3 l_f^2}{10^4 h_0} (2 + \alpha \phi) \quad [2]$$

Avec : l_f : Longueur de flambement $l_f = 2h = 2 \times 0.7 = 1.4 \text{ m}$

h_0 : Hauteur de la section $h_0 = 10 \text{ cm}$

α : Rapport du moment du premier ordre dû au charge permanente et quasi permanente au moment totale du premier ordre

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.7} = 0$$

ϕ : Rapport de déformation dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, généralement est égale à 2.

La vérification à faire est :

$$\frac{l_f}{h_0} \leq \max\left(15, \frac{20e_1}{h_0}\right) \Rightarrow \frac{l_f}{h_0} = \frac{1.4}{0.1} = 14 \leq \max\left(15, \frac{20 \times 0.22}{0.1}\right) = 44$$

Donc le calcul se fait en tenant compte de l'excentricité e_2

$$e_2 = \frac{3 \times 1.4^2}{0.1 \times 10^4} (2 + 0) = 0.00588$$

$$e = e_1 + e_a + e_2 = 0.22 + 0.02 + 0.00588 = 0.25 \text{ m}$$

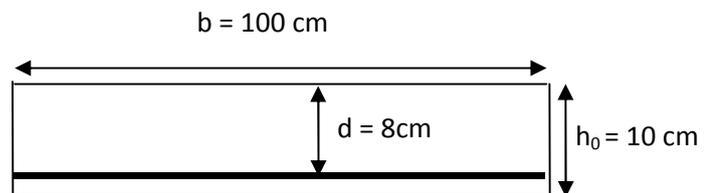
Les sollicitations corrigées sont : $N_u = 4.81 \text{ KN}$

$$M_u = N_u \times e = 4.81 \times 0.25 = 1.20 \text{ KN.m}$$

À l'ÉLU :

$$N_u = 4.81 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.2 \text{ KN.m}$$



Position du centre de pression :

$$e_G = \frac{M_{uG}}{N_u} = \frac{1.2}{4.81} = 0.25 \text{ m}$$

$$e_G = 0.25 \text{ m} > y_G = \frac{h_0}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05 \text{ m} \Rightarrow (c) \text{ à l'extérieur}$$

N : Effort de compression et c en dehors de la section \Rightarrow section partiellement comprimée (SPC).

SPC \Rightarrow Calcul par assimilation à la flexion simple.

$$M_{ua} = M_{uG} + N_u \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_{uA} = 1.34 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.34 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.015$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.019$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.079 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{1.34 \times 10^{-3}}{348 \times 0.079} = 0.49 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} \Rightarrow A = 0.49 - \frac{4.81 \times 10^{-3}}{348} = 0.49 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} = 0.97 \text{ cm}^2$$

$$A = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.97 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

❖ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA6 = 1.13 cm²

❖ **L'espacement :****Armature principale :**

$$S_t \leq \frac{b}{3} = \frac{100}{3} = 33.3 \text{ cm}; \text{ soit } S_t = 30 \text{ cm}$$

Armature de répartition :

$$S_t \leq \frac{h}{3} = \frac{70}{3} = 23.33 \text{ cm}; \text{ soit } S_t = 20 \text{ cm}$$

À l'ELS :

Les vérifications à effectuer dans le cas de fissuration préjudiciable sont :

1. Contrainte limite du béton
2. Contrainte limite de l'acier

1. Contrainte limite du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{\mu_t} \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Position de l'axe neutre :

$$e_G = \frac{M_{serG}}{N_{ser}} = \frac{0.7}{3.45} = 0.2 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05 \text{ m}$$

$$e_G > \frac{h}{2} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

$$|c| = e_G - \frac{h}{2} \Rightarrow |c| = 0.2 - 0.05 = 0.15 \text{ m}$$

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

$$A' = 0$$

$$P = -3c^2 - 90 \frac{A'}{b} (c - d') + 90 \frac{A}{b} (d - c) \Rightarrow P = -3c^2 + 90 \frac{A}{b} (d - c)$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A'}{b} (c - d')^2 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2 \Rightarrow q = -2c^3 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2$$

$$P = -3 \times 0.15^2 + 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.08 - 0.15) = -0.07 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times 0.15^3 - 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.08 - 0.15)^2 = -0.00684 \text{ m}^2$$

$$y_c^3 - 0.07 y_c - 0.00684 = 0$$

$$0 \leq y = y_c + c \leq h \Rightarrow -c \leq y_c \leq h - c \Rightarrow -0.15 \leq y_c \leq -0.05$$

$$y_c = -0.12 \text{ m}$$

$$y = -0.22 + 0.15 = 0.03 \text{ m}$$

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} + 15 A' (c - d') - 15 A (d - y)$$

$$\mu_t = \frac{1 \times 0.03^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} (0.08 - 0.03) = -2.99 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{3.45 \times 10^{-3} \times 0.03}{2.99 \times 10^{-4}} = 0.35 \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Contrainte limite de l'acier :

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{\mu_t} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s \quad |$$

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta\right) = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{3.45 \times 10^{-3}}{2.99 \times 10^{-4}} (0.08 - 0.03) = 8.65 \text{ MPa} \leq 240 \text{ MPa}$$

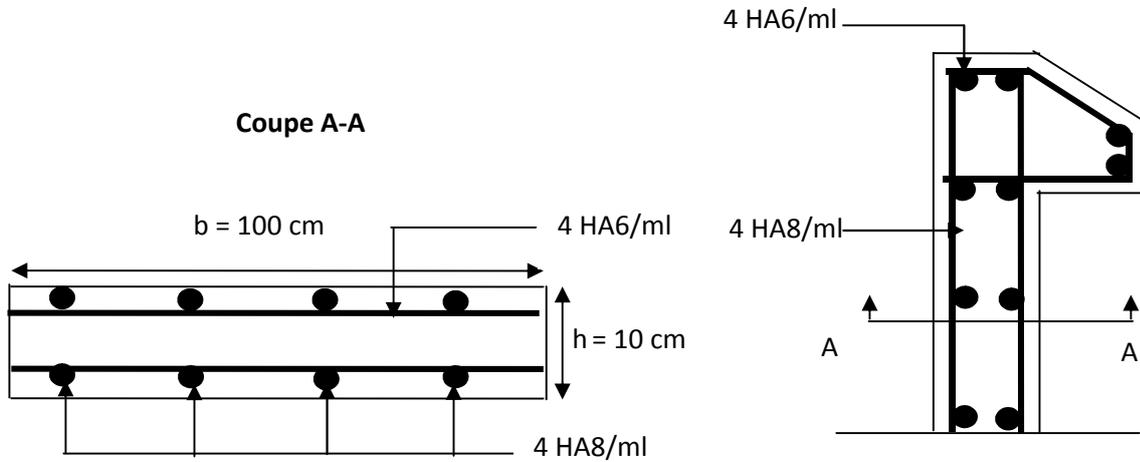


Fig. III.9 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.4.ÉTUDE DE L'ASCENSEUR

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou chargements vers les différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique qui permet de déplacer la cabine.

Dans notre bâtiment, on opte pour un ascenseur de 8 personnes ayant les caractéristiques suivantes : (**Annexe II**)

La cours maximale = 32 m

DM : La charge due à l'ascenseur = 82 KN

PM : La charge due à la machine = 15 KN

FC : Poids de la cuvette = 102 KN

La vitesse minimale = 1 m/s

Les dimensions de la cabine BK × TK × HK = (110 × 140 × 220) cm³

Les dimensions de la gaine : BS = 180 cm

TS = 210 cm

III.4.1. Étude de la dalle pleine de locale des machines :

a. Évaluation des charges et surcharge :

La dalle reprend des charges importantes, alors on prend une épaisseur $h = 20$ cm

La charge nominale = 6.3 KN

$$P = (PM + DM + \text{charge nominale}) / (l_x * l_y) = (15 + 82 + 6.3) / (1.6 * 2.3) = 28.07 \text{ KN}$$

Poids propre de la dalle et des revêtements

On a un revêtement en béton d'épaisseur ($e = 5$ cm)

$$G = 25 \times 0.2 + 25 \times 0.05 = 6.25 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{\text{tot}} = 28.07 + 6.25 = 34.32 \text{ KN/m}^2$$

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

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 34.32 + 1.5 \times 1 = 47.83 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G + Q = 34.32 + 1 = 35.32 \text{ KN/m}^2$$

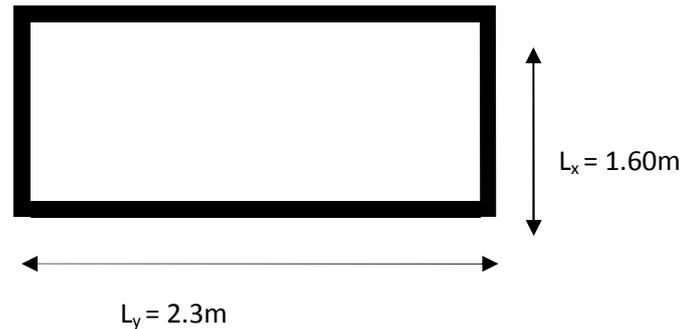


Fig. III.10: Dalle sur quatre appuis.

a.1. Charges uniformément réparties :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{1.6}{2.3} = 0.7 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

✓ **Les sollicitations :**

À l'ELU : ($\nu = 0$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0684 \\ \mu_y = 0.4320 \end{cases} \quad \text{(Annexe 1)}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0684 \times 47.83 \times 1.6^2 = 8.37 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.4320 \times 8.37 = 3.62 \text{ KN.m}$$

Moment en travées :

$$M_t^x = 0.85 M_x = 0.85 \times 8.37 = 7.11 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y = 0.85 \times 3.62 = 3.1 \text{ KN.m}$$

Moment en appuis :

$$M_a^x = 0.3 M_x = 0.3 \times 8.37 = 2.51 \text{ KN.m}$$

❖ Ferrailage :

Le ferrailage se calcul à la flexion simple pour une bande de 1m

Le diamètre des barres utilisées doit être :

$$\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{20}{10} = 2 \text{ cm}$$

On prend des barres de $\phi = 14 \text{ mm}$ pour le ferrailage et on aura donc :

$$d_x = h - e \Rightarrow d_x = 20 - 2 = 18 \text{ cm}$$

$$d_y = d_x - \phi_x \Rightarrow d_y = 18 - 0.8 = 17.2 \text{ cm}$$

Tableau III.4: Le ferrailage de la dalle de locale des machines.

Localisation	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t calculée (cm ²)	A_a calculée (cm ²)	A_t adoptée (cm ²)	A_a adoptée (cm ²)
Sens xx	7.11	2.51	1.15	0.403	4HA8=2.01	3HA6=0.85
Sens yy	3.1	2.51	0.518	0.403	4HA8=2.01	3HA6=0.85

❖ Vérification de condition de non fragilité :

Pour $h > 12 \text{ cm}$ et $\rho \geq 0.4$:

En travée :

$$\Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = 1.84 \text{ cm}^2 \\ A_y^{\min} = 1.6 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow A^t < A_{\min}$$

❖ **Espacement des armatures :**

$$\text{Armatures // } L_x: S_t = 25\text{cm} \leq \min(3 h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{Armatures // } L_y: S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4 h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

❖ **Vérification au cisaillement:**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{31 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.17 \text{ MPa} < \bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.17 \text{ MPa}$$

❖ **Vérification à l'ELS**❖ **État limite de compression du béton :**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$q_s = 35.32 \text{ KN/m}$$

à l'ELs : ($\nu = 0.2$)

$$\Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0743 \\ \mu_y = 0.05817 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

$$M_x = \mu_x q_s L_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0743 \times 35.32 \times 1.6^2 = 6.72 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.05817 \times 6.72 = 3.9 \text{ KN.m}$$

Moment en travées :

$$M_t^x = 0.85 M_x = 0.85 \times 6.72 = 5.7 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y = 0.85 \times 3.9 = 3.31 \text{ KN.m}$$

-Moment en appuis :

$$M_a^x = M_a^y = 0.3 M_x = 0.3 \times 6.72 = 2.02 \text{ KN.m}$$

Calcul des contraintes :**Sens x-x :**

$$A_x = 2.01 \text{ cm}^2, \quad Mt_{xser} = 5.7 \text{ KN.m}$$

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

$$\Rightarrow y = 3.01 \text{ cm}$$

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

$$\Rightarrow I = 7683.65 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = Mt_{yser} * \frac{y}{I}$$

$$\sigma_{bc} = 2.23 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

Sens y-y :

$$A_y = 2.01 \text{ cm}^2, \quad Mt_{yser} = 3.31 \text{ KN.m}$$

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

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

$$y = 2.93 \text{ cm}$$

$$I = 6977.9 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = Mt_{yser} * \frac{y}{I}$$

$$\sigma_{bc} = 1.39 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

En appuis :

$$M_a^{\text{ser}} = 2.02 \text{KN.m} ; A_a = 0.85 \text{cm}^2.$$

$$y = 2.02 \text{cm}^2$$

$$I = 3530.56 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = M_{t_{\text{yser}}} * \frac{y}{I}$$

$$\sigma_{bc} = 1.16 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

La flèche :**Sens x-x :**

$$1. \frac{h_t}{l_x} = \frac{20}{160} = 0.125 > \frac{1}{16}$$

$$2. \frac{h_t}{l_x} = 0.125 > \frac{M_t}{10 * M_0} = 0.085$$

$$3. \frac{A_s}{b * d} = 0.0011 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105.$$

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

Sens y-y :

$$1. \frac{h_t}{l_y} = \frac{20}{230} = 0.087 > \frac{1}{16}$$

$$2. \frac{h_t}{l_y} = 0.087 > \frac{M_t}{10 * M_0} = 0.085$$

$$3. \frac{A_s}{b * d} = 0.00117 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105.$$

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

a.2.Cas de charges concentrées :

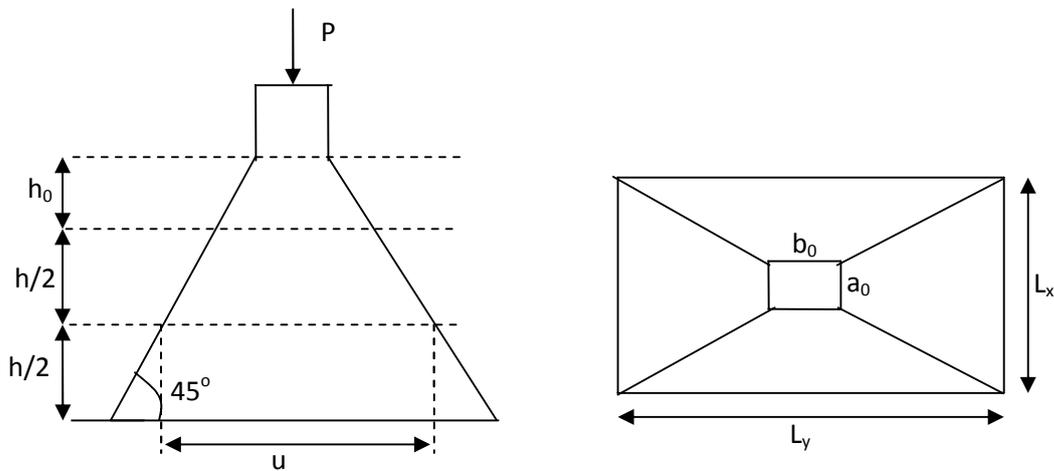


Fig III.11 :L'ascenseur.

La charge P qui s'applique sur la dalle sur une surcharge d'impacte ($a_0 \times b_0$) agit sur une aire ($u.v$).

On calcul le rectangle d'impact ($u.v$).

$$u = a_0 + h_0 + 2 \xi h$$

$$v = b_0 + h_0 + 2 \xi h$$

Avec : a_0 et u : dimension // à L_x

b_0 et v : : dimension // à L_y

$(a_0 \times b_0)$ surface du chargement de la charge concentrée

h : Epaisseur du revêtement

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

$$(a_0 \times b_0) = (135 \times 140) \text{ cm}^2$$

$$u = 135 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 165 \text{ cm}$$

$$v = 140 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 170 \text{ cm}$$

Calcul des moments selon le BAEL 91 :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)q$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1)q$$

ν : coefficient de poisson

$$\begin{cases} \nu = 0 \text{ à l' ELU} \\ \nu = 0.2 \text{ à l' ELS} \end{cases}$$

M_1 et M_2 : sont des valeurs lues à partir des tables de **PIGEAUD (annexe III)**

ELU :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{1.6}{2.3} = 0.7 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens}$$

$$M_1 \text{ En fonction de } \frac{u}{l_x} \text{ et } \rho \quad \frac{u}{l_x} = \frac{165}{160} = 1.03 \quad \text{et } \rho = 0.7$$

$$M_2 \text{ En fonction de } \frac{v}{l_y} \text{ et } \rho \quad \frac{v}{l_y} = \frac{170}{230} = 0.74 \quad \text{et } \rho = 0.7$$

En se réfère à l'**annexe III** on trouve $M_1 = 0.061$ et $M_2 = 0.032$

$$G = 28.07\text{KN}$$

$$q_u = 1.35G = 37.9\text{KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 0.061 * 37.9 = 2.31\text{KN.m} \\ M_{y1} = 0.032 * 37.9 = 1.21\text{KN.m} \end{cases}$$

Moment dû aux poids propre de la dalle :

$$\begin{cases} M_{x2} = 8.37\text{KN.m} \\ M_{y2} = 3.62\text{KN.m} \end{cases}$$

La superposition des moments :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10.68 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.83 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le ferrailage se fait pour une longueur unité avec $h = 20 \text{ cm}$

Moment en travées :

$$M_t^x = 0.85 M_x = 0.85 \times 10.68 = 9.08 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y = 0.85 \times 4.83 = 4.1 \text{ KN.m}$$

Moment en appuis :

$$M_a^x = 0.3 M_x = 0.3 \times 10.68 = 3.2 \text{ KN.m}$$

Tableau III.5 : Tableau de ferrailage de la dalle de local des machines.

Localisation	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t calculée (cm ²)	A_a calculée (cm ²)	A_t adoptée (cm ²)	A_a adoptée (cm ²)
Sens xx	9.08	3.2	1.46	0.514	4HA8=2.01	3HA8=1.51
Sens yy	4.1	3.2	0.689	0.514	4HA8=2.01	3HA8=1.51

❖ **Vérification de la condition de non fragilité :**

Pour $h > 12 \text{ cm}$ et $\rho \geq 0.4$:

$$\Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = 1.85 \text{ cm}^2 \\ A_y^{\min} = 1.6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\Rightarrow A^t < A_{\min}$$

❖ Vérification au non poinçonnement :

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$Q_u \leq \frac{0.045 U_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

Q_u : Charge de calcul à l'ELU

h : L'épaisseur totale de la dalle

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (170 + 165)$$

$$U_c = 670 \text{ cm.}$$

$$Q_u = 139.45 \text{ KN}$$

$$Q_u \leq 0.045 * U_c * h * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.045 * 6.7 * 0.2 * 25 * \frac{10^3}{1.5} = 1005 \text{ KN} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

❖ Vérification de la contrainte tangentielle :

✓ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.17 \text{ MPa}$$

L'effort tranchant max au voisinage de la charge

$$\text{Au milieu de } u : V_u = \frac{Q_u}{(2 \times u) + v} = 27.89 \text{ KN}$$

$$\text{Au milieu de } v : V_v = \frac{Q_u}{(2 \times v) + u} = 27.6 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 * d} = \frac{27.89 * 10^{-3}}{1 * 0.18} = 0.155 \text{ MPa} < \bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.17 \text{ MPa}$$

Diamètre maximum des barres :

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = 2 \text{ cm}$$

$$\phi_{\max} = 10 \text{ mm} \leq 20 \text{ mm}$$

✓ **Espacement des armatures :**

Sense xx: $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3 h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$; Soit : $S_t = 25 \text{ cm}$.

Sense yy: $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4 h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$; Soit : $S_t = 25 \text{ cm}$.

À l'ELS : ($\nu = 0.2$)

1. Les moments engendrés par le système de levage :

$$q_{\text{ser}} = (15 + 82 + 6.3) = 103.3 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{\text{ser}} \times (M_1 + \nu \times M_2) = 103.3 * (0.061 + 0.2 * 0.032) = 6.96 \text{ KN.m.} \\ M_{y1} = q_{\text{ser}} \times (M_2 + \nu \times M_1) = 103.3 * (0.032 + 0.061 * 0.2) = 4.56 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

2) Les moments dus aux poids propre de la dalle :

$$q_{\text{ser}} = G + Q = 34.32 + 1 = 35.32 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_{\text{ser}} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.0743 * 35.32 * 16^2 = 6.72 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.5817 * 6.72 = 3.9 \text{ KN.m}$$

3. La superposition des moments :

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.96 + 6.72 = 13.68 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.56 + 3.9 = 8.46 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en travées :

$$M_t^x = 0.85 M_x = 0.85 \times 13.68 = 11.63 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y = 0.85 \times 8.46 = 7.19 \text{ KN.m}$$

Moment en appuis :

$$M_a^x = 0.3 M_x = 0.3 \times 13.68 = 4.104 \text{ KN.m}$$

❖ **Vérification à l'ELS :**✓ **État limite de compression du béton :**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

Calcul des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

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

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

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

Tableau III.6 : Récapulatif des résultats des contraintes.

Localisation	Sens	M _{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)
Travée	XX	11.63	2.01	3.01	7683.65	4.55
	YY	7.19	2.01	2.93	6977.9	3.02
Appui	/	4.104	1.51	2.64	5957.13	1.82

La flèche :**Sens x-x :**

$$1. \frac{h_t}{l_x} = \frac{20}{160} = 0.125 > \frac{1}{16}$$

$$2. \frac{h_t}{l_x} = 0.125 > \frac{M_t}{10 * M_0} = 0.085$$

$$3. \frac{A_s}{b * d} = 0.0011 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105.$$

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

Sens y-y :

$$1. \frac{h_t}{l_y} = \frac{20}{230} = 0.087 > \frac{1}{16}$$

$$2. \frac{h_t}{l_y} = 0.087 > \frac{M_t}{10 * M_0} = 0.085$$

$$3. \frac{A_s}{b * d} = 0.00117 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105.$$

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

Schéma de ferrailage de la dalle du locale des machines :

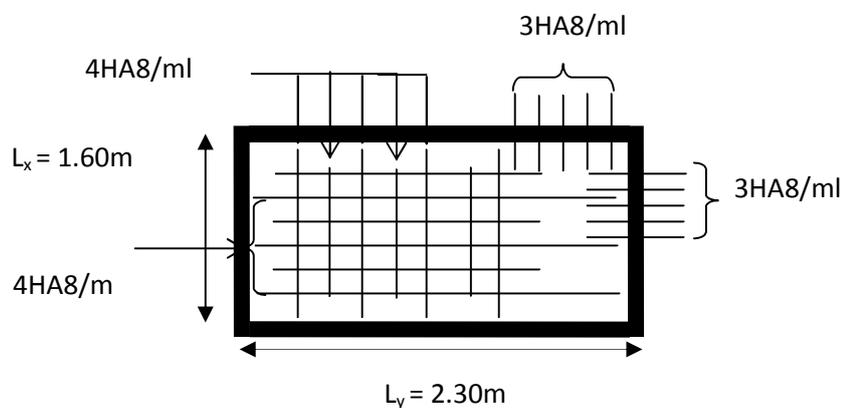


Fig. III.12: Schéma de ferrailage de la dalle du locale des machines

III.5.ETUDE DES DALLES PLEINE

1^{er} type: Dalle pleine sur deux appuis:

$$L_x = 1.20\text{m}$$

$$L_y = 1.40\text{m}$$

Calcul des sollicitations :

Poids propre de la dalle :

$$G = 5.15\text{KN}/\text{m}^2$$

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

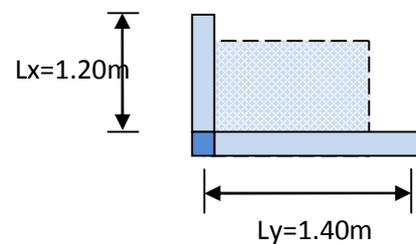


Fig III.13 : Dalle sur 2 appuis.

$$\text{A l'ELU : } P_U = 1.35G + 1.5Q = 12.20 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } P_S = G + Q = 8.65 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\rho = \frac{1.20}{1.40} = 0,85 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

Calcul à l'ELU : $\nu = 0$ et $\rho = 0.85$

Du tableau N°1 (annexe 1) on tire les valeurs de μ_x et μ_y correspondantes à ($\nu = 0, \rho = 0.85$)

$$\rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0506 \\ \mu_y = 0.6864 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x * L_x^2 * P_U = 0.90 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = \mu_y * M_{ox} = 0.62 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Panneau de rive :

$$\begin{cases} M'_x = 0.85 * M_{ox} = 0.85 * 0.9 = 0.765 \text{ KN.m} \\ M'_y = 0.85 * M_{oy} = 0.85 * 0.62 = 0.527 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_x^a = M_y^a = -0.3 * M_{ox} = -0.3 * 0.9 = -0.27 \text{ KN.m}$$

✓ **Effort tranchant :**

$$V_x = \frac{P_U * l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{12.20 * 1.20}{2} \times \frac{1.40^4}{1.20^4 + 1.40^4} = 4.75 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{P_U * l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{12.20 * 1.40}{2} \times \frac{1.20^4}{1.20^4 + 1.40^4} = 2.99 \text{ KN}$$

$$V_{\max} = 4.75 \text{ KN} \Rightarrow \tau_U = \frac{V_{\max}}{b * d_x} = \frac{4.75 * 10^{-3}}{1 * 0.114}$$

$$\Rightarrow \tau_U = 0.0417 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_U = 0.0417 \text{ MPa} < \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.17 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Calcul des armatures :**

Se fait à la flexion simple pour une bande de $(1\text{xe})\text{m}^2$.

Le diamètre des armatures :

$$\phi \leq \frac{e}{10} = 1.4 \text{ cm} \quad \text{Si on adopte } \phi = 1.2 \text{ cm} :$$

$$d_x = h - \left(\frac{\phi}{2} + c\right) = 14 - \left(\frac{1.2}{2} + 2\right) = 11.4 \text{ cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{\phi}{2} + \phi + c\right) = 14 - \left(\frac{1.2}{2} + 1.2 + 2\right) = 10.2 \text{ cm}$$

✓ **En travée :**

Selon L_x :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{0.765 * 10^{-3}}{1 * (0.114)^2 * 14.2} = 4.14 * 10^{-3} \\ \mu_{bu} \leq 0.186 \Rightarrow A' = 0, \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 5.18 * 10^{-3} \\ A_x^t = \frac{M_x^t}{f_{st} * (1 - 0.4 * \alpha) * d_x} = \frac{0.765 * 10^{-3}}{348 * (1 - 0.4 * 0.00518) * 0.114} = 0.193 \text{ cm}^2 \\ \Rightarrow A_x^t = 0.193 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Selon L_y :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{0.527 * 10^{-3}}{1 * (0.102)^2 * 14.2} = 3.56 * 10^{-3} \\ \mu_{bu} \leq 0.186 \Rightarrow A' = 0, \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 4.45 * 10^{-3} \\ A_y^t = \frac{M_x^t}{f_{st} * (1 - 0.4 * \alpha) * d_y} = \frac{0.765 * 10^{-3}}{348 * (1 - 0.4 * 0.00445) * 0.102} = 0.148 \text{ cm}^2 \\ \Rightarrow A_y^t = 0.148 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

✓ **En appuis :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = \frac{M_u^a}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{0.27 * 10^{-3}}{1 * (0.114)^2 * 14.2} = 1.46 * 10^{-3} \\ \alpha = 1.25 * 10^{-3} \\ \Rightarrow A_x^a = 0.068 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

❖ **Ecartement (S_t) :****Selon x-x**

$$S_t \leq \min(3 * e; 33cm) = \min(3 * 14; 33cm) = 33cm$$

$$S_t = 33cm$$

Selon y-y

$$S_t \leq \min(4 * e; 45cm) = \min(4 * 14; 45cm) = 45cm$$

$$S_t = 33cm$$

❖ **Vérification des conditions de non fragilité :**

$$e = 14cm$$

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

$$\text{avec : } \rho_0 = 8 * 10^{-4} \quad \text{pour } f_e E400$$

$$A_x^{\min} = \frac{8 * 10^{-4} * (3 - 0.85) * 1 * 0.14}{2} = 1.2cm^2$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 * b * e = 8 * 10^{-4} * 100 * 14 = 1.12cm^2$$

$$\text{On a : } \begin{cases} A^t \leq A_{\min} \\ A^a \leq A_{\min} \end{cases}$$

$$\text{En travée on ferraille avec : } A_x^t = 3HA8 = 1.51cm^2 / ml$$

$$A_y^t = 3HA8 = 1.51cm^2 / ml$$

$$\text{En appuis on ferraille avec : } A_x^a = 2HA8 = 1.01cm^2 / ml$$

Vérification à l'ELS : $\nu = 0.2$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0576 \\ \mu_y = 0.7794 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ox} = 0.0576 * 8.65 * (1.2)^2 = 0.72KN.m \\ M_{oy} = 0.7794 * 0.72 = 0.56KN.m \end{cases}$$

Panneau de rive :

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 * M_{ox} = 0.85 * 0.72 = 0.612KN.m \\ M_y^t = 0.85 * M_{oy} = 0.85 * 0.56 = 0.476KN.m \end{cases}$$

$$M_x^a = M_y^a = -0.3 * M_{0x} = -0.3 * 0.72 = -0.216KN.m$$

❖ **Etat limite de compression du béton :**

✓ **Vérification des contraintes :**

La dalle se situe à l'intérieur (à l'abri des intempéries) → fissuration peu préjudiciable, on vérifie uniquement les contraintes dans le béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} * y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}; \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 MPa$$

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

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

Selon L_x :

$$Y = 2.07 \text{ cm}$$

$$I = 2267.31 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 0.56 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Selon L_y :

$$Y = 1.93 \text{ cm}$$

$$I = 1788.73 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 0.51 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

En appuis:

$$Y = 1.3 \text{ cm}$$

$$I = 945.42 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 0.297 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Etat limite de déformation.....BAEL91 (Art. B. 7. 5) :**

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

$$1. \frac{h}{l_x} > \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0.17 > 0.0625 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$2. \frac{h}{l_x} > \frac{M_x^t}{10 * M_{0x}} \Leftrightarrow 0.17 > 0.085 \dots \dots \dots \text{Vérfiée.}$$

$$3. \frac{A_s}{b * d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow 0.00132 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{Vérfiée.}$$

Les conditions de flèche sont vérifiées.

❖ Schéma de ferrailage :

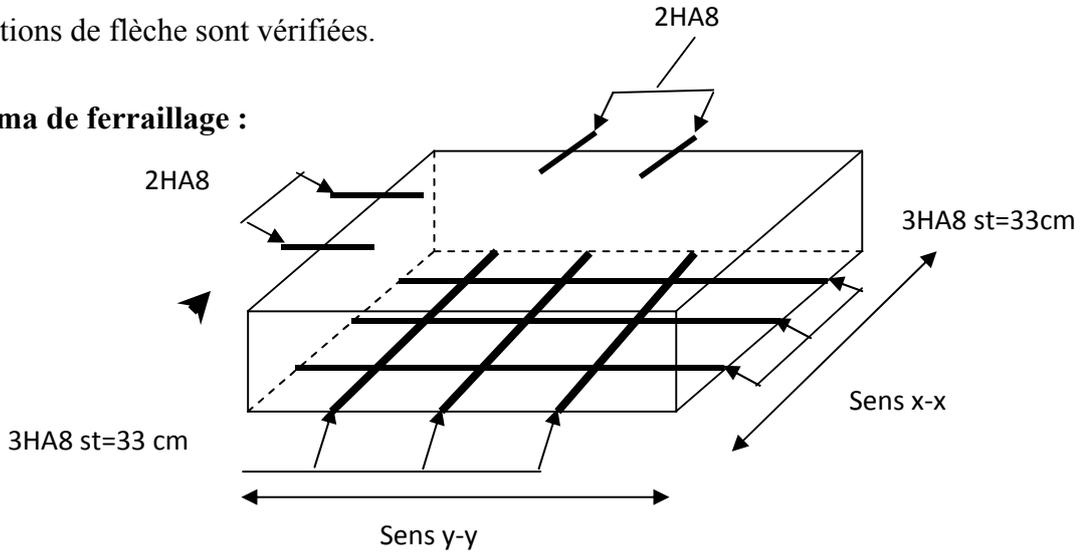


Fig III.14 : Schéma de ferrailage d'une dalle sur 2 appuis.

2^{eme} type: Dalle pleine sur deux appuis:

$L_x = 1.10m$

$L_y = 1.15m$

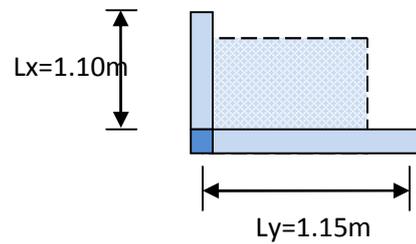


Fig III.15 : Dalle sur 2 appuis.

Calcul des sollicitations :

Poids propre de la dalle :

$G = 5.15KN / m^2$

$Q = 3,5KN / m^2$

A l'ELU : $P_U = 1.35G + 1.5Q = 12.20KN / m^2$

A l'ELS : $P_S = G + Q = 8.65KN / m^2$

$\rho = \frac{1,10}{1.15} = 0,95 > 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

Calcul à l'ELU : $\nu = 0$ et $\rho = 0.95$

Du tableau N°1 (annexe 1) on tire les valeurs de μ_x et μ_y correspondantes à ($\nu = 0, \rho = 0.95$)

$$\rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0410 \\ \mu_y = 0.8875 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x * L_x^2 * P_U = 0.605KN.m \\ M_{oy} = M_{ox} * \mu_y = 0.54KN.m \end{cases}$$

Panneau de rive :

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 * M_{ox} = 0.85 * 0.605 = 0.51KN.m \\ M_y^t = 0.85M_{oy} = 0.85 * 0.54 = 0.46KN.m \end{cases}$$

$$M_x^a = M_y^a = -0.3 * M_{ox} = -0.3 * 0.605 = -0.18KN.m$$

✓ **Effort tranchant :**

$$V_x = \frac{P_U * l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{12.20 * 1.10}{2} \times \frac{1.15^4}{1.10^4 + 1.15^4} = 3.65KN$$

$$V_y = \frac{P_U * l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{12.20 * 1.15}{2} \times \frac{1.10^4}{1.10^4 + 1.15^4} = 3.20KN$$

$$V_{max} = 3.65KN \Rightarrow \tau_U = \frac{V_{max}}{b * d_x} = \frac{3.65 * 10^{-3}}{1 * 0.114}$$

$$\Rightarrow \tau_U = 0.032MPa$$

$$\Rightarrow \tau_U = 0.032MPa < \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.17MPa \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Calcul des armatures :**

Se fait à la flexion simple pour une bande de $(1x)e)m^2$

Le diamètre des armatures :

$$\phi \leq \frac{e}{10} = 1.4cm \quad \text{Si on adopte } \phi = 1.2cm :$$

$$d_x = h - \left(\frac{\phi}{2} + c\right) = 14 - \left(\frac{1.2}{2} + 2\right) = 11.4cm$$

$$d_y = h - \left(\frac{\phi}{2} + \phi + c\right) = 14 - \left(\frac{1.2}{2} + 1.2 + 2\right) = 10.2cm$$

Ferraillages :**Tableau III.7:** Ferraillage de la dalle sur deux appuis.

Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(cm^2/ml)$	$A_{adp}(cm^2/ml)$
Travée	x-x	0.51	0.00276	0.00345	0.114	0.128	4HA8=2.01
	y-y	0.46	0.00311	0.0039	0.102	0.13	4HA8=2.01
Appui		0.18	0.000975	0.00122	0.114	0.0454	3HA8=1.51

✓ **Ecartement (S_t) :****Selon x-x**

$$S_t \leq \min(3 * e; 33cm) = \min(3 * 14; 33cm) = 33cm$$

$$S_t = 25cm$$

Selon y-y

$$S_t \leq \min(4 * e; 45cm) = \min(4 * 14; 45cm) = 45cm$$

$$S_t = 25cm$$

❖ **Vérification des conditions de non fragilité :**

$$e = 14cm$$

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

$$\text{avec : } \rho_0 = 8 * 10^{-4} \quad \text{pour } f_e E400$$

$$A_x^{\min} = \frac{8 * 10^{-4} * (3 - 0.95) * 1 * 0.14}{2} = 1.15cm^2$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 * b * e = 8 * 10^{-4} * 100 * 14 = 1.12cm^2$$

$$\text{On a : } A' \leq A_{\min}$$

Le ferraillage adopté dans le tableau précédent est par rapport à A_{\min}

Vérification à l'ELS : $v = 0.2$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0483 \\ \mu_y = 0.9236 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ox} = 0.0483 * 8.65 * (1.1)^2 = 0.505 KN.m \\ M_{oy} = 0.9236 * 0.505 = 0.466 KN.m \end{cases}$$

Panneau de rive :

$$\begin{cases} M'_x = 0.85 * M_{ox} = 0.85 * 0.505 = 0.43 KN.m \\ M'_y = 0.85 M_{oy} = 0.85 * 0.466 = 0.4 KN.m \end{cases}$$

$$M_x^a = M_y^a = -0.3 * M_{ox} = -0.3 * 0.505 = -0.15 KN.m$$

❖ **Etat limite de compression du béton :**

✓ **Vérification des contraintes :**

La dalle se situe à l'intérieur (à l'abri des intempéries) → fissuration peu préjudiciable, on vérifie uniquement les contraintes dans le béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} * y}{I} < \overline{\sigma}_{bc} ; \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 MPa$$

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

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

Selon L_x :

$$Y = 2.3 \text{ cm}$$

$$I = 2902.25 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 0.34 MPa < 15 MPa \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Selon L_y :

$$Y = 2.1 \text{ cm}$$

$$I = 2284.54 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 0.38 MPa < 15 MPa \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

En appuis:

$$Y = 2.05 \text{ cm}$$

$$I = 1980.12 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 0.155 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Etat limite de déformation.....BAEL91 (Art. B. 7. 5) :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$1. \frac{h}{l_x} > \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0.127 > 0.0625 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

$$2. \frac{h}{l_x} > \frac{M'_x}{10 * M_{0x}} \Leftrightarrow 0.127 > 0.085 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

$$3. \frac{A_s}{b * d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow 0.00176 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

Les conditions de flèche sont vérifiées.

❖ **Schéma de ferrailage :**

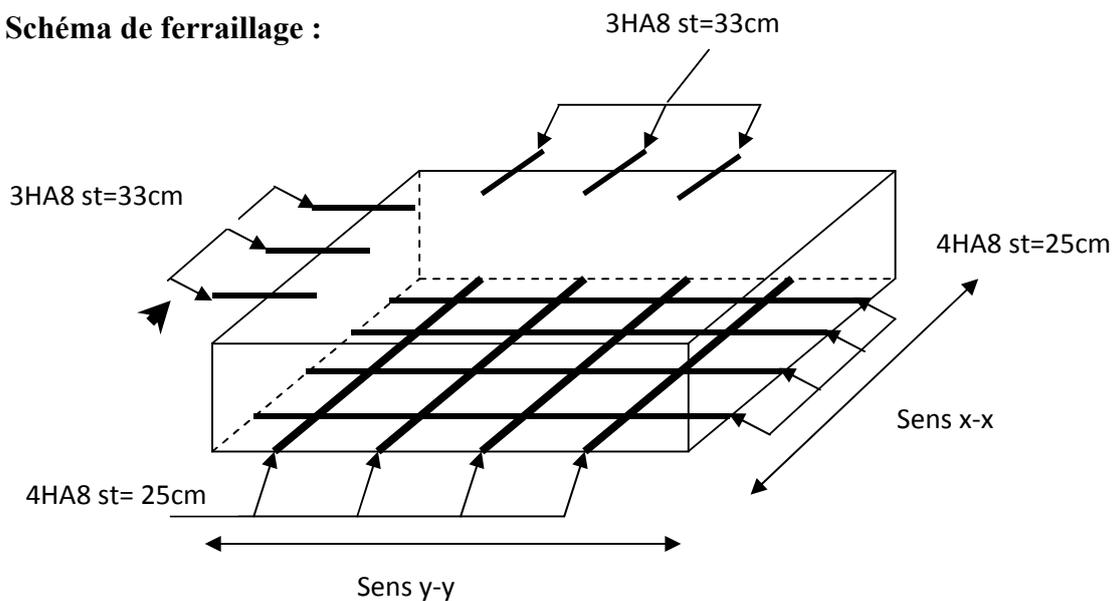
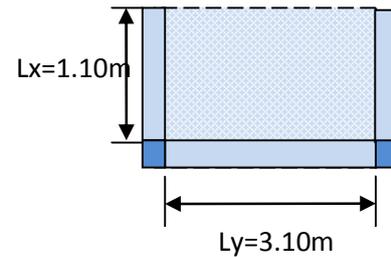


Fig III.16 : Schéma de ferrailage d'une dalle sur 2 appuis.

3^{ème} type: Dalle pleine sur trois appuis:

$$L_x = 1.10\text{m}$$

$$L_y = 3.10\text{m}$$

**Méthode de calcul :***Fig III.17 : Dalle sur 3 appuis.*

On utilise la théorie des lignes de rupture (**BAEL91**) on détermine les moments isostatiques sollicitant la pièce comme suit :

$$\bullet l_x \geq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_{0y} = \frac{P * l_y^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P * l_y^3}{48} \\ M_{0x} = \frac{P * l_y^3}{24} \end{cases}$$

$$\bullet l_x < \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_{0y} = \frac{P * l_x^3}{6} \\ M_{0x} = \frac{P * l_x^2 * l_y}{2} - \frac{2 * P * l_x^3}{3} \end{cases}$$

Calcul des sollicitations :

Poids propre de la dalle :

$$G = 5.15 \text{KN} / \text{m}^2$$

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

$$\text{A l'ELU : } P_u = 1.35G + 1.5Q = 12.20 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } P_s = G + Q = 8.65 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\rho = \frac{1.10}{3.10} = 0.35 < 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens.}$$

$$\text{On a : } l_x = 1.10 < \frac{l_y}{2} = 1.55\text{m}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_{0y} = \frac{P_u * l_x^3}{6} = 2.71 \text{KN.m} \\ M_{0x} = \frac{P_u * l_x^2 * l_y}{2} - \frac{2 * P_u * l_x^3}{3} = 12.05 \text{KN.m} \end{cases}$$

Moments en travées :

$$M_x^t = 0.85M_x = 0.85 * 12.05 = 10.24 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85M_y = 0.85 * 2.71 = 2.30 \text{ KN.m}$$

Moments aux appuis :

$$M_x^a = M_y^a = -0.3M_{0x} = -0.3 * 12.05 = -3.61 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

$$V_x = \frac{P_U * l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{12.20 * 1.10}{2} * \frac{3.10^4}{1.10^4 + 3.10^4} = 6.60 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{P_U * l_y}{2} * \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{12.20 * 3.10}{2} * \frac{1.10^4}{1.10^4 + 3.10^4} = 0.29 \text{ KN}$$

$$V_{\max} = 6.60 \text{ KN} \Rightarrow \tau_U = \frac{V_{\max}}{b * d_x} = \frac{6.60 * 10^{-3}}{1 * 0.114}$$

$$\Rightarrow \tau_U = 0.058 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_U = 0.058 \text{ MPa} < \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.17 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Ferrailage :

Le ferrailage est mené à la flexion simple pour une bande de 1m .

Le diamètre des armatures :

$$\phi \leq \frac{e}{10} = 1.4 \text{ cm} \quad \text{Si on adopte } \phi = 1.2 \text{ cm} :$$

$$d_x = h - \left(\frac{\phi}{2} + c\right) = 14 - \left(\frac{1.2}{2} + 2\right) = 11.4 \text{ cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{\phi}{2} + \phi + c\right) = 14 - \left(\frac{1.2}{2} + 1.2 + 2\right) = 10.2 \text{ cm}$$

Ferrailages :

Tableau III.8: Ferrailage de la dalle sur trois appuis.

Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(\text{cm}^2 / \text{ml})$	$A_{adp}(\text{cm}^2 / \text{ml})$
Travée	x-x	10.24	0.055	0,071	0,11	2.67	3HA12=3.39
	y-y	2.3	0.0156	0.019	0.10	0.66	3HA8=1.51
Appui		3.61	0.02	0.025	0.113	0.92	3HA8=1.51

✓ **Ecartement (S_t) :**

Selon x-x

$$S_t \leq \min(3 * e; 33cm) = \min(3 * 14; 33cm) = 33cm$$

$$S_t = 33cm$$

Selon y-y

$$S_t \leq \min(4 * e; 45cm) = \min(4 * 14; 45cm) = 45cm$$

$$S_t = 33cm$$

❖ **Vérification des conditions de non fragilité :**

$$e = 14cm$$

$$\rho < 0.4$$

$$A_x^{\min} = \rho_0 * b * e$$

$$\text{avec : } \rho_0 = 8 * 10^{-4} \quad \text{pour } f_e E400$$

$$A_x^{\min} = 8 * 10^{-4} * 100 * 14 = 1.12cm^2$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 * b * e = 8 * 10^{-4} * 100 * 14 = 1.12cm^2$$

$$\text{On a : } \begin{cases} A_x^t \geq A_{\min} \\ A_y^t \leq A_{\min} \end{cases}$$

Le ferrailage dans le sens y-y est adapté par rapport à A_{\min} .

Vérification à l'ELS :

$$\begin{cases} M_{0y} = \frac{P_s * l_x^3}{6} = 1.92KN.m \\ M_{0x} = \frac{P_s * l_x^2 * l_y}{2} - \frac{2 * P_s * l_x^3}{3} = 8.54KN.m \end{cases}$$

Panneau de rive :

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 * M_{0x} = 0.85 * 8.54 = 7.26KN.m \\ M_y^t = 0.85M_{0y} = 0.85 * 1.92 = 1.63KN.m \end{cases}$$

$$M_x^a = M_y^a = -0.3 * M_{0x} = -0.3 * 8.54 = -2.56KN.m$$

❖ **Etat limite de compression du béton :**

✓ **Vérification des contraintes :**

La dalle se situe à l'intérieur (à l'abri des intempéries) → fissuration peu préjudiciable, on vérifie uniquement les contraintes dans le béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} * y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}; \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 MPa$$

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

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

Selon L_x

$$Y = 2.93 \text{ cm}$$

$$I = 4486.48 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 4.74 MPa < 15 MPa \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Selon L_y :

$$Y = 1.93 \text{ cm}$$

$$I = 1788.73 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 1.76 MPa < 15 MPa \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

En appuis:

$$Y = 2.07 \text{ cm}$$

$$I = 2267.31 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 2.33 MPa < 15 MPa \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Etat limite de déformation.....BAEL91 (Art. B. 7. 5) :

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$1. \frac{h}{l_x} > \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0.127 > 0.0625 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

$$2. \frac{h}{l_x} > \frac{M'_x}{10 * M_{0x}} \Leftrightarrow 0.127 > 0.085 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

$$3. \frac{A_s}{b * d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow 0.00297 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

Les conditions de flèche sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est nécessaire.

Schéma de ferrailage:

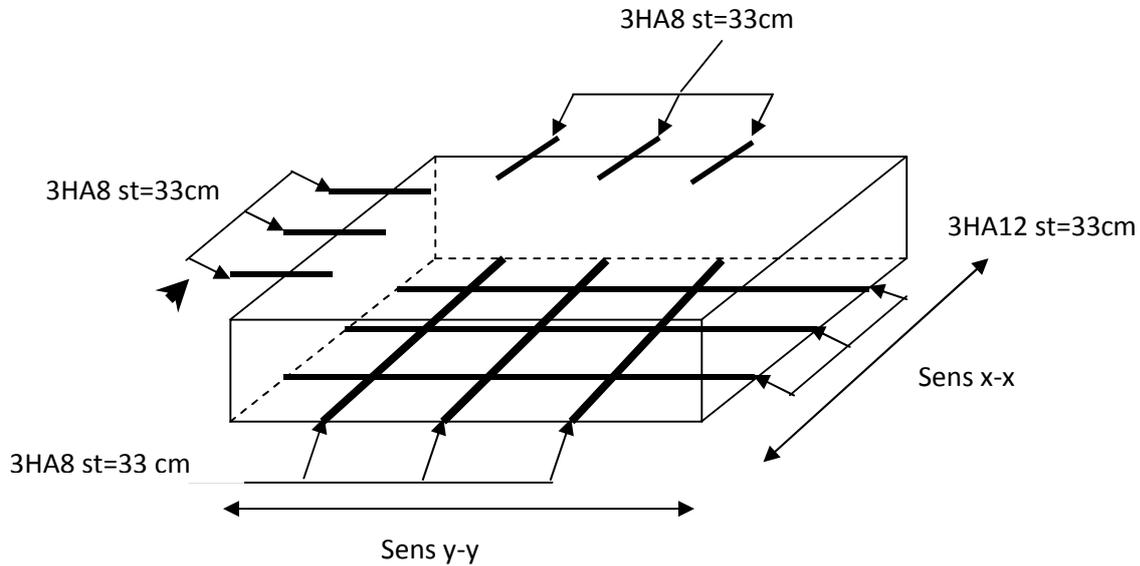


Fig III.18: Schéma de ferrailage d'une dalle sur 3 appuis.

4^{ème} type: Dalle pleine sur trois appuis:

$L_x=1.40m$

$L_y=3.00m$

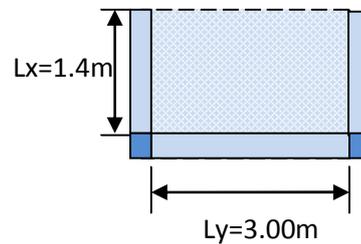


Fig III.19 : Dalle sur 2 appuis.

Méthode de calcul :

On utilise la théorie es lignes de rupture (**BAEL91**) on détermine les moments isostatiques sollicitant la pièce comme suit :

$$\bullet l_x \geq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_{0y} = \frac{P \cdot l_y^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P \cdot l_y^3}{48} \\ M_{0x} = \frac{P \cdot l_y^3}{24} \end{cases}$$

$$\bullet l_x < \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_{0y} = \frac{P \cdot l_x^3}{6} \\ M_{0x} = \frac{P \cdot l_x^2 \cdot l_y}{2} - \frac{2 \cdot P \cdot l_x^3}{3} \end{cases}$$

Calcul des sollicitations :

Poids propre de la dalle :

$$G = 5.15 \text{KN} / \text{m}^2$$

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

$$\text{A l'ELU : } P_U = 1.35G + 1.5Q = 12.20 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } P_S = G + Q = 8.65 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\rho = \frac{1.40}{3.00} = 0.47 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\text{On a : } l_x = 1.40 < \frac{l_y}{2} = 1.50 \text{m}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_{0y} = \frac{P_u * l_x^3}{6} = 5.58 \text{KN.m} \\ M_{0x} = \frac{P_u * l_x^2 * l_y}{2} - \frac{2 * P_u * l_x^3}{3} = 13.55 \text{KN.m} \end{cases}$$

Moments en travées :

$$M_x^t = 0.85M_x = 0.85 * 13.55 = 11.52 \text{KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85M_y = 0.85 * 5.58 = 4.74 \text{KN.m}$$

Moments aux appuis :

$$M_x^a = M_y^a = -0.3M_{0x} = -0.3 * 13.55 = -4.06 \text{KN.m}$$

Effort tranchant :

$$V_x = \frac{P_U * l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{12.20 * 1.40}{2} * \frac{3.00^4}{1.40^4 + 3.00^4} = 8.15 \text{KN}$$

$$V_y = \frac{P_U * l_y}{2} * \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{12.20 * 3.00}{2} * \frac{1.40^4}{1.40^4 + 3.00^4} = 0.83 \text{KN}$$

$$V_{\max} = 8.15 \text{KN} \Rightarrow \tau_U = \frac{V_{\max}}{b * d_x} = \frac{8.15 * 10^{-3}}{1 * 0.114}$$

$$\Rightarrow \tau_U = 0.071 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_U = 0.071 \text{MPa} < \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.17 \text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Ferrailage :

Le ferrailage est mené à la flexion simple pour une bande de 1m .

Le diamètre des armatures :

$$\phi \leq \frac{e}{10} = 1.4cm \quad \text{Si on adopte } \phi = 1.2cm :$$

$$d_x = h - \left(\frac{\phi}{2} + c\right) = 14 - \left(\frac{1.2}{2} + 2\right) = 11.4cm$$

$$d_y = h - \left(\frac{\phi}{2} + \phi + c\right) = 14 - \left(\frac{1.2}{2} + 1.2 + 2\right) = 10.2cm$$

Ferraillages :**Tableau III.9 :** Ferraillage de la dalle sur trois appuis.

Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{adp}(\text{cm}^2/\text{ml})$
Travée	x-x	11.52	0.0624	0.0805	0.11	3.01	4HA10=3.14
	y-y	4.74	0.032	0.041	0.10	1.36	4HA8=2.01
Appui		4.06	0.022	0.028	0.113	1.03	3HA8=1.51

✓ **Ecartement (S_t) :****Selon x-x**

$$S_t \leq \min(3 * e; 33cm) = \min(3 * 14; 33cm) = 33cm$$

$$S_t = 25cm$$

Selon y-y

$$S_t \leq \min(4 * e; 45cm) = \min(4 * 14; 45cm) = 45cm$$

$$S_t = 25cm$$

❖ **Vérification des conditions de non fragilité :**

$$e = 14cm$$

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

$$\text{avec : } \rho_0 = 8 * 10^{-4} \quad \text{pour } f_e E400$$

$$A_x^{\min} = \frac{8 * 10^{-4} * (3 - 0.47) * 100 * 14}{2} = 1.42cm^2$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 * b * e = 8 * 10^{-4} * 100 * 14 = 1.12cm^2$$

$$\text{On a : } A^t \geq A_{\min}$$

Vérification à l'ELS :

$$\begin{cases} M_{0y} = \frac{P_s * l_x^3}{6} = 3.95 \text{KN.m} \\ M_{0x} = \frac{P_s * l_x^2 * l_y}{2} - \frac{2 * P_s * l_x^3}{3} = 9.61 \text{KN.m} \end{cases}$$

Panneau de rive :

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 * M_{0x} = 0.85 * 9.61 = 8.17 \text{KN.m} \\ M_y^t = 0.85 M_{0y} = 0.85 * 3.95 = 3.35 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_x^a = M_y^a = -0.3 * M_{0x} = -0.3 * 9.61 = -2.88 \text{KN.m}$$

❖ Etat limite de compression du béton :**✓ Vérification des contraintes :**

La dalle se situe à l'intérieur (à l'abri des intempéries) → fissuration peu préjudiciable, on vérifie uniquement les contraintes dans le béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} * y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}; \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{MPa}$$

$$A' = 0, \frac{b}{2} * y + 15 * A * y - 15 * A * d = 0$$

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

Selon L_x

$$Y = 2.83 \text{cm}$$

$$I = 4214.76 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 5.48 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Selon L_y

$$Y = 2.2 \text{cm}$$

$$I = 2284.53 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3.22 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

En appuis

$$Y = 1.8\text{cm}$$

$$I = 1756.51\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 2.95\text{MPa} < 15\text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Etat limite de déformation.....BAEL91 (Art. B. 7. 5) :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$1. \frac{h}{l_x} > \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0.1 > 0.0625 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

$$2. \frac{h}{l_x} > \frac{M'_x}{10 * M_{0x}} \Leftrightarrow 0.1 > 0.085 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

$$3. \frac{A_s}{b * d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow 0.00275 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$$

Les conditions de flèche sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est nécessaire.

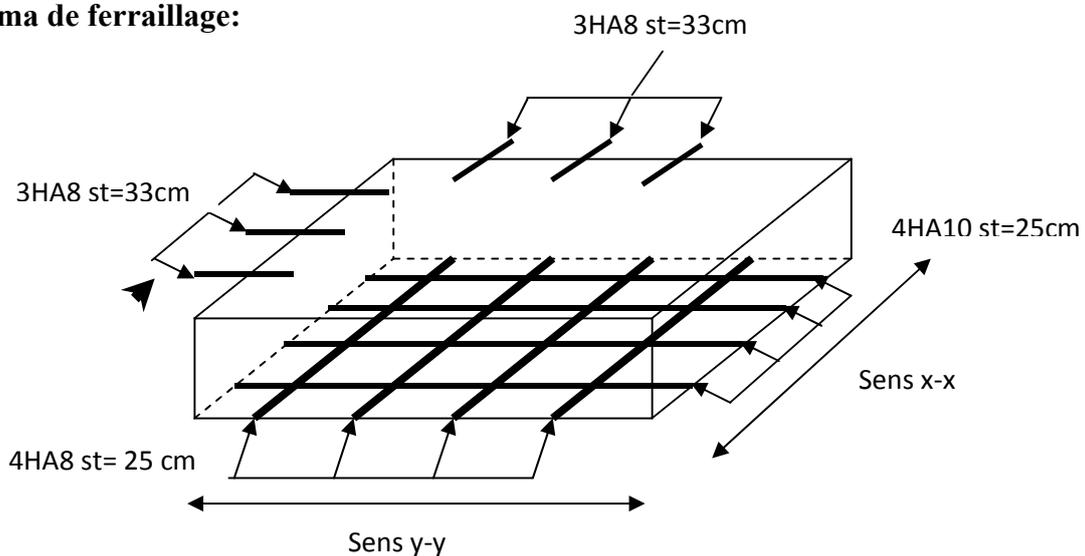
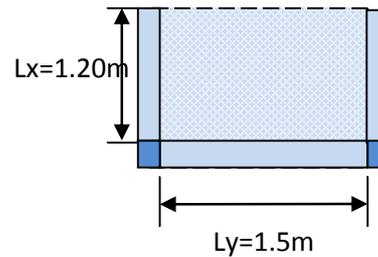
Schéma de ferrailage:

Fig III.20 : Schéma de ferrailage d'une dalle sur 3 appuis.

5^{ème} type: Dalle pleine sur trois appuis:

$$l_y = 1.5m$$

$$l_x = 1.2m$$

**Méthode de calcul :***Fig III.21 : Dalle sur 3 appuis.*

On utilise la théorie es lignes de rupture (**BAEL91**) on détermine les moments isostatiques sollicitant la pièce comme suit :

$$l_x \geq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_{0y} = \frac{P * l_y^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{P * l_y^3}{48} \\ M_{0x} = \frac{P * l_y^3}{24} \end{cases}$$

$$l_x < \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_{0y} = \frac{P * l_x^3}{6} \\ M_{0x} = \frac{P * l_x^2 * l_y}{2} - \frac{2 * P * l_x^3}{3} \end{cases}$$

Calcul des sollicitations :

Poids propre de la dalle :

$$G = 5.15KN / m^2$$

$$Q = 3,5KN / m^2$$

$$\text{A l'ELU : } P_U = 1.35G + 1.5Q = 12.20KN / m^2$$

$$\text{A l'ELS : } P_S = G + Q = 8.65KN / m^2$$

On a : $l_x = 1.2m > \frac{l_y}{2} = \frac{1.5}{2} \rightarrow$ On utilise la formule suivante

$$\begin{cases} M_{0y} = \frac{12.20 * 1.5^2}{8} \left(1.2 - \frac{1.5}{2} \right) + \frac{12.20 * 1.5^3}{48} = 2.4KN.m \\ M_{0x} = \frac{12.20 * 1.5^3}{24} = 1.72KN.m \end{cases}$$

Moments en travées :

$$M'_x = 0.85M_{0x} = 1.46 \text{ KN.m}$$

$$M'_y = 0.85M_{0y} = 2.04 \text{ KN.m}$$

Moments aux appuis :

$$M_x^a = M_y^a = -0.3M_{0y} = -0.72 \text{ KN.m}$$

Ferrailage :

Le ferrailage est mené à la flexion simple pour une bonde de largeur 1m

Le diamètre des armatures :

$$\phi \leq \frac{e}{10} = 1.4 \text{ cm} \quad \text{Si on adopte } \phi = 1.2 \text{ cm} :$$

$$d_x = h - \left(\frac{\phi}{2} + c\right) = 14 - \left(\frac{1.2}{2} + 2\right) = 11.4 \text{ cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{\phi}{2} + \phi + c\right) = 14 - \left(\frac{1.2}{2} + 1.2 + 2\right) = 10.2 \text{ cm}$$

Ferrailage :

Tableau III.10: Ferrailage de la dalle sur trois appuis.

Sens		Mt (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{adp} (cm ² /ml)
Travée	x-x	1.46	0.0079	0.0093	0.113	0.37	4HA8=2.01cm ²
	y-y	2.04	0.0014	0.00176	0.102	0.575	4HA8=2.01cm ²
Appui		0.72	0.0039	0.00488	0.114	0.181	3HA8=1.51cm ²

✓ **Espacement des armatures :**

Sens x-x: $St_y \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$; on adopte $St_y = 25\text{cm}$.

Sens y-y : $St_x \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$; on adopte $St_x = 25\text{cm}$.

❖ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$e = 14 \text{ cm}$$

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

$$\text{avec : } \rho_0 = 8 * 10^{-4} \quad \text{pour } f_e E400$$

$$A_x^{\min} = \frac{8 * 10^{-4} * (3 - 0.8) * 100 * 14}{2} = 1.23 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 * b * e = 8 * 10^{-4} * 100 * 14 = 1.12 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a : } A^t \leq A_{\min}$$

Le ferrailage adopté dans le tableau précédent est par rapport à A_{\min} .

L'effort tranchant :

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{V_U}{b * d} \leq \tau_{adm} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.17 \text{ MPa} .$$

$$V_x = \frac{12.20 * 1.2}{2} * \frac{1.5^4}{1.2^4 * 1.5^4} = 5.19 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{12.20 * 1.5}{2} * \frac{1.2^4}{1.2^4 + 1.5^4} = 2.66 \text{ KN} .$$

$$V_{\max} = 5.19 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{5.19 * 10^{-3}}{1 * 0.114} = 0.045 \text{ MPa} < 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée} .$$

À l'ELS :

$$\begin{cases} M_{0y} = \frac{8.65 * 1.5^2}{8} \left(1.2 - \frac{1.5}{2}\right) + \frac{8.65 * 1.5^3}{48} = 1.7 \text{ KN.m} \\ M_{0x} = \frac{8.65 * 1.5^3}{24} = 1.22 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moments en travées :

$$M_x^t = 0.85 M_{0x} = 1.04 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 M_{0y} = 1.44 \text{ KN.m}$$

Moments aux appuis :

$$M_x^a = M_y^a - 0.3 M_{0y} = -0.51 \text{ KN.m}$$

❖ **contrainte de compression du béton :****Sens x-x :**

$$A_x = 2.01 \text{cm}^2, Mt_{xser} = 1.04 \text{KN.m}$$

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

$$\Rightarrow y = 2.3 \text{cm}$$

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

$$\Rightarrow I = 2902.25 \text{cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = Mt_{yser} * \frac{y}{I}$$

$$\sigma_{bc} = 0.82 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

Sens y-y :

$$A_y = 2.01 \text{cm}^2, Mt_{yser} = 1.44 \text{KN.m}$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d_y = 0.$$

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

$$y = 2.19 \text{cm}$$

$$I = 2284.54 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = Mt_{yser} * \frac{y}{I}$$

$$\sigma_{bc} = 1.38 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

En appuis :

$$Ma^{ser} = 0.51 \text{ KN.m} ; A_a = 1.51 \text{ cm}^2$$

$$y = 2.05 \text{ cm}^2 ; I = 1980.12 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = 0.53 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

La flèche :

$$1. \frac{h_t}{l_x} = \frac{14}{120} = 0.116 > \frac{1}{16}$$

$$2. \frac{h_t}{l_x} = 0.116 > \frac{M_t}{10 * M_0} = 0.085$$

$$3. \frac{A_s}{b * d} = 0.00176 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105.$$

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

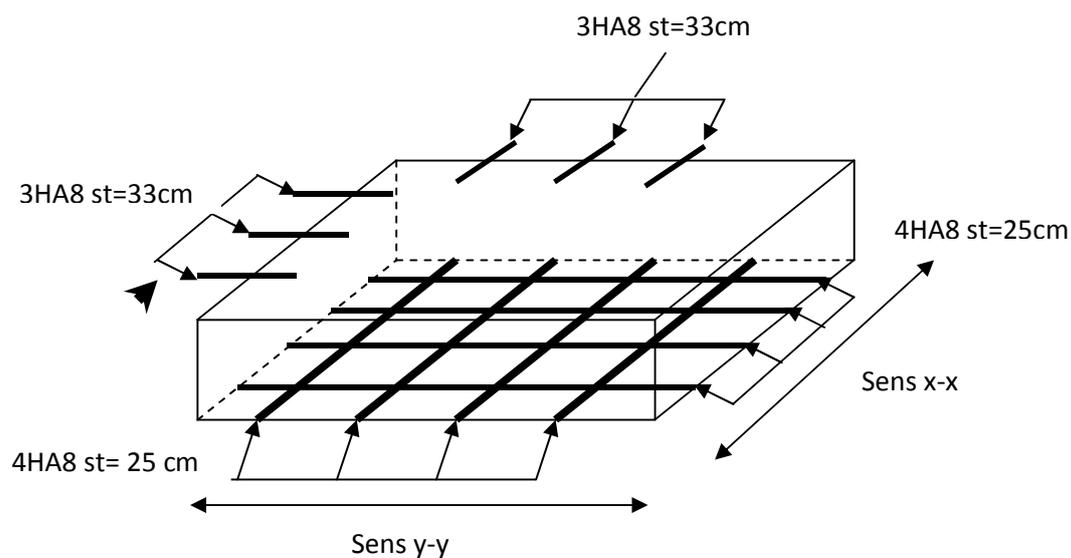
Schéma de ferrailage :

Fig III.22 : Schéma de ferrailage d'une dalle sur 3 appuis.

6^{ème} type: Dalle pleine sur trois appuis:

$$l_y = 2.1m$$

$$l_x = 1.4m$$

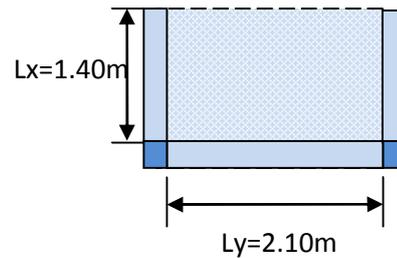


Fig III.23 : Dalle sur 3 appuis.

Méthode de calcul :

On utilise la théorie es lignes de rupture (**BAEL91**) on détermine les moments isostatiques sollicitant la pièce comme suit :

$$l_x \geq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_{0y} = \frac{P * l_y^2}{8} (l_x - \frac{l_y}{2}) + \frac{P * l_y^3}{48} \\ M_{0x} = \frac{P * l_y^3}{24} \end{cases}$$

$$l_x < \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_{0y} = \frac{P * l_x^3}{6} \\ M_{0x} = \frac{P * l_x^2 * l_y}{2} - \frac{2 * P * l_x^3}{3} \end{cases}$$

Calcul des sollicitations :

Poids propre de la dalle :

$$G = 5.15KN / m^2$$

$$Q = 3,5KN / m^2$$

$$\text{A l'ELU : } P_U = 1.35G + 1.5Q = 12.20KN / m^2$$

$$\text{A l'ELS : } P_S = G + Q = 8.65KN / m^2$$

On a : $l_x = 1.4m > \frac{l_y}{2} = \frac{2.1}{2} \rightarrow$ On utilise la formule suivante

$$\begin{cases} M_{0y} = \frac{12.20 * 2.1^2}{8} (1.4 - \frac{2.1}{2}) + \frac{12.20 * 2.1^3}{48} = 4.71KN.m \\ M_{0x} = \frac{12.20 * 2.1^3}{24} = 4.71KN.m \end{cases}$$

Moments en travées :

$$M'_x = M'_y = 0.85M_{0x} = 4KN.m$$

Moments aux appuis :

$$M^a_x = M^a_y = -0.3M_{0y} = -1.41KN.m$$

Ferraillage :

Le ferraillage est mené à la flexion simple pour une bonde de 1m.

Le diamètre des armatures :

$$\phi \leq \frac{e}{10} = 1.4cm \quad \text{Si on adopte } \phi = 1.2cm :$$

$$d_x = h - \left(\frac{\phi}{2} + c\right) = 14 - \left(\frac{1.2}{2} + 2\right) = 11.4cm$$

$$d_y = h - \left(\frac{\phi}{2} + \phi + c\right) = 14 - \left(\frac{1.2}{2} + 1.2 + 2\right) = 10.2cm$$

Tableau III.11: Ferraillage de la dalle sur trois appuis.

Sens		Mt (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{adp} (cm ² /ml)
Travée	x-x	4	0.022	0.0278	0.113	1.02	3HA8=1.51cm ²
	y-y	4	0.027	0.034	0.1	1.15	3HA8=1.51cm ²
Appui		1.41	0.00764	0.00959	0.114	0.355	3HA6=0.85cm ²

✓ Espacement des armatures :

Sens x-x: $St_y \leq \min(3h, 33cm) = 33cm$; on adopte $St_y = 33cm$.

Sens y-y : $St_x \leq \min(4h, 45cm) = 45cm$; on adopte $St_x = 33cm$

❖ Vérification de la condition de non fragilité :

$$e = 14 \text{ cm}$$

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

$$\text{avec : } \rho_0 = 8 * 10^{-4} \quad \text{pour } f_e E400$$

$$A_x^{\min} = \frac{8 * 10^{-4} * (3 - 0.66) * 100 * 14}{2} = 1.31 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 * b * e = 8 * 10^{-4} * 100 * 14 = 1.12 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a : } \begin{cases} A_x^t \leq A_{\min} \\ A_y^t \geq A_{\min} \end{cases}$$

Le ferrailage adopté dans le sens x-x est par rapport à A_{\min} .

L'effort tranchant :

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{V_U}{b * d} \leq \tau_{adm} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.17 \text{ MPa} .$$

$$V_x = \frac{12.20 * 1.4}{2} * \frac{2.1^4}{2.1^4 * 1.4^4} = 7.13 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{12.20 * 2.1}{2} * \frac{1.4^4}{2.1^4 + 1.4^4} = 2.11 \text{ KN} .$$

$$V_{\max} = 7.13 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{7.13 * 10^{-3}}{1 * 0.114} = 0.062 \text{ MPa} < 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée} .$$

À l'ELS :

$$\begin{cases} M_{0y} = \frac{8.65 * 2.1^2}{8} (1.4 - \frac{2.1}{2}) + \frac{8.65 * 2.1^3}{48} = 3.34 \text{ KN.m} \\ M_{0x} = \frac{8.65 * 2.1^3}{24} = 3.34 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moments en travées :

$$M_x^t = M_y^t = 0.85 M_{0x} = 2.84 \text{ KN.m}$$

Moments aux appuis :

$$M_x^a = M_y^a = -0.3 M_{0y} = -1 \text{ KN.m}$$

❖ contrainte de compression du béton :

Sens x-x :

$$A_x = 1.51 \text{ cm}^2, \text{ Mt}_{xser} = 2.84 \text{ KN.m}$$

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

$$\Rightarrow y = 2.06 \text{ cm}$$

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

$$\Rightarrow I = 2267.25 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \text{Mt}_{yser} * \frac{y}{I}$$

$$\sigma_{bc} = 2.58 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

Sens y-y :

$$A_y = 1.51 \text{ cm}^2, \text{ Mt}_{yser} = 2.84 \text{ KN.m}$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d_y = 0.$$

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

$$y = 1.93 \text{ cm}; I = 1788.71 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \text{Mt}_{yser} * \frac{y}{I}$$

$$\sigma_{bc} = 3.06 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

En appuis :

$$\text{Ma}^{\text{ser}} = 1 \text{ KN.m}; A_a = 0.85 \text{ cm}^2$$

$$y = 1.58 \text{ cm}^2; I = 1360.97 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = M_{t_{yser}} * \frac{y}{I}$$

$$\sigma_{bc} = 1.16 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

La flèche :

$$1. \frac{h_t}{l_x} = \frac{14}{140} = 0.1 > \frac{1}{16}$$

$$2. \frac{h_t}{l_x} = 0.1 > \frac{M_t}{10 * M_0} = 0.085$$

$$3. \frac{A_s}{b * d} = 0.00132 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105.$$

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

Schéma de ferrailage :

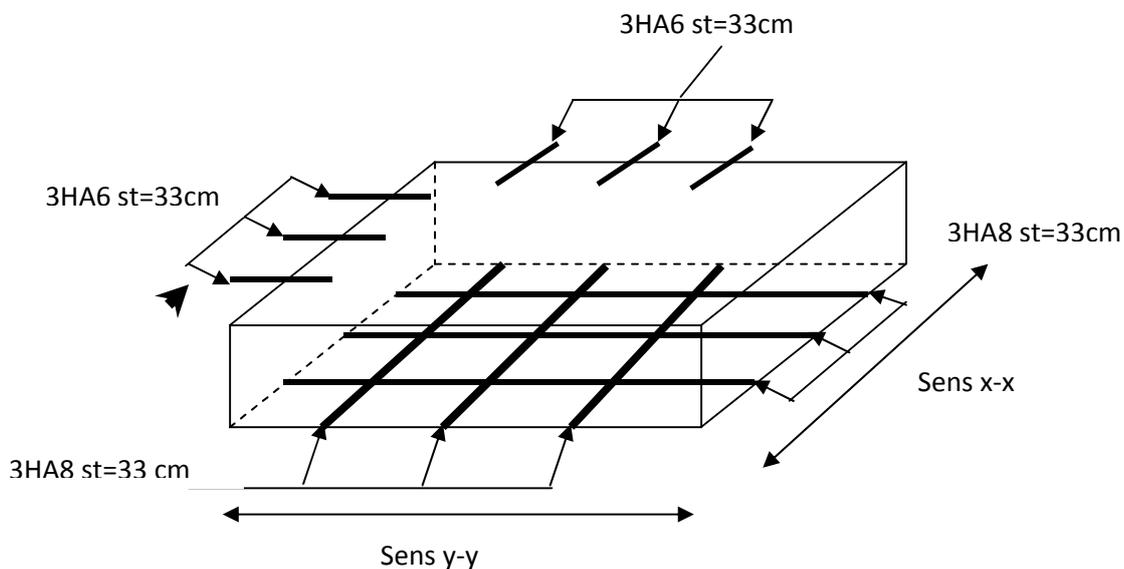


Fig III.24: Schéma de ferrailage d'une dalle sur 3 appuis.

III.6.ETUDE DE L'ESCALIER

Ce type d'escalier est composé de :

- ✓ Un palier d'épaisseur 15cm ;
- ✓ Deux volées parallèles d'épaisseur 15cm ;
- ✓ Giron de 30cm ;
- ✓ Contre marche de 17cm.

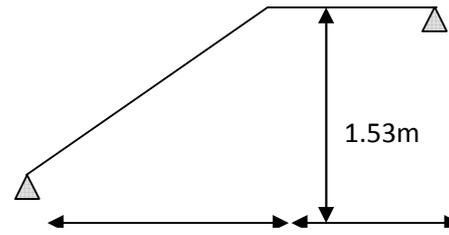


Fig III.25 : Schéma statique de l'escalier étage courant.

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 quelles elle repose.

Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivantes :

- ✓ La méthode des charges équivalentes ;
- ✓ La méthode R.D.M.

❖ Charges et surcharges :

$$\text{Palier : } G_{\text{palier}} = 5.23 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\text{Volée : } G_{\text{paillasse}} = 8.155 \text{ KN} / \text{m}^2$$

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

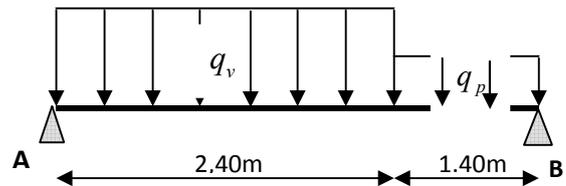


Fig III.26 : Schéma statique avec chargement.

❖ Moments et efforts tranchants :

a) l'ELU :

$$q_v = 1.35 \times 8.155 + 1.5 \times 2.5 = 14.76 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$q_p = 1.35 \times 5.23 + 1.5 \times 2.5 = 10.81 \text{ KN} / \text{ml}$$

Par la méthode RDM on trouve :

$$R_A = 27.025 \text{ KN}$$

$$R_B = 23.25 \text{ KN}$$

$$M_0 = 24.74 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\text{max}} = 0.75 * 24.74 = 18.55 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 * 24.74 = 12.37 \text{ KN.m}$$

$$V_{\text{max}} = 27.025 \text{ KN}$$

b) P'ELS :

$$q_v = 8.155 + 2.5 = 10.65 \text{ KN/m}$$

$$q_p = 5.23 + 2.50 = 7.73 \text{ KN/m}$$

Après calcul on trouve :

$$R_A = 19.48 \text{ KN}$$

$$R_B = 16.9 \text{ KN}$$

$$M_0 = 17.81 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 0.75 * 17.81 = 13.35 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 * 17.81 = 8.9 \text{ KN.m}$$

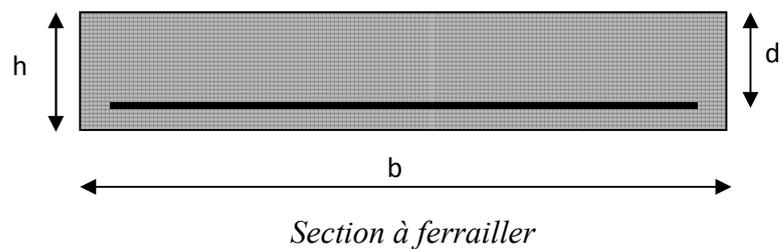
III.6.1. Calcul du ferrailage :

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

Avec :

En travée: $M_t = 18.55 \text{ KN.m}$

En appuis: $M_a = 12.37 \text{ KN.m}$



$$\left\{ \begin{array}{l} b = 100 \text{ cm.} \\ d = 13 \text{ cm.} \\ h = 15 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau III.12 : Résumé des résultats de ferrailage de l'escalier.

	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{Adobté} (cm ² /ml)
En travée	18.55	0.077	0.1	0.125	4.26	5HA12=5.65
En appuis	12.37	0.051	0.065	0.126	2.82	3HA12=3.39

III.6.2.Vérification à l'ELU et à l'ELS :**a)Vérification à l'ELU****✓ Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * f_{t28} / f_e = 0.23 * 1 * 0.13 * 2.1 / 400 = 1.57 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

On a : $A > A_{\min}$

Condition vérifiée.

✓ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{V}{b * d} = \frac{27.025 * 10^{-3}}{1 * 0.13} = 0.208 \text{ MPa} < \tau_u^-.$$

Condition vérifiée.

✓ Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A_l > \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}\right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(27.025 - \frac{12.37}{0.9 \times 0.13}\right) \times \frac{1.15}{400} = -0.23 \text{ m}^2$$

Aucune vérification à faire

✓ Calcul des armatures de répartition :

$$\text{En travée : } A_l \geq \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad \text{on choisie : } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appuis : } A_a \geq \frac{A_a}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.847 \text{ cm}^2 / \text{m} \quad \text{on choisie : } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

✓ Ecartement des barres :

Armatures longitudinales : $S_l \leq (3 \times h; 33) \text{ cm} = 25 \text{ cm}$

Armatures transversales : $S_t \leq (4 \times h; 45) \text{ cm} = 20 \text{ cm}$

b) Vérification à l'ELS :**✓ Etat limite de compression du béton :**

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc la vérification à faire est:

En travée :

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

$$0.5y^2 + 0.008475y - 1.102 * 10^{-3} = 0$$

$$y = 3.95cm$$

$$I = 8995.56cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{13.35 \times 10^{-3}}{8995.56 \times 10^{-8}} \times 0.0395 = 5.86MPa$$

$$\sigma_{bc} = 5.86 < \bar{\sigma}15MPa \quad \text{Condition vérifiée.}$$

En appui :

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

$$0.5y^2 + 0.005085y - 6.61 * 10^{-4} = 0$$

$$y = 3.16cm$$

$$I = 5975.39cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{8.90 \times 10^{-3}}{5975.39 \times 10^{-8}} \times 0.0316 = 4.71MPa$$

$$\sigma_{bc} = 4.71 < \bar{\sigma}15MPa \quad \text{Condition vérifié}$$

✓ **Vérification de l'état limite de déformation :**

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad (2)$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{2.4}{f_e} \quad (3)$$

$$(1) : 0.0394 < 0.0625 \quad \text{condition non vérifiée.}$$

(2) : $0.0394 < 0.075$ condition non vérifiée.

(3) : $0.00434 < 0.006$ condition vérifiée.

Les relations (1) et (2) ne sont pas vérifiées ; donc on procède à la vérification de la flèche et les résultats sont comme suit :

$$A_s = 5.65 \text{ cm}^2, y = 3.95 \text{ cm}, I = 8995.56 \text{ cm}^4, I_0 = 30551.61 \text{ cm}^4, \rho = 0.00434, \lambda_i = 4.84$$

$$\lambda_v = 1.936$$

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

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

$$M_{jser} = 5.235 \text{ KN.m} ; M_{gser} = 8.71 \text{ KN.m} ; M_{pser} = 12.09 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{sj} = 79 \text{ MPa} ; \sigma_{sg} = 131.44 \text{ MPa} ; \sigma_{sp} = 182.45 \text{ MPa}$$

$$\mu_j = -0.058 ; \mu_g = 0.16 ; \mu_p = 0.302$$

$$I_{f_{ij}} = 33606.77 \text{ cm}^4 ; I_{f_{ig}} = 18939.79 \text{ cm}^4 ; I_{f_{ip}} = 13651.96 \text{ cm}^4 ; I_{f_{vg}} = 25658.72 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = 0.069 \text{ cm} ; f_{gi} = 0.206 \text{ cm} ; f_{pi} = 0.39 \text{ cm} ; f_{gv} = 0.457 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.572 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = 0.76 \text{ cm}$$

La flèche est vérifiée

Schéma de ferrailage :

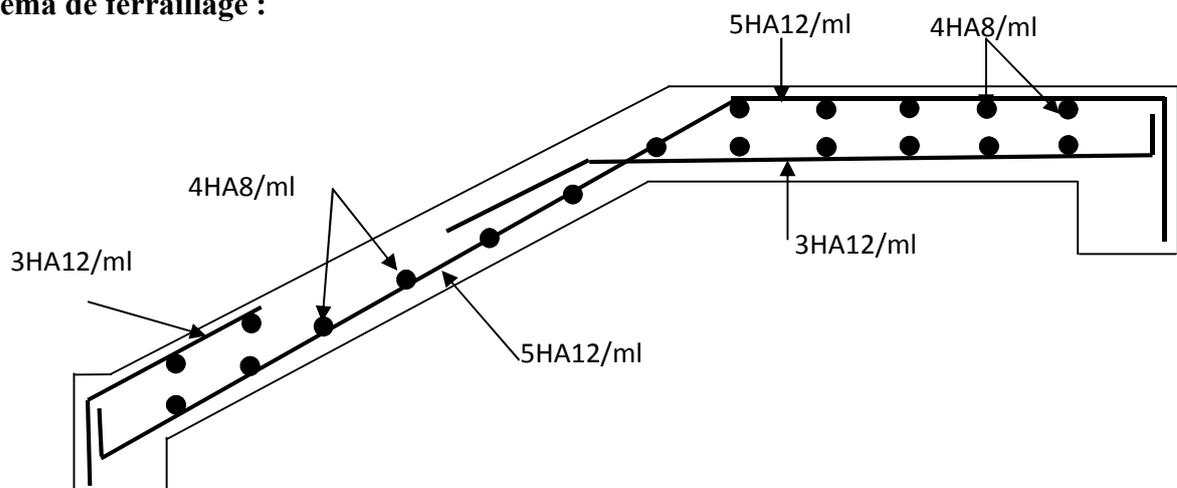
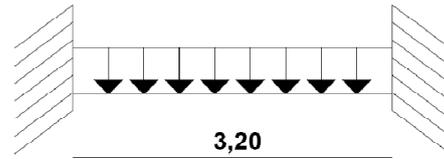


Fig.III.27 : schéma de ferrailage l'escalier.

III.6.3. Calcul de la poutre palière :**a) Pré dimensionnement :**

$$l/15 \leq h \leq l/10 \quad \Rightarrow \quad 21.33\text{cm} \leq h \leq 32\text{cm}.$$

**Vérifications :**

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm}. \\ 1/4 \leq h/b \leq 4. \end{array} \right\} \Rightarrow \text{On adopte une section de } (30 \times 30) \text{ cm}^2.$$

b) Calcul de la poutre palière à la flexion simple :

Les charges revenant à la poutre :

$$\text{Poids propre de la poutre : } G_p = 0.3 \times 0.3 \times 25 = 2.25 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids du palier : } G_p = 1.2 \times 5.23 = 6.276 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Poids de la volée : } G_v = 0.6 \times 8.155 = 4.893 \text{ KN/ml}$$

$$G = 2.25 + 6.276 + 4.893 = 13.419 \text{ KN/ml}$$

$$Q = (1.2 + 0.6) \times 2.5 = 4.5 \text{ KN/ml}$$

Donc la charge reprises par la poutre palière est :

$$Q_u \text{ (ELU)} = 1.35 \times 13.419 + 1.5 \times 4.5 = 24.86 \text{ KN/ml}$$

$$Q_u \text{ (ELS)} = 13.419 + 4.5 = 17.919 \text{ KN/ml}$$

La poutre est supposée dans deux poteaux ; les sollicitations sont comme suite :

$$\text{En travée : } M_{ut} = \frac{Q_u \times l^2}{24} = \frac{24.86 \times 3.20^2}{24} = 10.61 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{17.919 \times 3.20^2}{24} = 7.64 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_{ut} = \frac{Q_u \times l^2}{12} = \frac{24.86 \times 3.20^2}{12} = 21.21 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{17.919 \times 3.20^2}{12} = 15.29 \text{ KN.m}$$

❖ **Ferraillage :**

$$M_t = 10.61 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 21.21 \text{ KN.m}$$

Tableau III.13 : Résumé des résultats de ferraillage de la poutre palier.

	M_u(KN.m)	b(m)	d(m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm²)
Travée	10.61	0.30	0.28	0.032	0.041	0.27	1.13
Appuis	21.21	0.30	0.28	0.063	0.081	0.271	2.25

❖ **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.3 \times 0.28 \times 2.1}{400} = 1.01 \text{ cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée ($A_{adoptée} > A_{min}$)

Effort tranchant :

$$V_{u \max} = \frac{Q \times l}{2} = \frac{24.86 \times 3.20}{2} = 39.77 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{39.77 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.28} = 0.47 \text{ MPa}$$

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

$$\Omega = (b-e) \times (b-e) = (30-5) \times (30-5) = 625 \text{ cm}^2$$

$$\tau_{cr} = \frac{M_{tr}}{2 * \Omega * e} = \frac{12.37 * 10^{-3}}{2 * 625 * 10^{-4} * 5 * 10^{-2}} = 1.98 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \sqrt{(1.98)^2 + (0.47)^2} = 2.03 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.03 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

Le calcul le plus défavorable est celui de la torsion → le ferrailage de la poutre palière se fera à la torsion.

Calcul des armatures

Les armatures longitudinales

$$A_l = \frac{M_{tr} * U * \gamma_s}{2 * \Omega * f_e}$$

$$u = 2 * ((h - e) + (b - e)) = 2 * ((30 - 5) + (30 - 5)) = 100 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{12.37 * 10^{-3} * 1 * 1.15}{2 * 625 * 10^{-4} * 400} = 2.84 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 2.84 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales :

On fixe $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{M_t * S_t * \gamma_s}{2 * \Omega * f_e} = \frac{12.37 * 10^{-3} * 0.2 * 1.15}{2 * 625 * 10^{-4} * 400} = 0.57 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimum d'armature en travée :

$$A_t \geq \frac{0.4 * U * b_0}{f_e} = \frac{0.4 * 1 * 0.05}{400} = 0.5 \text{ cm}^2 \dots \text{c'est / vérifiée}$$

Ferrailage final de la poutre palière :

En travée : $A_t = 2.84 + 1.13 = 3.97 \text{ cm}^2$ on choisit $A_t = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$

En appui : $A_t = 2.25 + 1.13 = 3.38 \text{ cm}^2$ on choisit $A_a = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$

❖ Vérification de la contrainte dans le béton :

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

$$0.15y^2 + 0.00693y - 1.94 * 10^{-3} = 0$$

$$y = 9.39 \text{ cm}$$

$$I = 3.23 * 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{15.29 * 10^{-3}}{3.23 * 10^{-4}} * 0.0939 = 4.44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.44 < \bar{\sigma} 15 \text{ MPa}$$

Donc la vérification de la contrainte dans le béton n'est pas nécessaire.

❖ Vérification de la flèche :

D'après le BAEL, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si l'une des trois conditions suivantes est vérifiée :

$$1. \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{320} = 0.0937 \geq 0.0625 \text{ vérifier}$$

$$2. \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.0937 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.033 \text{ vérifier}$$

$$\text{Avec } M_0 = \frac{Q_s \times l^2}{8}$$

$$3. \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.62 \times 10^{-4}}{0.30 \times 0.28} = 0.0055 \leq 0.0105 \text{ vérifier}$$

D'où la flèche est vérifiée.

Schéma de Ferrailage :

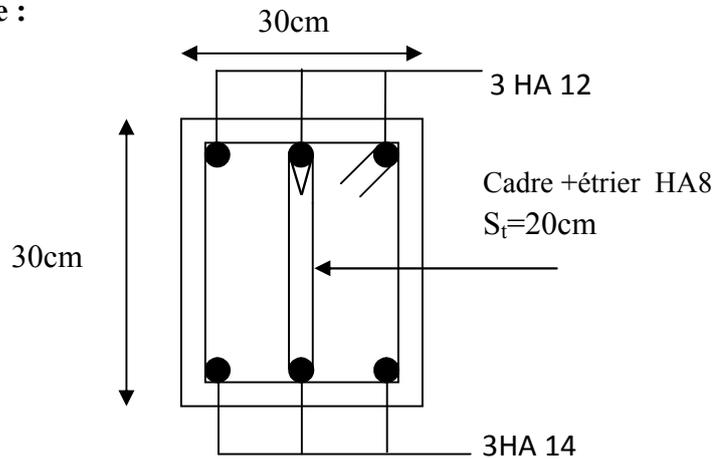


Fig.III.28 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.6.4. Dalle pleine sur quatre appuis:

$$L_x = 1.25 \text{ m}$$

$$L_y = 2.90 \text{ m}$$

Calcul des sollicitations :

$$G = 5.23 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\text{A l'ELU : } P_U = 1.35G + 1.5Q = 10.81 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } P_S = G + Q = 7.73 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$\rho = \frac{1.25}{2.90} = 0.43 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

Calcul à l'ELU : $\nu = 0$ et $\rho = 0.43$

Du tableau N°1 (annexe 1) on tire les valeurs de μ_x et μ_y correspondantes à ($\nu = 0, \rho = 0.43$)

$$\Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.1062 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x * L_x^2 * P_U = 1.79 \text{KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} * \mu_y = 0.45 \text{KN.m} \end{cases}$$

Panneau de rive :

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 * M_{ox} = 0.85 * 1.79 = 1.52 \text{KN.m} \\ M_y^t = 0.85 * M_{oy} = 0.85 * 0.45 = 0.38 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_x^a = M_y^a = -0.3 * M_{ox} = -0.3 * 1.79 = -0.54 \text{KN.m}$$

Effort tranchant :

$$V_x = \frac{P_U * l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{10.81 * 1.25}{2} * \frac{2.90^4}{1.25^4 + 2.90^4} = 6.52 \text{KN}$$

$$V_y = \frac{P_U * l_y}{2} * \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{10.81 * 2.90}{2} * \frac{1.25^4}{1.25^4 + 2.90^4} = 0.59 \text{KN}$$

$$V_{\max} = 6.52 \text{KN} \Rightarrow \tau_U = \frac{V_{\max}}{b * d_x} = \frac{6.52 * 10^{-3}}{1 * 0.124}$$

$$\Rightarrow \tau_U = 0.052 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_U = 0.052 \text{MPa} < \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.17 \text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Calcul des armatures :

Se fait à la flexion simple pour une bande de $(1 * e) \text{m}^2$

Le diamètre des armatures :

$$\phi \leq \frac{e}{10} = 1.5cm \quad \text{Si on adopte } \phi = 1.2cm :$$

$$d_x = h - \left(\frac{\phi}{2} + c\right) = 15 - \left(\frac{1.2}{2} + 2\right) = 12.4cm$$

$$d_y = h - \left(\frac{\phi}{2} + \phi + c\right) = 15 - \left(\frac{1.2}{2} + 1.2 + 2\right) = 11.20cm$$

Ferraillages :

Tableau III.14: Résumé de ferraillage de la dalle sur quatre appuis.

Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	A	Z (m)	$A_{cal}(cm^2/ml)$	$A_{adp}(cm^2/ml)$
Travée	x-x	1.52	0.0069	0.0086	0.12	0.36	4HA10=3.14
	y-y	0.38	0.00213	0.0026	0.11	0.099	4HA10=3.14
Appui		0.54	0.0025	0.0031	0.124	0.125	4HA10=3.14

✓ Ecartement (S_t) :

Selon x-x

$$S_t \leq \min(3 * e; 33cm) = \min(3 * 15; 33cm) = 33cm$$

$$S_t = 25cm$$

Selon y-y

$$S_t \leq \min(4 * e; 45cm) = \min(4 * 15; 45cm) = 45cm$$

$$S_t = 25cm$$

❖ Vérification des conditions de non fragilité :

$$e = 15cm$$

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

$$\text{avec : } \rho_0 = 8 * 10^{-4} \quad \text{pour } f_e E400$$

$$A_x^{\min} = \frac{8 * 10^{-4} * (3 - 0.43) * 1 * 0.15}{2} = 1.54cm^2$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 * b * e = 8 * 10^{-4} * 100 * 14 = 1.20cm^2$$

$$\text{On a : } A' \leq A_{\min}$$

Le ferrailage adopté dans le tableau précédent est par rapport à A_{\min}

Vérification à l'ELS : $\nu = 0.2$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.1087 \\ \mu_y = 0.3077 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ox} = 0.1087 * 7.73 * (1.25)^2 = 1.31 \text{KN.m} \\ M_{oy} = 0.3077 * 1.31 = 0.4 \text{KN.m} \end{cases}$$

Panneau de rive :

$$\begin{cases} M'_x = 0.85 * M_{ox} = 0.85 * 1.31 = 1.11 \text{KN.m} \\ M'_y = 0.85 M_{oy} = 0.85 * 0.4 = 0.34 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_x^a = M_y^a = -0.3 * M_{ox} = -0.3 * 1.31 = -0.39 \text{KN.m}$$

❖ **Etat limite de compression du béton :**

✓ **Vérification des contraintes :**

La dalle se situe à l'intérieur (à l'abri des intempéries) → fissuration peu préjudiciable, on vérifie uniquement les contraintes dans le béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} * y}{I} < \overline{\sigma}_{bc}; \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{MPa}$$

$$A' = 0, \quad \frac{b}{2} * y^5 + 15 * A * y - 15 * A * d = 0$$

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

Selon L_x

$$Y = 2.97 \text{cm}$$

$$I = 5061.54 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 0.65 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Selon L_y

$$Y = 2.8 \text{cm}$$

$$I = 4054.03 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 0.23 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

En appuis :

$$Y = 2.97 \text{ cm}$$

$$I = 5061.54 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 0.23 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Etat limite de déformation.....BAEL91 (Art. B. 7. 5) :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

1. $\frac{h}{l_x} > \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0.12 > 0.0625 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$
2. $\frac{h}{l_x} > \frac{M'_x}{10 * M_{0x}} \Leftrightarrow 0.12 > 0.085 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$
3. $\frac{A_s}{b * d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow 0.00254 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{Vérifié.}$

Schéma de ferrailage :

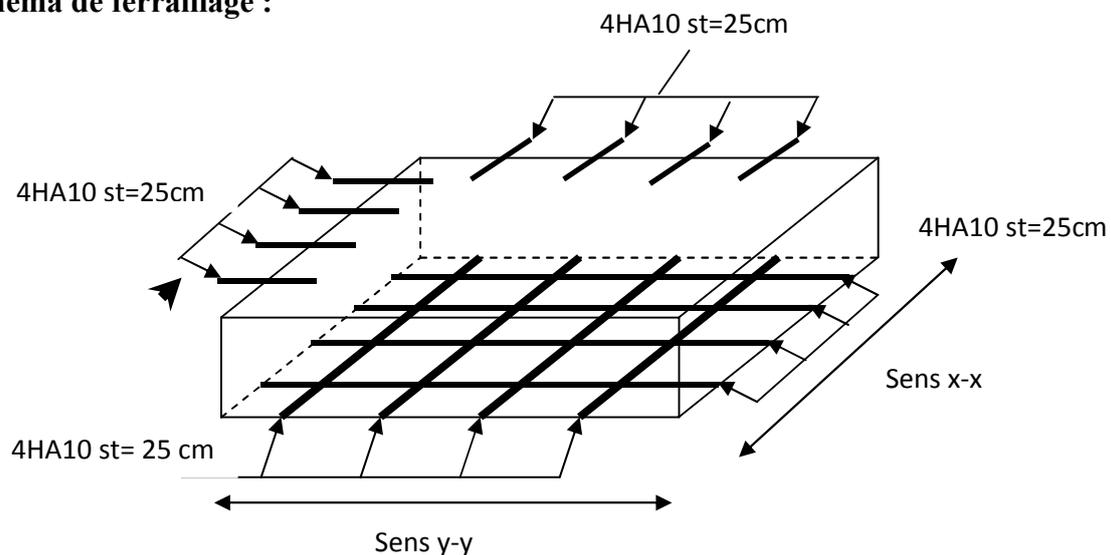


Fig III.29 : Schéma de ferrailage d'une dalle sur 4 appuis.

IV.1. INTRODUCTION

Le séisme est un phénomène naturel, correspondant à des secousses qui se propagent sous forme d'onde, qui à leur tour, engendrent un mouvement du sol libérant une énergie de déformation. En présence du phénomène sismique, le bâtiment sera considéré comme un système à plusieurs degrés de liberté.

Etant donné que notre structure est implantée à Bejaïa, zone Iia selon le classement du RPA99/version2003, l'étude au séisme s'avère un passage obligatoire. A cause de l'énormité des pertes causées par les séismes, l'étude du comportement de la construction sous action dynamique ainsi que la garantie antisismique de la structure s'impose comme une nécessité absolue du point de vue socio-économique. La détermination d'un modèle qui répond aux exigences de la conception parasismique fait l'objet de ce chapitre.

IV.2. OBJECTIFS ET EXIGENCES

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

Dans le cas particulier de notre projet, les objectifs sont les suivants :

- ✓ Eviter l'effondrement de la structure sous l'effet d'une action sismique dont l'intensité avoisine l'action spécifiée par voie réglementaire (action sismique à l'*ELU*);
- ✓ Limiter les dommages sur des éléments non structuraux sous l'effet d'un séisme moins intense mais plus fréquent (action sismique à l'*ELS*). Cet objectif vise les structures à plusieurs étages pour lesquels la stabilité doit être assurée à l'*ELS*.

IV.3. METHODES DE CALCUL

Selon le Règle Parasismique Algérienne (RPA99/version2003) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ Par la méthode statique équivalente ;
- ✓ Par la méthode d'analyse modale spectrale ;
- ✓ Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.3.1. Méthode statique équivalente :

Le Règlement Parasismique Algérien permet sous certaines conditions (4.2 du RPA 99/2003) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

❖ Vérification de la résultante des forces sismique de calcul totale : RPA99 (Article 4.2.3) :

La force sismique V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

✓ A : Coefficient d'accélération de la zone.

RPA99 (Tableau 4.1)

Le coefficient A représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir. L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en d'autres termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l'année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque.

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Le facteur A dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : groupe 2
- Zone sismique : zone IIa $\Rightarrow A = 0.15$

✓ R : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement.

RPA99 (Tableau 4.3)

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques voiles avec interaction, donc :

$$R = 5$$

✓ Q : Facteur de qualité de la structure déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \text{ avec :}$$

RPA99 (Formule 4.4)

Pq est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

$$\text{Donc } Q_x = Q_y = 1.15$$

✓ W : Poids total de la structure.

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

Il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99 (Formule 4.5)}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

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

Concernant notre projet on a un niveau à usage commercial, donc un coefficient de pondération $\beta = 0.60$; et des appartements à usage d'habitation donc un coefficient de pondération $\beta = 0.20$.

Et le poids total de notre structure est donné par le logiciel SAP :

$$W = \sum W_i = 39787.551 \text{ KN}$$

✓ D : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η). On comprendra aisément qu'il devrait y avoir une infinité, mais pour simplifier on est amené à prendre des courbes enveloppes et à supprimer la partie descendante de la courbe vers les valeurs faibles de la période de la structure T (ceci pour tenir compte des formules forfaitaires de la période qui donnent des valeurs faibles de T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

✓ T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site. RPA99 (Tableau 4.7)

D'après le Tableau 3-2 du RPA /2003 relatif à la classification des sites, on trouve que ces caractéristiques correspondent à un site de catégorie S_1 , donc on aura :

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.3 \text{ s} \end{cases}$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} \geq 0.7$$

Où ζ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$$\text{On prend : } \zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$$

$$\text{Donc } \eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} = 0.81 > 0.7$$

$$T_c = C_T h_n^{3/4}$$

RPA99 (Formule 4-6)

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 30.6 \text{ m}$$

✓ C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le type de système de contreventement :

Pour le contreventement mixte portique voiles avec interaction qui est notre cas : $C_T = 0.050$

$$T_c = 0.050 \times (30.6)^{3/4} = 0.65 \text{ s}$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D_{x,y}}}$$

RPA99 (Formule 4-7)

✓ D : Distance du bâtiment mesurée à la base dans les deux directions.

$$D_x = 23.10 \text{ m}, \quad D_y = 23.25 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.57 \text{ s} \\ T_y = 0.57 \text{ s} \end{cases}$$

$$T_x = \min (T_x; T) = 0.57 \text{ s} > T_2 = 0.3 \text{ s}$$

$$T_y = \min (T_y; T) = 0.57 \text{ s} > T_2 = 0.3 \text{ s}$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad \text{Car } 0.5 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.3}{0.57} \right)^{2/3} = 1.32 \\ D_y = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.3}{0.57} \right)^{2/3} = 1.32 \end{cases}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_{Sx} = 1.3 \times 0.57 = 0.74 \text{ s} \\ T_{Sy} = 1.3 \times 0.57 = 0.74 \text{ s} \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{stx} = \frac{0.15 \times 1.32 \times 1.15}{5} \times 39787.551 = 1811.92 \text{ KN}$$

$$V_{sty} = \frac{0.15 \times 1.32 \times 1.15}{5} \times 39787.551 = 1811.92 \text{ KN}$$

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale :

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle sert surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version 2003 pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum d'effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$

Pour l'application de la méthode dynamique modale spectrale, on utilise un logiciel d'analyse qui est le SAP 2000V14.

IV.4. DESCRIPTION DU LOGICIEL SAP 2000

Le SAP 2000 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet, en un même environnement, la saisie graphique des ouvrages de bâtiment 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 ainsi que la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

IV.4.1. Caractéristiques géométriques de la structure :

Tableau IV.1 : Résumé des résultats des caractéristiques de la structure.

Niveau	Hauteur(m)	A _i (m ²)	X _G (m)	Y _G (m)	I _X (m ⁴)	I _Y (m ⁴)
1	3.06	427.78	11.88	11.23	13156	18189
2	6.12	388.07	12.65	11.91	12180	14273
3	9.18	388.07	12.65	11.91	12180	14273
4	12.24	388.07	12.65	11.91	12180	14273
5	15.3	388.07	12.65	11.91	12180	14273
6	18.36	381.34	12.83	11.99	11938	13624
7	21.42	382.31	12.8	12.00	11954	13764
8	24.48	301.85	15.16	11.72	5245	11254
9	27.54	254.6	13.93	12.03	2720.74	10670
10	30.6	254.6	13.93	12.03	2720.74	10670

A_i : Surface du plancher au niveau i .

X_G : Abscisse du centre de gravité du niveau.

Y_G : Ordonné du centre de gravité du niveau.

I_X : Inertie du niveau par rapport à l'axe X.

I_Y : Inertie du niveau par rapport à l'axe Y.

IV.4.2. Calcul des caractéristiques des nœuds maîtres :

$$m_i = \frac{W_i}{g}$$

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

$$I_{mz} = \frac{m_i}{A} \times (I_x + I_y)$$

Le poids des éléments structuraux sera exclu (portiques et voiles), parce que le logiciel SAP2000 le prend en considération par défaut.

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant

Tableau IV.2 : Résumé des résultats des nœuds maîtres.

Niveau	A_i (m ²)	W_G (KN)	W_Q (KN)	W_i (KN)	m_i (t)	I_{mz} (t.m ²)
3.06	427.78	37264.1	5526.57	38369.41	3911.25	286591.54
6.12	388.07	33045.1	4987.34	34042.56	3470.18	236546.68
9.18	388.07	29000.2	4418.41	29883.88	3046.26	207649.94
12.24	388.07	24496.9	3772.88	25251.47	2574.05	175461.5
15.3	388.07	20129.6	3127.96	20755.19	2115.72	144219.19
18.36	381.34	15379.6	241627	15862.85	1616.99	108355.95
21.42	382.31	11565.9	1839.16	11933.73	1216.48	81832.63
24.48	301.85	8240.28	1322.26	11830.35	1205.95	65916.74
27.54	254.6	5256.83	834.601	5423.75	552.87	29078.31
30.6	254.6	2809.48	383.129	2886.11	294.2	15473.51

Avec : W_G : poids permanent de l'étage.

W_Q : Poids d'exploitation de l'étage.

IV.5. DISPOSITION DES VOILES

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des sections des poteaux on a retenu la disposition représentée ci-dessous. Cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier mode et répondre favorablement aux conditions du RPA99/2003.

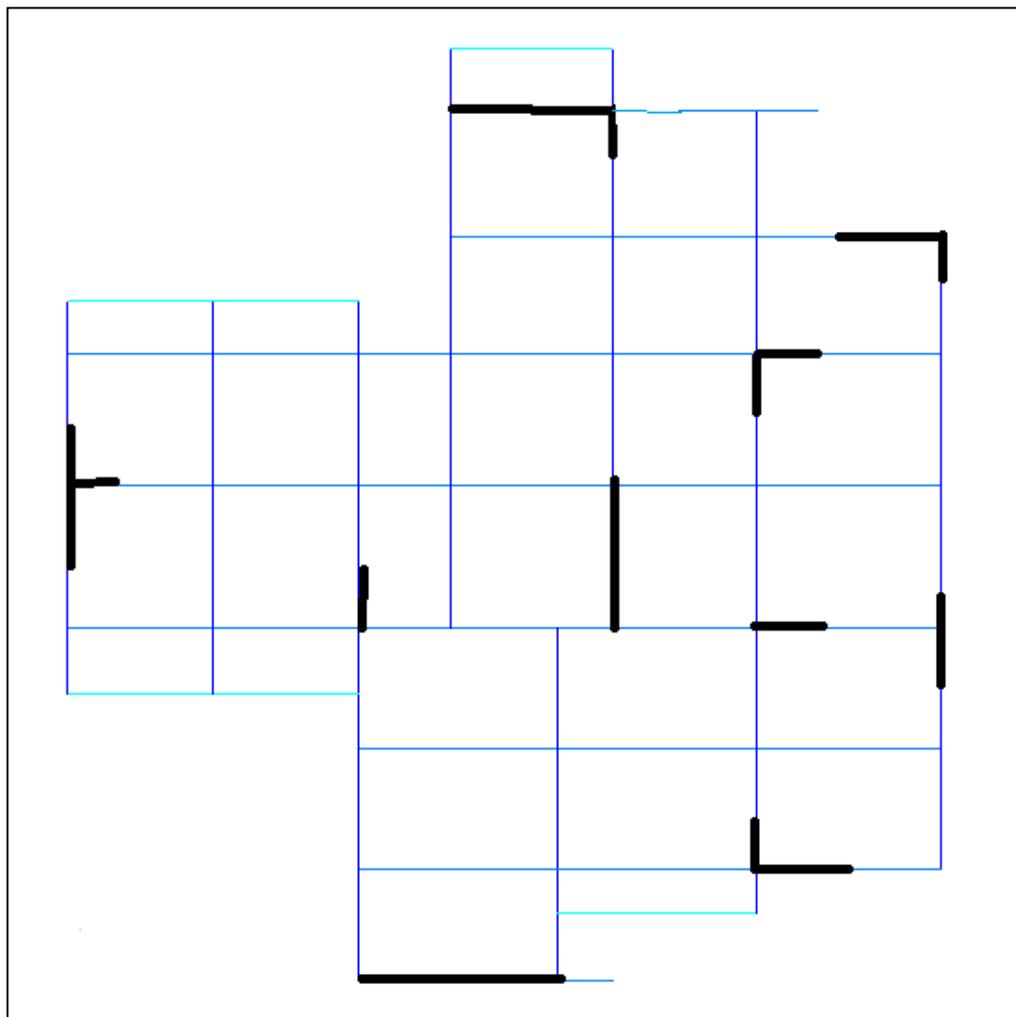


Fig.IV.1 : Disposition des voiles.

IV.6.VERIFICATION ET INTERPRETATION DES RESULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE

IV.6.1.Vérification de la résultante des forces sismiques :

En référent à l'article 4.3.6 du RPA version 2003, qui stipule que la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} , nous avons :

Tableau IV.3 : Vérification de l'effort tranchant à la base.

Forces sismiques	$V_{statique}$ (KN)	$0.8V_{statique}$ (KN)	V dynamique (KN)	observation
Sens x-x	1811.92	1449.53	1677.2	Vérifié
Sens y-y	1811.92	1449.53	1547.51	Vérifié

IV.6.2.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 :

Tableau IV.4 : Période et taux de participation.

Mode	Périodes	Modes			Modes cumulés		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.621833	0.00454	0.66674	0.000007005	0.00454	0.66674	0.000007005
2	0.529769	0.64653	0.00431	0.00001304	0.65107	0.67105	0.00002004
3	0.439442	0.00069	0.00007221	0.00002194	0.65176	0.67112	0.00004198
4	0.199718	0.00173	0.16357	0.0000111	0.6535	0.83469	0.00005308
5	0.163657	0.18298	0.00213	0.00003729	0.83648	0.83682	0.00009037
6	0.134315	0.0017	0.00026	0.00021	0.83817	0.83708	0.0003
7	0.09605	0.00069	0.07062	0.00019	0.83886	0.9077	0.00049
8	0.079083	0.07066	0.00061	0.00086	0.90952	0.90831	0.00135
9	0.07098	0.0001	0.00005598	0.22683	0.90962	0.90836	0.22818
10	0.069036	0.00025	0.000007491	0.12466	0.90987	0.90837	0.35284
11	0.068208	0.0005	0.00003365	0.01648	0.91038	0.9084	0.36932
12	0.067717	0.000008933	0.000001692	0.00008286	0.91038	0.9084	0.3694

Ces résultats montrent que la participation modale du premier mode suivant la direction Y est prépondérante, ce qui donne un mode de translation selon cette direction tel que montré sur la figure IV.1.la même chose peut constatée pour le deuxième mode suivant la direction X figure IV.2,et le troisième mode est une rotation autour de Z figure IV.3.

On remarque aussi que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par les formules empiriques du RPA majorée de 30%.

$$\begin{cases} T_{Sx} = 1.3 \times 0.57 = 0.74s \\ T_{Sy} = 1.3 \times 0.57 = 0.74s \end{cases}$$

Nous représentons sur ces trois figures, les trois premiers modes de vibrations de notre structure.

1^{er} Mode de vibration de déformation (T=0.62s) : translation suivant y-y

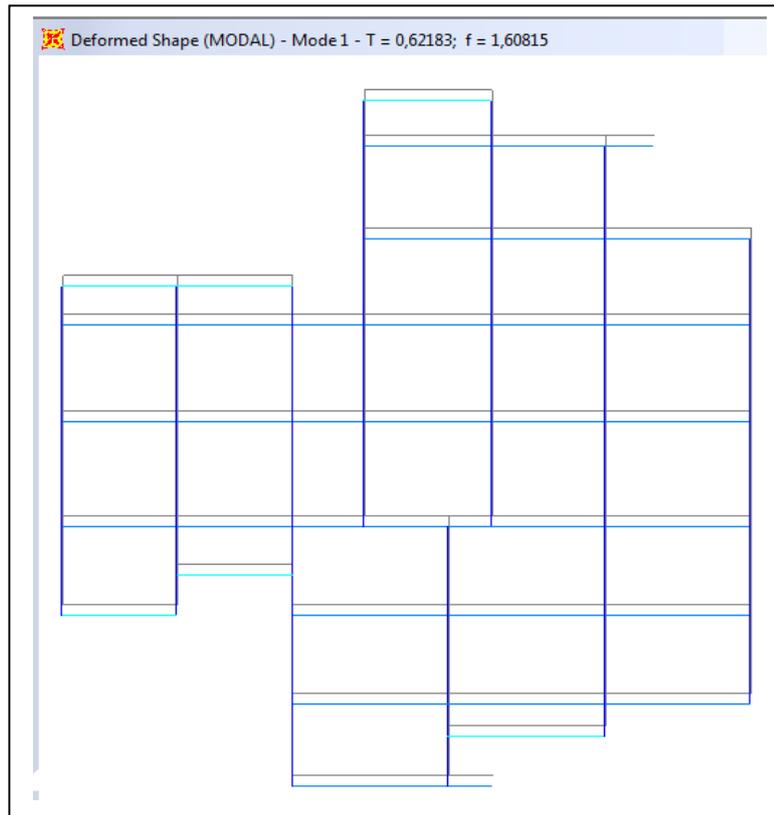


Fig.IV.2 : 1^{er} mode translation selon y-y.

2^{ème} Mode de vibration de déformation (T=0.53s) : translation suivant x-x

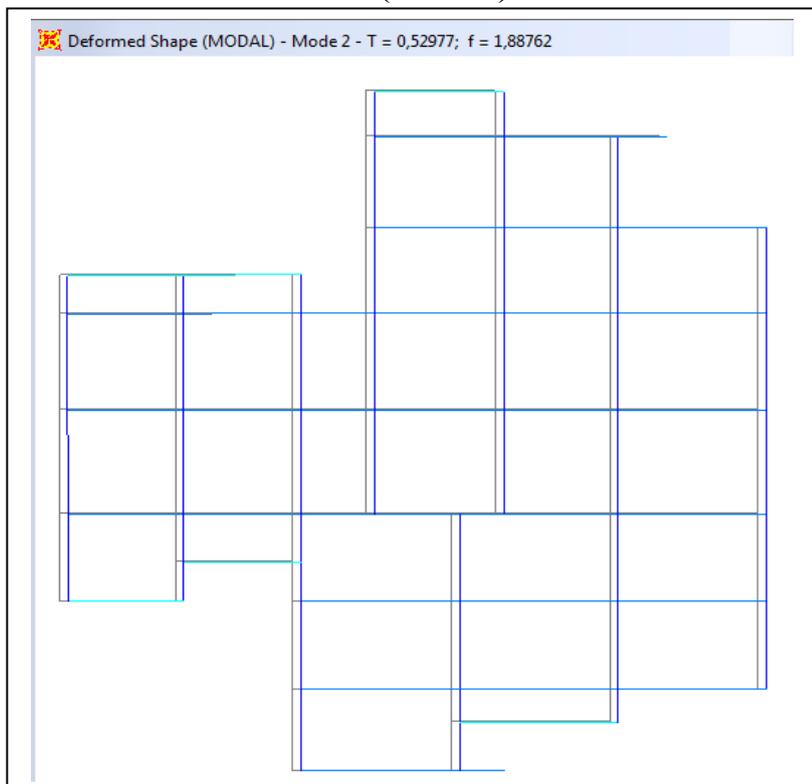


Fig.IV.3 : 2^{ème} mode translation selon x-x.

3^{ème} Mode de vibration de déformation (T=0.44s) : rotation suivant z-z

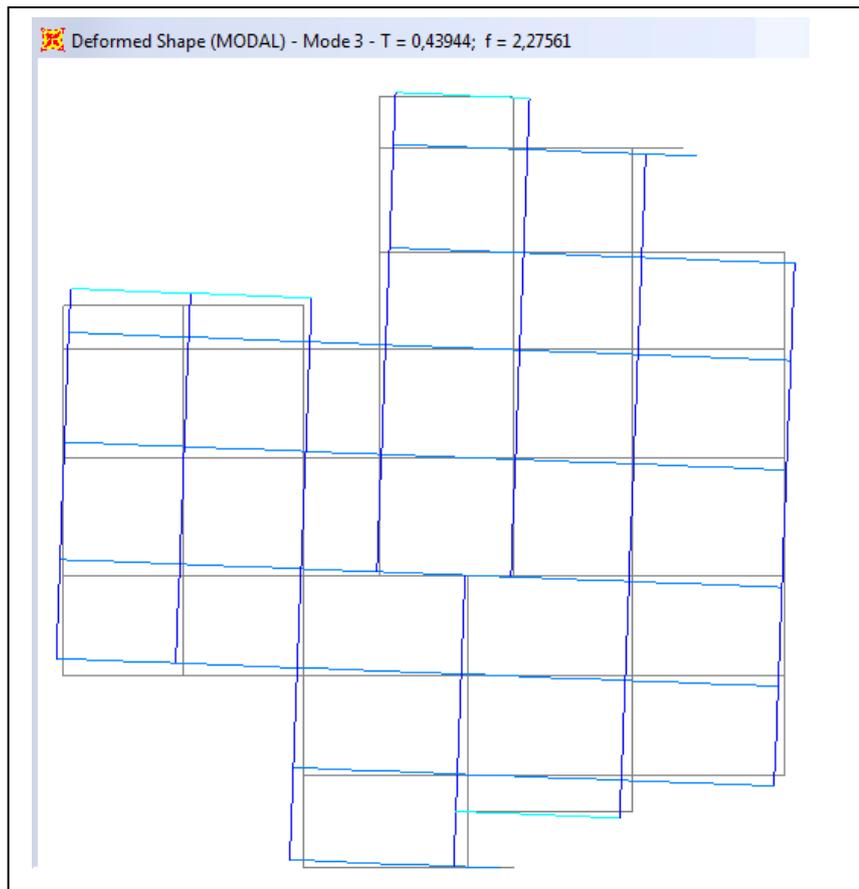


Fig.IV.4 :rotation selon z-z.

IV.6.3. Justification de l'interaction voiles -portiques :

❖ Sous charges verticales :

Tableau IV.5 :Charges verticales reprises par les portiques et voiles.

Niveaux	Charge reprise		Pourcentage repris	
	Portiques	Voiles	Portiques (%)	Voiles (%)
RDC	44107.46	14488.944	75.27	24.72
1 ^{ème} étage	38454.892	13636.948	73.82	26.17
2 ^{ème} étage	32170.273	13607.598	70.27	29.72
3 ^{ème} étage	26951.497	11778.628	69.58	30.41
4 ^{ème} étage	22004.791	9862.073	69.05	30.94
5 ^{ème} étage	16096.882	8289.932	66.00	33.99
6 ^{ème} étage	12437.364	5935.286	67.69	32.30
7 ^{ème} étage	9015.927	4091.839	68.78	31.21

8 ^{ème} étage	6048.792	2299.823	72.45	27.54
9 ^{ème} étage	3190.393	1177.104	73.04	26.95

❖ **Sous charges horizontales :**

Tableau IV.7 : Charges horizontales reprises par les portiques et voiles.

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)	Portique s (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)
RDC	399.925	1206.79	25.1	75	400.562	1033.86	27.92	72.07
1 ^{er} étage	410.215	961.392	29.90	70.09	422.398	1042.97	28.82	71.17
2 ^{ème} étage	440.994	1048.45	29.60	70.39	421.686	933.726	31.11	68.88
3 ^{ème} étage	451.617	907.268	33.23	66.76	426.303	804.44	34.63	65.36
4 ^{ème} étage	467.267	757.777	38.14	61.85	419.144	683.733	38.00	61.99
5 ^{ème} étage	416.165	586.018	41.52	58.47	346.339	592.42	36.89	63.10
6 ^{ème} étage	349.718	539.276	39.33	60.66	308.407	459.846	40.14	59.85
7 ^{ème} étage	334.449	382.807	46.62	53.37	265.793	344.465	43.55	56.44
8 ^{ème} étage	231.254	349.474	39.82	60.17	192.673	333.513	36.61	63.38
9 ^{ème} étage	258.997	166.094	60.92	39.07	229.058	137.352	62.51	37.48

Conclusion : cette disposition permet d'avoir une période $T=0.62s$, valeurs qui vérifie la exigence du RPA. Plusieurs dispositions ont été modélisées afin d'arriver à satisfaire toute les exigences du RPA on a du augmenter le nombre de voile et leur épaisseurs et augmenter les sections des poteaux (voir tableau).

Cependant, l'interaction voile-portique n'est pas justifiée tel que exigée par le RPA sous chargement verticale.

Niveau	Dimensions avant	Dimensions après
RDC', 1 ^{er} étage	50x50	60x60
2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème} étage	45x45	55x55
5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème} étage	40x40	50x50
8 ^{ème} , 9 ^{ème} étage	35x35	45x45

IV.6.4 .Vérification de l'effort normal réduit :

Il est exigé de faire la vérification à l'effort normal réduit pour éviter l'écrasement de la section du béton après modélisation et cela par la formule suivante :

$$N_{rd} = \frac{N}{B * f_{c28}} \leq 0.3 \quad \text{tel que : } N : \text{l'effort normal maximal.} \quad \text{RPA99 (Formule 7.2)}$$

B : section du poteau.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression.

Tableau IV.8. Vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	A	N	Nrd	Remarque
RDC', 1 ^{er} , étage	60x60	1866.769	0.21	Vérifiée
2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème} étage	55x55	1413.062	0.19	Vérifiée
5 ^{ème} , 6 ^{ème} , 7 ^{ème} étage	50x50	859.579	0.14	Vérifiée
8 ^{ème} , 9 ^{ème} étage	45x45	383.749	0.075	Vérifiée

IV.6.5. Calcul des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99 (Article 4.4.3)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Avec : $\Delta_k < 1\% \times h_e$ RPA99 (Article 5.10)

h_e : Étant la hauteur de l'étage.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.9 : Vérification des déplacements.

Niveaux	Sens xx					Sens yy			
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Δ_k/h_k	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k
30.6	0.33	1.65	0.2	306	0.00065	0.28	1.4	0.15	0.00049
27.54	0.29	1.45	0.2	306	0.00065	0.25	1.25	0.2	0.00065
24.48	0.25	1.25	0.25	306	0.00081	0.21	1.05	0.2	0.00065
21.42	0.20	1	0.25	306	0.00081	0.17	0.85	0.15	0.00049

18.36	0.15	0.75	0.15	306	0.00049	0.14	0.7	0.15	0.00049
15.3	0.12	0.6	0.2	306	0.00065	0.11	0.55	0.214	0.00069
12.24	0.08	0.4	0.155	306	0.00051	0.078	0.39	0.14	0.00045
9.18	0.049	0.245	0.12	306	0.00039	0.050	0.25	0.115	0.00037
6.12	0.025	0.125	0.121	306	0.00039	0.027	0.135	0.09	0.00029
3.06	0.008	0.004	0.004	306	0.000013	0.009	0.045	0.045	0.00014

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

$$\Delta_{k \max} = 0.25 \text{ cm} < 1\% \times h_e = 3.06 \text{ cm}$$

IV.7. JUSTIFICATION VIS-A-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 :

$$\theta = \frac{p_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que : } \quad \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau « k » ;

$$\text{avec : } p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$$

v_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

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 :

Tableau IV.10 : Vérification a L'effet P- Δ

Hauteur (m)	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k (cm)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k (cm)
3.06	306	38369.4	0.004	1583.7	0.0031	0.045	1434.42	0.0039
6.12	306	34042.5	0.121	1371.61	0.0098	0.09	1465.36	0.0068
9.18	306	29883.9	0.12	1489.45	0.0078	0.115	1355.41	0.0083
12.24	306	25251.5	0.155	1358.89	0.0094	0.14	1230.74	0.0093
15.3	306	20755.2	0.2	1225.04	0.01	0.214	1102.88	0.013
18.36	306	15862.8	0.15	1002.18	0.0077	0.15	938.759	0.0082
21.42	306	11933.7	0.25	888.994	0.01	0.15	768.253	0.0076
24.48	306	8504.74	0.25	717.256	0.0096	0.2	610.258	0.0091
27.54	306	5423.75	0.2	580.728	0.0061	0.2	526.186	0.0067
30,6	306	2886.11	0.2	425.091	0.0044	0.15	366.41	0.0038

On remarque que les valeurs de θ_k inférieur a 0.1 donc l'effet P- Δ n'a pas d'influence sur la structure.

V.1.INTRODUCTION

Une construction parasismique en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ces éléments principaux (voiles, poteaux, poutres), cependant ces derniers doivent être bien armés et disposés pour qu'ils puissent reprendre tous genres de sollicitations.

V.2. ETUDE DES POTEAUX

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à des efforts normaux et moments fléchissants en tête et à la base dans les deux sens, leur ferrailage se fait à la flexion composée avec une fissuration peu nuisible, les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitations suivants :

$$\left. \begin{array}{l}
 1) \ 1.35G+1.5Q \\
 2) \ G+Q \\
 3) \ G+Q+E \\
 4) \ G+Q-E \\
 5) \ 0.8G+E \\
 6) \ 0.8G-E
 \end{array} \right\} \quad \text{RPA99 (Article 5.2)}$$

Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations suivantes :

$$\begin{array}{l}
 N_{max} \longrightarrow M_{\text{correspondant}} \\
 N_{min} \longrightarrow M_{\text{correspondant}} \\
 M_{max} \longrightarrow N_{\text{correspondant}}
 \end{array}$$

V.1.1. Les recommandations du RPA 99/2003 :

❖ Les armatures longitudinales : RPA99 (Article 7.4.2.1)

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets ;
- ✓ Le pourcentage minimal est de: 0.8 % (Zone II) ;
- ✓ Le pourcentage maximal est de : 4 % en zones courantes.
6 % en zones de recouvrement.
- ✓ Le diamètre minimal est de 12mm ;
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de : $40 \times \phi$ (zone II) ;
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone II) ;
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales ;

La zone nodale est définie par l' et h' .

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right)$$

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right)$$

$(h_1 * b_1)$: section de poteau.

h_e : hauteur d'étage.

$(h_1 * b_1)$: section de poteau.

h_e : hauteur d'étage.

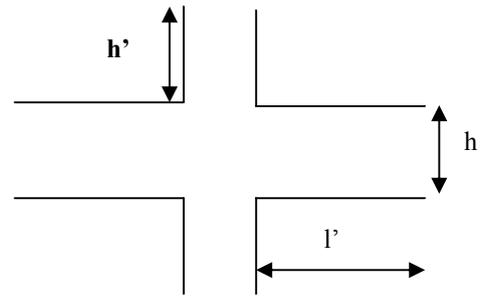


Fig. V.1: Zone nodale

Les valeurs numériques relatives à notre projet conformément aux prescriptions du RPA99/version2003 sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau V.1: armatures longitudinales minimal et maximal des poteaux selon le RPA .

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) (zone courante)	A _{max} (cm ²) (zone de recouvrement)
RDC, 1 ^{er} 2 ^{ème} étage	65*65	33.8	169	253.5
3,4, et 5 ^{ème} étage	60*60	28.8	144	216
6, 7 et 8 ^{ème} étage	55*55	24.2	121	181.5
9,10 et 11 ^{ème} étage	50*50	20	100	150
12 ^{ème} étage	45*45	16.2	81	121.5

❖ Les armatures transversales : RPA99 (Article 7.4.2.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Où : V_u : effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur total de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversales.

t : espacement entre les armatures transversales telle que :

$$\checkmark \quad t \leq \min(10 \times \phi_1, 15\text{cm}) \quad (\text{zone nodale}).$$

- ✓ $t \leq 15 \times \phi_l$ (zone courante). (ϕ_l Diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau).

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant.

- ✓ $\rho = 2.5$ si $\lambda_g \geq 5$.
- ✓ $\rho = 3.75$ si $\lambda_g < 5$; (λ_g élancement géométrique).

La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{t \times b_1}$ en pourcentage est :

- ✓ 0.3 si $\lambda_g \geq 5$
- ✓ 0.8% si $\lambda_g < 3$
- ✓ Interpoler entre les valeurs limites précédentes si $3 < \lambda_g < 5$.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite au minimum de 10ϕ .

V.2.2.Sollicitations dans les poteaux :

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites de logiciel SAP2000.V14 qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre étude au séisme.

Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.2: Sollicitations dans les poteaux.

poteau	$M_{\max}, N_{\text{corr}}$		$N_{\max}, M_{\text{corr}}$		$N_{\min}, M_{\text{corr}}$	
	M_{\max} (KN.m)	N_{corr} (KN)	N_{\max} (KN)	M_{corr} (KN.m)	N_{\min} (KN)	M_{corr} (KN.m)
65x65	64.08	1491.26	2398.144	15.94	12.014	6.99
60x60	49.47	1093.56	1866.769	6.72	402.104	4.91
55x55	58.17	440.915	1413.062	12.26	157.821	8.35
50x50	58.885	206.885	859.579	15.37	30.483	21.14
45x45	48.99	122.72	383.749	6.21	33.236	18

❖ Ferrailage des poteaux :

a) Armatures longitudinales :

Les poteaux sont ferrailés par le maximum obtenu, après comparaison entre les ferrailages donnés par le RPA en zone IIa, celui donné calculé.

Tableau V.3 : Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux

Niveaux	Section cm ²	A _{min} (RPA) cm ²	A _{cal} cm ²	A _{adoptée} cm ²
RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème} étage	65*65	33.8	0	4HA20+12HA16=36.68
3,4, et 5 ^{ème} étage	60*60	28.8	0	4HA14+12HA16=30.28
6, 7 et 8 ^{ème} étage	55*55	24.2	0	4HA16+12HA14=26.52
9,10 et 11 ^{ème} étage	50*50	20	0	8HA14+8HA12=21.36
12 ^{ème} étage	45*45	16.2	0	16HA12=18.08

b) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont déterminées grâce aux formules du RPA les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

Tableau V.4 : Sections des armatures transversales dans les poteaux

Niveau	RDC, 1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	3,4 et 5 ^{ème} Etage	6, 7, et 8 ^{ème} étage	9, 10,11 ^{ème} étage	12,13 ^{ème} Etage
Section (cm)	65*65	60*60	55*55	50*50	45*45
ϕ_i^{\max} (cm)	2	1.6	1.6	1.4	1.2
ϕ_i^{\min} (cm)	1.6	1.4	1.4	1.2	1.2
l_f (cm)	285.6	214.2	214.2	214.2	214.2
λ_g	4.39	3.57	3.89	4.28	4.76
V_u (KN)	186.5	181.51	133.45	115.57	39.36
l_r (cm)	64	56	56	48	48
$t_{\text{zone nodale}}$ (cm)	10	10	10	10	10
$t_{\text{zone courante}}$ (cm)	15	15	15	15	15
A^t (cm)	4.03	4.25	3.41	3.25	1.23
A^t_{\min} (cm ²) Zone nodale	3.25	3	2.75	2.5	2.25
A^t_{\min} (cm ²) Zone courante	4.87	4.5	4.12	3.75	3.37
$A^t_{\text{adoptée}}$ (cm ²)	8T10=6.32	6T10=4.71	6T10=4.71	6T10=4.71	6T10=4.71

Conformément aux règles du RPA99/version2003 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales ($\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_l^{\max}$), ce qui est vérifiée dans notre cas.

V.2.3. Vérifications :

a) vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme :

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement. L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du R.D.C, avec une longueur de $l_0 = 4.08$ m et un effort normal égal à : 2398.144 KN

Exemple de calcul :

$l_0 = 4.08$ m et $N_{\max} = 2398.144$ KN

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

α : Coefficient fonction de l'élancement λ .

B_r : Section réduite du béton

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \dots \text{si } \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \dots \text{si } \lambda > 50 \end{cases} \quad \lambda = \frac{l_f}{i}$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 2.86 \text{ m} \quad (\text{Longueur de flambement}).$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = 0.18 \text{ m} \quad (\text{Rayon de giration}).$$

$$\text{D'où : } \lambda = \frac{2.86}{0.18} = 15.87 \Rightarrow \alpha = 0.85$$

$$B_r = 0.397 \text{ m}^2 \quad (\text{Section réduite}).$$

Donc :

$$N_u = 0.85 \times \left(\frac{0.397 \times 25 \times 10^3}{0.9 \times 1.5} + 34.92 \times 10^{-4} \times \frac{400 \times 10^3}{1.15} \right) = 8566.46 \text{ KN}$$

On a $N_{max} = 2398.144 \text{ KN} < N_u$ condition vérifiée ; donc pas de risque de flambement.

Vérification au flambement des poteaux des différents étages :

Tableau V.5 : Justification de l'effort normal ultime.

Niveau	Section (cm ²)	l_0 (m)	l_f (m)	I	λ	α	A_s (cm ²)	B_r (cm ²)	N_u (KN)	N_{max} (KN)
RDC, 1 ^{er} , 2 ^{eme} étage	65x65	4.08	2.856	0.18	15.87	0.85	36.68	3970	7333.52	2398.144
3 ^{eme} , 4 ^{eme} , 5 ^{eme} étage	60x60	3.06	2.142	0.17	12.6	0.83	30.28	3360	7275.43	1866.769
6 ^{eme} , 7 ^{eme} , 8 ^{eme} étage	55x55	3.06	2.142	0.15	14.28	0.82	26.52	2810	6126.14	1413.062
9 ^{eme} , 10 ^{eme} , 11 ^{eme} étage	50x50	3.06	2.142	0.14	15.3	0.82	21.36	2300	5002.21	854.579
12, 13 ^{eme} étage	45x45	3.06	2.142	0.12	17.85	0.81	18.08	1840	3269.38	383.749

On voit bien que $N_{max} < N_u$ pour tous les niveaux, donc il n'y pas de risque flambement

b) Vérification des contraintes de compression (E.L.S) :

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre inférieure.}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2$$

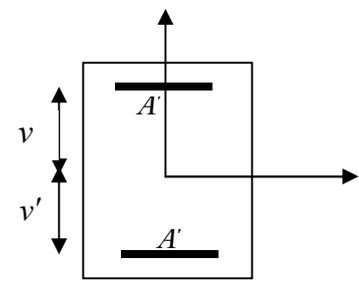


Fig V.2 : Section d'un poteau

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \text{ et } v' = h - v ; d = 0.9 \times h$$

$$\text{On a : } A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.6 : Vérification des contraintes dans le béton.

Niveau	Section cm ²	d cm	A cm ²	V Cm	V' cm	I _{gg} m ⁴	N _{ser} KN	M _{ser} KN. m	σ ₁ MPa	σ ₁ MPa	σ̄ MPa
RDC, 1 ^{er} 2 ^{eme} étage	65x65	58.5	36.68	35.49	29.51	0.018	1746.927	11.54	4.34	4.31	15
3 ^{eme} , 4 ^{eme} 5 ^{eme} étage	60x60	54	30.28	32.68	27.32	0.0131	1357.45	4.79	3.88	3.86	15
6 ^{eme} , 7 ^{eme} 8 ^{eme} étage	55x55	49.5	26.52	30.05	24.95	0.0132	1027.97	8.9	3.59	3.55	15
9 ^{eme} , 10 ^{eme} 11 ^{eme} étage	50x50	45	21.36	27.27	22.73	0.0063	626.032	11.17	2.97	2.89	15
12, 13 ^{eme} étage	45x45	40.5	18.08	24.62	20.38	0.0042	277.74	4.34	1.62	1.58	15

Du tableau ci- dessus on remarque que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

c) Vérification aux sollicitations tangentielles :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{telle que :}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

RPA 99 (Article 7.4.3.2)

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau V.7 : Vérification des contraintes tangentielles.

Niveau	Section (cm ²)	l_f (m)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V_u (KN)	τ MPa	$\bar{\tau}_{adm}$ MPa	observation
RDC, 1 ^{er} , 2 ^{ème} étage	65x65	2.856	4.39	0.04	58.5	47.92	0.12	1	vérifiée
3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème} étage	60x60	2.142	3.75	0.04	54	72.33	0.22	1	vérifiée
6 ^{ème} , 7 ^{ème} , 8 ^{ème} étage	55x55	2.142	3.89	0.04	49.5	69.24	0.25	1	vérifiée
9 ^{ème} , 10 ^{ème} , 11 ^{ème} étage	50x50	2.142	4.28	0.04	45	88.37	0.39	1	vérifiée
12, 13 ^{ème} étage	45x45	2.142	4.76	0.04	40.5	34.93	0.19	1	vérifiée

Du tableau ci-dessus on remarque que la condition exigée par le RPA99/2003 sur les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.

V.1.5. Schéma de ferrailage des poteaux :

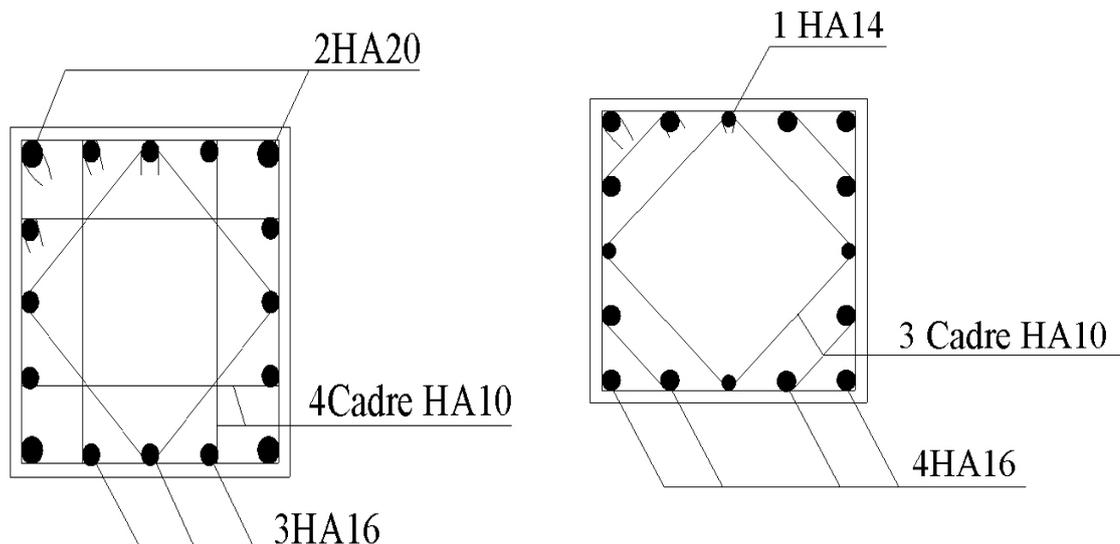


Fig V.3: Schéma de ferrailage des poteaux (RDC, 1^{er} et 2^{ème}) étage.

Fig V.4: Schéma de ferrailage des poteaux (3, 4 et 5^{ème}) étage.

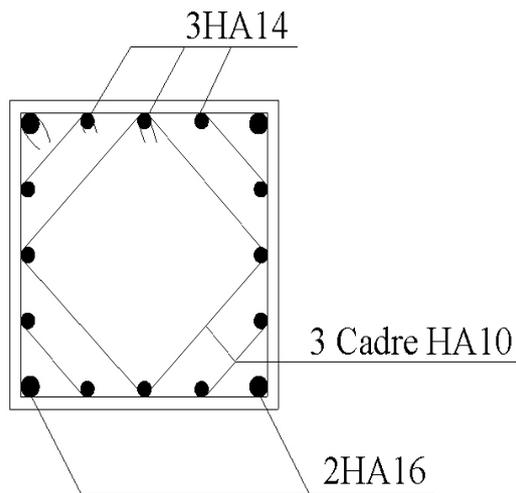


Fig V.5 : Schéma de ferrailage des poteaux (6, 7 et 8^{ème}) étage.

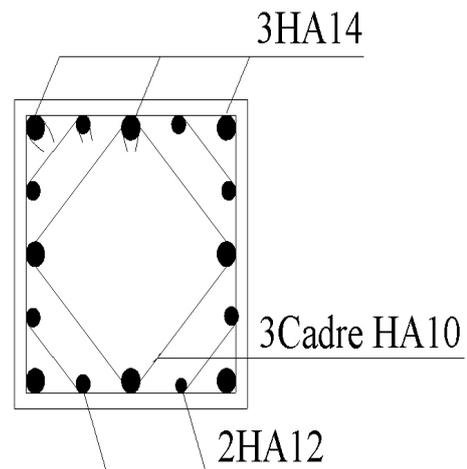


Fig V.6 : Schéma de ferrailage des poteaux (9, 10, 11^{ème}) étage

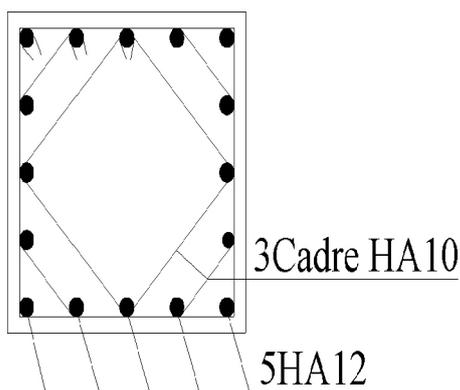


Fig V.7 : Schéma de ferrailage des poteaux 12, 13^{ème} étage.

V.3. 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 qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M , N , T) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le RPA99/2003 et celles données par le BAEL99.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel SAP2000. Combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/2003 suivantes :

- ✓ $1.35 \times G + 1.5 \times Q$
- ✓ $G + Q$
- ✓ $G + Q + E$
- ✓ $0.8 \times G + E$
- ✓ $0.8 \times G - E$

RPA99 (Article 5.2)

V.3.1. Recommandation du RPA99 :

a) Armatures longitudinales :

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale 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 $40 \times \phi$ (zone IIa) ;
- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90° ;

b) Armatures transversales :

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$.
- ✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :
 - $S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_1\right)$. : 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_l est le plus petit diamètre utilisé ;
- ✓ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.3.2. Ferrailage des poutres :

a) Les armatures longitudinales :

Le ferrailage longitudinal calculé est celui obtenu par le logiciel SAP 2000. Les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armatures du RPA.

Les résultats de ferrailages des poutres sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau V.8 : Les armatures longitudinales dans les poutres.

niveaux	Type de poutre	Section	localisation	A _{calcul} (cm ²) Sap2000	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Nbre de barre
RDC, 1,2 ^{ème} étage	Principale	45*30	Appuis	6.15	6.75	8.01	3HA14+3HA12
			Travée	3.59	6.75	8.01	3HA14+3HA12
	Secondaire	35*30	Appuis	3.93	5.25	6.79	6HA12
			Travée	2.75	5.25	6.79	6HA12
3, 4, 5 ^{ème} étage	Principale	45*30	Appuis	4.79	6.75	8.01	3HA14+3HA12
			Travée	5.33	6.75	8.01	3HA14+3HA12
	Secondaire	35*30	Appuis	2.69	5.25	6.79	6HA12
			Travée	5.48	5.25	6.79	6HA12
6, 7, 8 ^{ème} étage	Principale	45*30	Appuis	5.31	6.75	8.01	3HA14+3HA12
			Travée	6.07	6.75	8.01	3HA14+3HA12
	Secondaire	35*30	Appuis	5.77	5.25	6.79	6HA12
			Travée	2.69	5.25	6.79	6HA12
9, 10, 11 ^{ème} étage	Principale	45*30	Appuis	5.53	6.75	8.01	3HA14+3HA12
			Travée	6.53	6.75	8.01	3HA14+3HA12
	Secondaire	35*30	Appuis	5.79	5.25	6.79	6HA12
			Travée	2.69	5.25	6.79	6HA12
12,13 ^{ème} étage	Principale	45*30	Appuis	3.62	6.75	8.01	3HA14+3HA12
			Travée	3.62	6.75	8.01	3HA14+3HA12
	Secondaire	35*30	Appuis	5.68	5.25	6.79	6HA12
			Travée	2.69	5.25	6.79	6HA12

b) Les armatures transversales :

$$\phi \leq \min\left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \quad \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

Poutres principales :

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{45}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.4; 1.28; 3)$$

Donc on prend $\phi_t = 10\text{mm} \Rightarrow A_t = 4\text{T}10 = 3.14\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier)

Poutres secondaires :

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.2; 1.33; 3)$$

Donc on prend $\phi_t = 10\text{mm} \Rightarrow A_t = 4\text{T}10 = 3.14\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier)

Calcul des espacements des armatures transversales :

$$\checkmark S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_{t1} \leq 104.66\text{cm}$$

$$\checkmark S_{t2} \leq \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) \Rightarrow S_{t2} \leq 37.8\text{cm}$$

$$\checkmark S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq 45.88\text{cm} \quad \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

Selon RPA99 Art (7.5.2.2)

$$S_t \leq \min(h/4; 12\phi_{\text{min}}; 30\text{cm})$$

Zone nodale:

Poutres principales: $S_t \leq \min(11.25\text{cm}; 14.4\text{cm}; 30\text{cm})$

Soit $S_t = 10\text{cm}$

Poutres secondaire: $S_t \leq \min(8.5\text{cm}; 14.4\text{cm}; 30\text{cm})$

Soit $S_t = 8\text{cm}$

Zone courante : $S_t \leq h/2$

Poutres principales : $S_t \leq 22.5\text{cm}$

Soit $S_t = 15\text{cm}$

Poutres secondaires : $S_t \leq 17.5\text{cm}$ Soit $S_t = 15\text{cm}$

✓ Vérification des sections des armatures transversales :

$$A_t^{\text{min}} = 0.003 \times S_t \times b = 1.575\text{cm}^2 \quad \text{C'est vérifié}$$

$$A_t = 3.14\text{cm}^2 > A_t^{\text{min}} = 1.8\text{cm}^2$$

V.3.3. Vérifications :**a) Vérification de (%) des armatures selon le RPA 99 :**

✓ **Pourcentage maximum des armatures longitudinales :**

Poutres principales :

En zone courante : $A_{\max} = 4\% b x h = 0.04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

En zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\% b x h = 0.06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

Poutres sacondaire :

En zone courante : $A_{\max} = 4\% b x h = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

En zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\% b x h = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

✓ **Longueur de recouvrement :**

$$l_r > 40 \times \phi$$

$$\phi = 14 \text{ mm} \Rightarrow l_r > 64 \text{ cm} \Rightarrow l_r = 80 \text{ cm}$$

$$\phi = 12 \text{ mm} \Rightarrow l_r > 48 \text{ cm} \Rightarrow l_r = 50 \text{ cm}$$

b) A L'ELU**1) Vérification de condition de non fragilité :****BAEL91 (Art F.IV.2)**

Poutre principale : $A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 1.52 \text{ cm}^2$

Poutre secondaire : $A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 1.15 \text{ cm}^2$

2) Vérification des contraintes tangentielles :

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

$$\tau = \frac{V}{b_0 \times d} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau} = \min(0.133 \times f_{c28}; 5 \text{ MPa})$$

BAEL91 (Article H.III.1)**Tableau V.9 : Vérification des contraintes tangentielles.**

Poutres	V_u (MN)	τ_u (MPa)	Observation
Principales	0.114	0.90	Vérifiée
Secondaires	0.135	1.41	Vérifiée

$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

✓ en appui de rives : $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$

✓ 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 :

Tableau V.10 : Vérification au cisaillement.

Poutres	A_L (cm)	V_u (MN)	M_a (MN.m)	A_1^{rive} (cm ²)	A_1^{int} (cm ²)	Observation
Principale	8.01	0.114	0.099	3.28	-4.25	Vérifiée
Secondaires	6.79	0.135	0.065	3.88	-2.61	Vérifiée

c) A L'ELS

1) Etat limite de compression du béton :

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible du béton.

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

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

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

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

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

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.11 : Vérification de l'état limite de compression du béton.

Poutres	Localisation	M_{ser} (MN)	I (m ⁴)	Y (m)	σ_{bc} (Mpa)	Vérification
Principales	Appui	0.0678	0.00121	0.1476	8.27	Vérifiée
	Travée	0.03622		0.1476	4.41	Vérifiée
Secondaires	Appui	0.04639	0.000579	0.1173	9.39	Vérifiée
	Travée	0.03185		0.1173	6.45	Vérifiée

2) Vérification de la flèche :

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.

Nous allons évaluer la flèche selon les règles du **BAEL 91** (Article B.6.5) et du **CBA 93**.

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad (2)$$

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

Poutres principales :

$$\frac{h}{l} = 0.086 > \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{h}{l} = 0.086 \leq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.047$$

$$\frac{A_s}{b_0 \times d} = 0.0063 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01$$

Poutres secondaires :

$$\frac{h}{l} = 0.093 > \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{h}{l} = 0.093 \leq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.0901$$

$$\frac{A_s}{b_0 \times d} = 0.00707 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01.$$

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

V.2.4. Schéma de ferrailage des poutres :

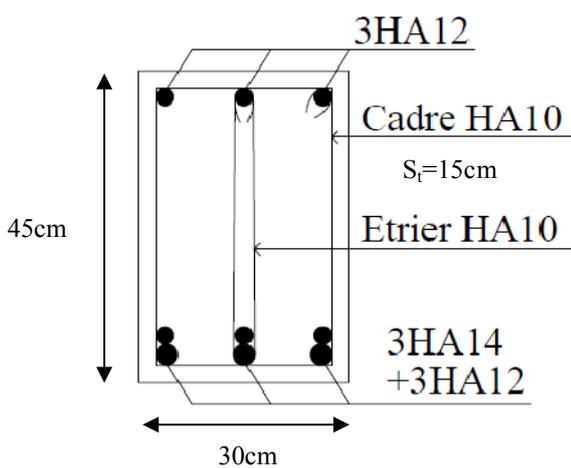


Fig V.8: Poutres principales de RDC et étages courants (travée).

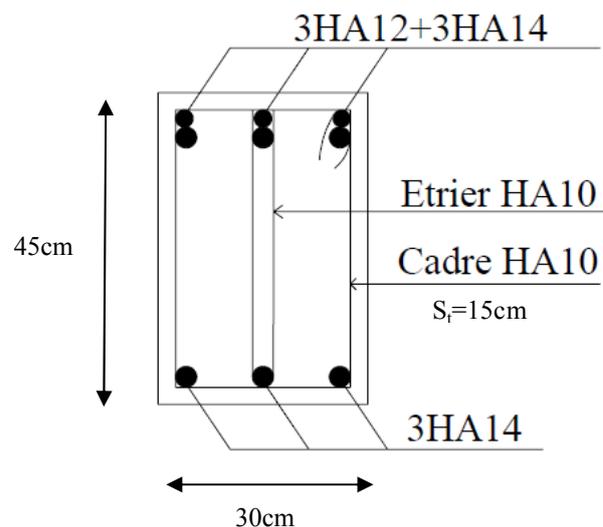


Fig V.9: Poutres principales de RDC et étages courants (appuis).

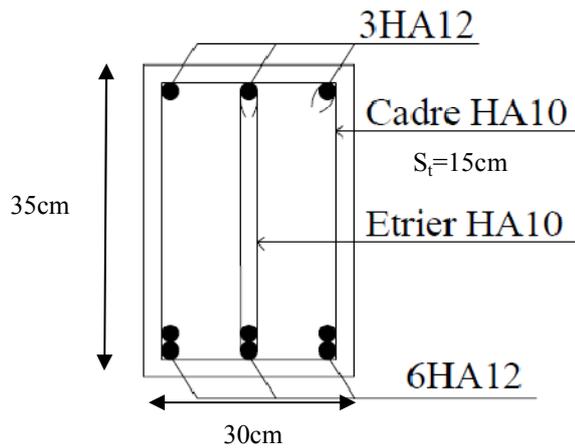


Fig V.10: Poutres secondaire de RDC et étages courants (travée).

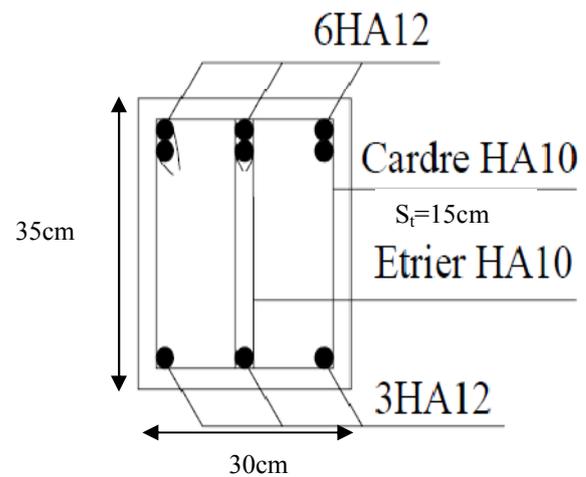


Fig V.11: Poutres secondaire de RDC et étages courants (appuis).

V.3.4. Vérification des zones nodales :

La vérification des zones nodales est l’une des exigences du **RPA 99/03** (Article 7.6.2). Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, la somme des moments résistants ultimes des extrémités des poteaux aboutissant au nœuds est au moins égale, en valeur absolue, à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres affectés d’un coefficient de majoration de 1.25.

Ça consiste à vérifier la condition suivante, pour chaque sens d’orientation de l’action sismique.

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$$

Cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

❖ Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant M_r d’une section de béton dépend :

- 1) des dimensions de la section du béton.
- 2) de la quantité d’acier dans la section du béton.
- 3) de la contrainte limite élastique des aciers.

Telle que :
$$M_r = Z \times A_s \times \frac{f_s}{\gamma_s} \text{ et } Z = 0.85 \times h$$

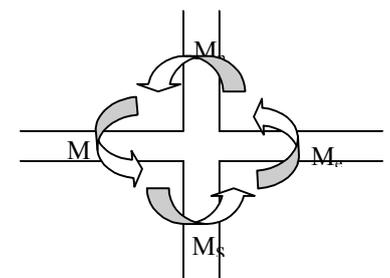


Schéma de la Zone nodale

Tableau V.12 : Moments résistants dans les poteaux.

Niveau	Section (cm)	Z (cm)	A_s (cm ²)	M_r (KN.m)
RDC,1 ^{er} ,2 ^{eme} étage	65x65	55.25	36.68	705.24
3,4,5 ^{eme} étage	60x60	51	30.28	537.41
6,7,8 ^{eme} étage	55x55	46.75	26.52	431.45
9,10,11 ^{eme} étage	50x50	42.5	21.36	315.91
12,13 ^{eme} étage	45x45	38.25	18.08	240.66

❖ **Détermination des moments résistant dans les poutres :****Tableau V.13 : Moments résistants dans les poutres.**

Niveau	M_e (KN.m)	M_w (KN.m)
RDC,1 ^{er} ,2 ^{eme} étage	106.62	106.62
3,4,5 ^{eme} étage	106.62	106.62
6,7,8 ^{eme} étage	106.62	106.62
9,10,11 ^{eme} étage	106.62	106.62
12,13 ^{eme} étage	106.62	106.62

❖ **Vérification des zones nodales :****Tableau V.14 : Vérification des zones nodales.**

Niveau	M_n	M_s	M_n+M_s	M_w	M_e	$1.25(M_w+M_e)$	Obs
RDC	705.24	705.24	1410.48	106.62	106.62	266.55	Vérifiée
1 ^{er} étage	705.25	705.24	1410.48	106.62	106.62	266.55	Vérifiée
2 ^{eme} étage	537.41	705.24	1242.65	106.62	106.62	266.55	Vérifiée
3 ^{eme} étage	537.41	537.41	1074.82	106.62	106.62	266.55	Vérifiée
4 ^{eme} étage	537.41	537.41	1074.82	106.62	106.62	266.55	Vérifiée

5 ^{ème} étage	431.45	537.41	968.86	106.62	106.62	266.55	Vérifiée
6 ^{ème} étage	431.45	431.45	862.9	106.62	106.62	266.55	Vérifiée
7 ^{ème} étage	431.45	431.45	862.9	106.62	106.62	266.55	Vérifiée
8 ^{ème} étage	315.91	431.45	747.36	106.62	106.62	266.55	Vérifiée
9 ^{ème} étage	315.91	315.91	631.82	106.62	106.62	266.55	Vérifiée
10 ^{ème} étage	315.91	315.91	631.82	106.62	106.62	266.55	Vérifiée
11 ^{ème} étage	240.66	315.91	556.57	106.62	106.62	266.55	Vérifiée
12 ^{ème} étage	240.66	240.66	481.32	106.62	106.62	266.55	Vérifiée
13 ^{ème} étage	240.66	240.66	481.32	106.62	106.62	266.55	Vérifiée

Conclusion :

La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

V.4. LES VOILES

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- ✓ Rupture par flexion ;
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant ;
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

- 1) $1.35G+1.5Q$
- 2) $G+Q\pm E$
- 3) $0.8G\pm E$
- 4) $G+Q$

V.4.1. Recommandations du RPA99 :

Les voiles comportent des :

a) Aciers verticaux : [7.7.4.1]

- ✓ Ils reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles ;
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales pour reprendre l'effort de traction en totalité est :

$$A_{min} = 0.2 \times l_t \times e$$

Avec : l_t : 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 $S_t < e$;
- ✓ A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile ;
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

b) Aciers horizontaux : [7.7.4.2]

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 130° ayant une longueur de 10Φ .

c) Les armatures de coutures :

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec : } V = 1.4 \times V_u$$

d) Règles communes (armatures verticales et horizontales) :

- ✓ Le pourcentage d'armatures verticales et horizontales des trumeaux et donné comme suit :
 Globalement dans la section du voile 0.15%.
 En zone courante (non tendue) 0.10%.
- ✓ L'espacement des barres horizontales et verticales est : $S \leq \min (1.5x_a ; 30\text{cm})$;
- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré ;

- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile ;
- ✓ Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :
 - 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.4.2. Le ferrailage :

a) Méthode de calcul :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section (e × L) selon la sollicitation la plus défavorable de ce qui suit :

$N_{max} \rightarrow M$ correspondant.

$N_{min} \rightarrow M$ correspondant.

$M_{max} \rightarrow N$ correspondant

$d = 0.9 h ; \quad d' = 0.1 h$

$A_{min}^{BAEL} = 0.23 \times d \times e \times f_{c28} / f_e$

$A_{min}^{RPA} = 0.0015 \times h \times e$

$A = \max(A^{cal}, A_{min}^{BAEL}, A_{min}^{RPA})$

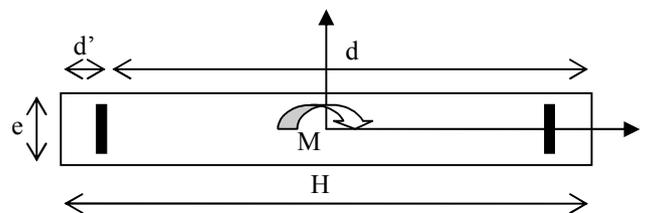


Fig V.12 : Schéma d'un voile plein

$K=0$ (pas reprise de bétonnage) ; $\alpha = 90^\circ$

Armatures horizontales

$\frac{A_t}{e \times St} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K}{0.8 \times f_e \times (\cos \alpha + \sin \alpha)}$

$St \leq \min(1.5 \times e, 30\text{cm})$

$\tau_u = \frac{V_u}{e \times d} < 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa.}$

$A_{min}^{RPA} = 0.0015 \times e \times St$

La longueur de recouvrement

$L_r = \begin{cases} 40\Phi & \dots\dots\dots\text{zone qui peut être tendue.} \\ 20\Phi & L_r \dots\dots\text{zone comprime sous toutes les combinaisons.} \end{cases}$

Règles communes

$A_{min} = \begin{cases} 0.15 \% & \dots\dots\text{voile complet.} \\ 0.10 \% & \dots\dots\text{zone courante.} \end{cases}$

Diamètres des barres

$\Phi < a/10 \dots\dots\text{zone courante.}$

Espacement des barres horizontales et verticales :

$$S_t \leq 1.5 \times e$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm}$$

Les résultats de ferrailages sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous avec :

A_v^{cal} / face : Section d'armature verticale pour une seule face de voile.

$A_{v\min}^{BAEL}$: Section d'armature verticale minimale dans le voile complet

$A_{v\min}^{RPA}$: Section d'armature verticale minimale dans le voile complet.

A_v^{adap} / face : Section d'armature verticale adaptée par face.

Nbre/face : nombre de barres adaptées par face.

S_t : Espacement.

A_H^{\min} /face : Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet.

A_H^{cal} /face : Section d'armature horizontale pour 1mètre linéaire.

A_H^{adap} : Section d'armature horizontale adaptée.

b) Calcul du ferrailage du voile :

Le SAP 2000, nous donne les sollicitations (N, M et V) dans chaque voile.

Après avoir comparé les valeurs les plus défavorables des sollicitations, selon les différentes combinaisons d'action citée auparavant.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux qui suivent :

Voile sens xx : (Vx1) :

Tableau V.15:Sollicitations de calcul dans le voile V_{x1} dans tous les niveaux.

Niveau	RDC,1,2 ^{eme} étage	3, 4,5 ^{eme} étage	6, 7,8 ^{eme} étage	9,10 ^{eme} étage
Section (m ²)	0.15x5.20	0.15x5.20	0.15x5.20	0.15x5.20
N (KN)	1631.102	1442.02	994.22	420.27
M (KN.m)	20.87	38.25	42.26	246.81
Section	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C
V (KN)	492.31	428.5	230.28	182.93
τ (MPa)	0.982	0.885	0.459	0.365
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
Amin (RPA) (cm ²)	15.60	15.60	15.60	15.60
Acalculée (cm ²)	47.24	42.08	29.28	16.17
Acalculée/ face (cm ²)	23.62	21.04	14.64	8.085
Nombre de barres/face	4HA12+10HA10	14HA10	4HA10+10HA8	14HA8
A adopté / face (cm ²)	24.84	22.12	16.36	14 .06

St (cm)	20	20	20	20
A_h calculée (cm ²)	0.92	0.80	0.43	0.34
A_h min (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45
Nombre de barre/plan	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
A_h adoptée (cm ²)	1.00	1.00	1.00	1.00
St (cm)	20	20	20	20

Voile sens xx : (Vx2) :

Tableau V.16 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{x2} dans tous les niveaux.

Niveau	RDC, 1,2eme étage	3, 4,5emeétage	6, 7,8emeétage
Section (m ²)	0.20x1.85	0.20x1.85	0.15x1.85
N (KN)	1086.26	919.27	572.79
M (KN.m)	3.37	19.39	53.55
Section	S.E.C	S.E.C	S.E.C
V (KN)	101.87	71.15	123.37
τ (MPa)	0.428	0.299	2.075
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5
A_{min} (RPA) (cm ²)	7.40	7.40	1.85
$A_{calculée}$ (cm ²)	30.38	27.34	18.96
$A_{calculée}$ / face (cm ²)	15.38	13.67	9.48
Nombre de barres/face	3HA14+3HA12	2HA14+4HA12	6HA10
A adopté / face (cm ²)	16.02	15.20	9.48
St (cm)	20	20	20
A_h calculée (cm ²)	0.54	0.37	0.65
A_h min (cm ²)	0.6	0.6	0.45
Nombre de barre/plan	2HA8	2HA8	2HA8
A_h adoptée (cm ²)	1.00	1.00	1.00
St (cm)	20	20	20

Voile sens xx : (Vx3) :**Tableau V.17 :** Sollicitations de calcul dans le voile V_{x3} dans tous les niveaux.

Niveau	RDC, 1,2eme étage	3, 4,5emeétage	6, 7,8emeétage
Section (m ²)	0.20x1.85	0.20x1.85	0.15x1.85
N (KN)	1226.067	1037.36	652.35
M (KN.m)	6.30	10.19	41.92
Section	S.E.C	S.E.C	S.E.C
V (KN)	100.001	68.007	115.015
τ (MPa)	0.42	0.286	0.645
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5
Amin (RPA) (cm ²)	7.4	7.4	5.55
Acalculée (cm ²)	35.54	30.30	20.71
Acalculée/ face (cm ²)	17.77	15.15	10.35
Nombre de barres/face	6HA14	3HA14+3HA12	3HA12+3HA10
A adopté / face (cm ²)	18.48	16.02	11.52
St (cm)	20	20	20
A _h calculée (cm ²)	0.53	0.36	0.6
A _h min (cm ²)	0.6	0.6	0.45
Nombre de barre/plan	2HA8	2HA8	2HA8
A _h adoptée (cm ²)	1.00	1.00	1.00
St (cm)	20	20	20

Voile sens xx : (Vx4) :**Tableau V.18:** Sollicitations de calcul dans le voile V_{x4} dans tous les niveaux.

Niveau	RDC,1,2 ^{eme} étage	3, 4,5 ^{eme} étage	6,7,8 ^{eme} étage
Section (m ²)	0.20x1.85	0.20x1.85	0.20x1.85
N (KN)	1071.98	904.99	93.37
M (KN.m)	43.99	39.77	85.99
Section	S.E.C	S.E.C	S.P.C
V (KN)	99.97	73.71	118.75
τ (MPa)	0.420	0.310	0.499
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5

Amin (RPA) (cm ²)	7.40	7.40	5.55
Acalculée (cm ²)	32.87	27.87	1.707
Acalculée/face (cm ²)	16.43	13.93	0.85
Nombre de barres/face	6HA14	1HA14+5HA12	6HA10
A adopté / face (cm ²)	18.48	14.38	4.74
St (cm)	20	20	20
A _h calculée (cm ²)	0.53	0.39	0.78
A _h min (cm ²)	0.6	0.6	0.6
Nombre de barre/plan	2HA8	2HA8	2HA8
A _h adoptée (cm ²)	1.00	1.00	1.00
St (cm)	20	20	20

Voile sens xx : (Vx5) :

Tableau V.19: Sollicitations de calcul dans le voile V_{x5} dans tous les niveaux.

Niveau	RDC,1,2 ^{ème} étage	3,4,5 ^{ème} étage	6,7,8 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.20x1.85	0.20x1.85	0.15x1.85
N (KN)	993.51	841.23	535.21
M (KN.m)	0.64	1.74	35.98
Section	S.E.C	S.E.C	S.E.C
V (KN)	96.86	62.40	102.66
τ(MPa)	0.407	0.262	0.575
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5
Amin (RPA) (cm ²)	7.4	7.4	5.55
Acalculée (cm ²)	28.59	24.26	17.06
Acalculée/face (cm ²)	14.29	12.13	8.53
Nombre de barres/face	2HA14+4HA12	6HA12	6HA10
A adopté / face (cm ²)	15.20	13.56	9.48
St (cm)	20	20	20
A _h calculée (cm ²)	0.51	0.33	0.54
A _h min (cm ²)	0.6	0.6	0.45
Nombre de barre/plan	2HA8	2HA8	2HA8
A _h adoptée (cm ²)	1.00	1.00	1.00
St (cm)	20	20	20

Voile sens xx : (Vx6) :

Tableau V.20 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{x6} dans tous les niveaux.

Niveau	RDC,1,2 ^{ème} étage	3,4,5 ^{ème} étage	6,7,8 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.25x3.20	0.25x3.20	0.25x3.20
N (KN)	1434.11	1110.31	619.69
M (KN.m)	225.42	27.18	5.39
Section	S.E.C	S.E.C	S.E.C
V (KN)	282.39	238.63	191.097
τ (MPa)	0.549	0.464	0.372
$\bar{\tau}=0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5
Amin (RPA) (cm ²)	16	16	16
Acalculée (cm ²)	41.13	32.65	17.83
Acalculée/ face(cm ²)	20.56	16.32	8.91
Nombre de barres/face	3HA14+6HA12	5HA12+4HA10	9HA8
A adopté / face (cm ²)	22.8	17.62	9.04
St (cm)	20	20	20
A _h calculée (cm ²)	0.86	0.73	0.58
A _h min (cm ²)	0.75	0.75	0.75
Nombre de barre/plan	2HA8	2HA8	2HA8
A _h adoptée (cm ²)	1.00	1.00	1.00
St (cm)	20	20	20

Voile sens xx : (Vx7) :

Tableau V.21 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{x7} dans tous les niveaux.

Niveau	RDC,1,2 ^{ème} étage	3,4,5 ^{ème} étage	6,7,8 ^{ème} étage	9,10 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.15x3.75	0.15x3.75	0.15x3.75	0.15x3.75
N (KN)	1516.48	1318.69	903.067	403.73
M (KN.m)	90.09	67.06	57.79	127.63
Section	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C

V (KN)	318.63	287.95	141.82	210.59
τ (MPa)	0.881	0.796	0.392	0.582
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
Amin (RPA) (cm ²)	11.25	11.25	11.25	11.25
Acalculée (cm ²)	45.67	39.45	27.29	14.54
Acalculée/ face (cm ²)	22.83	19.72	13.64	7.27
Nombre de barres/face	2HA14+8HA12	6HA12+4HA10	7HA10+3HA8	10HA8
A adopté / face (cm ²)	24.24	19.88	14.08	10.04
St (cm)	20	20	20	20
A _h calculée (cm ²)	0.83	0.75	0.37	0.55
A _h min (cm ²)	0.45	0.45	0.45	0.45
Nombre de barre/plan	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
A _h adoptée (cm ²)	1.00	1.00	1.00	1.00
St (cm)	20	20	20	20

Voile sens yy : (Vy1) :

Tableau V.22 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{y1} dans tous les niveaux.

Niveau	RDC,1,2 ^{ème} étage	3,4,5 ^{ème} étage	6,7,8 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.20x1.80	0.20x1.80	0.20x1.80
N (KN)	574.12	379.94	98.81
M (KN.m)	8.06	10.58	5.86
Section	S.E.C	S.E.C	S.E.C
V (KN)	77.65	37.86	51.35
τ (MPa)	0.336	0.164	0.222
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5
Amin (RPA) (cm ²)	7.20	7.20	7.20
Acalculée (cm ²)	16.54	9.94	3.12
Acalculée/ face (cm ²)	8.27	4.97	1.56
Nombre de barres/face	4HA10+2HA8	6HA8	6HA8
A adopté / face (cm ²)	8.32	6.02	6.02
St (cm)	20	20	20
A _h calculée (cm ²)	0.42	0.20	0.28
A _h min (cm ²)	0.60	0.6	0.6

Nombre de barre/plan	2HA8	2HA8	2HA8
A_h adoptée (cm ²)	1.00	1.00	1.00
St (cm)	20	20	20

Voile sens yy : (Vy2) :

Tableau V.23 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{y2} dans tous les niveaux.

Niveau	RDC,1,2 ^{eme} étage	3,4,5 ^{eme} étage	6,7,8 ^{eme} étage	9,10 ^{eme} étage
Section (m ²)	0.20x2.85	0.20x2.85	0.15x2.85	0.15x2.85
N (KN)	1602.71	1327.33	782.88	289.46
M (KN.m)	37.61	16.64	22.64	15.18
Section	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C
V (KN)	248.09	212.27	123.48	92.75
τ (MPa)	0.677	0.579	0.449	0.337
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
A_{min} (RPA) (cm ²)	11.40	11.40	8.55	8.55
Acalculée (cm ²)	47.21	38.66	23.19	8.78
Acalculée/ face (cm ²)	23.6	19.33	11.55	4.39
Nombre de barres/face	4HA16+4HA12	3HA14+5HA12	8HA10	8HA8
A adopté / face (cm ²)	25.12	20.54	12.64	8.04
St (cm)	20	20	20	20
A_h calculée (cm ²)	0.85	0.72	0.42	0.32
A_h min (cm ²)	0.6	0.6	0.45	0.45
Nombre de barre/plan	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
A_h adoptée (cm ²)	1.00	1.00	1.00	1.00
St (cm)	20	20	20	20

Voile sens yy : (Vy3) :

Tableau V.24 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{y3} dans tous les niveaux.

Niveau	RDC,1,2 ^{eme} étage	3,4,5 ^{eme} étage	6,7,8 ^{eme} étage	9,10 ^{eme} étage
Section (m ²)	0.20x3.75	0.20x3.75	0.15x3.75	0.15x3.75
N (KN)	2273.011	1979.82	1329.07	510.34
M (KN.m)	98.91	18.67	44.25	29.47
Section	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C

V (KN)	499.85	416.24	229.83	136.12
τ (MPa)	1.037	0.863	0.636	0.376
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
Amin (RPA) (cm ²)	15	15	11.25	11.25
Acalculée (cm ²)	67.62	57.34	39.23	15.35
Acalculée/ face (cm ²)	33.81	28.67	19.61	7.67
Nombre de barres/face	4HA16+6HA14	8HA14+2HA12	8HA12+2HA12	10HA8
A adopté / face (cm ²)	34.56	29.16	21.24	10.04
St (cm)	20	20	20	20
A _h calculée (cm ²)	1.30	1.08	0.6	0.35
A _h min (cm ²)	0.6	0.6	0.45	0.45
Nombre de barre/plan	2HA10	2HA10	2HA8	2HA8
A _h adoptée (cm ²)	1.85	1.58	1.00	1.00
St (cm)	20	20	20	20

Voile sens yy : (Vy4) :

Tableau V.25 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{y4} dans tous les niveaux.

Niveau	RDC,1,2 ^{eme} étage	3,4,5 ^{eme} étage	6,7,8 ^{eme} étage	9,10 ^{eme} étage
Section (m ²)	0.20x1.80	0.20x1.80	0.20x1.80	0.20x1.80
N (KN)	1132.68	929.605	592.76	328.27
M (KN.m)	5.29	43.23	58.39	33.59
Section	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C
V (KN)	116.1	97.18	78.93	59.89
τ (MPa)	0.502	0.420	0.455	0.345
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
Amin (RPA) (cm ²)	7.20	7.20	5.40	5.40
Acalculée (cm ²)	32.82	28.79	19.84	11.04
Acalculée/ face (cm ²)	16.41	14.39	9.92	5.52
Nombre de barres/face	6HA14	2HA14+4HA12	2HA12+4HA10	6HA8
A adopté / face (cm ²)	18.51	15.20	10.84	6.02
St (cm)	20	20	20	20
A _h calculée (cm ²)	0.63	0.52	0.43	0.32
A _h min (cm ²)	0.6	0.6	0.6	0.6

Nombre de barre/plan	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
A_h adoptée (cm ²)	1.00	1.00	1.00	1.00
St (cm)	20	20	20	20

Voile sens yy : (Vy5) :

Tableau V.26: Sollicitations de calcul dans le voile V_{y5} dans tous les niveaux.

Niveau	RDC,1,2 ^{ème} étage	3,4,5 ^{ème} étage	6,7,8 ^{ème} étage	9,10 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.20x1.70	0.20x1.70	0.15x1.70	0.15x1.70
N (KN)	948.64	792.01	519.78	238.402
M (KN.m)	21.87	63.40	56.75	59.23
Section	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C
V (KN)	108.602	101.72	88.31	80.602
τ (MPa)	0.497	0.465	0.539	0.492
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
A_{min} (RPA) (cm ²)	6.80	6.80	5.10	5.10
$A_{calculée}$ (cm ²)	28.38	25.98	17.82	9.85
$A_{calculée}$ / face (cm ²)	14.19	12.99	8.91	4.92
Nombre de barres/face	2HA14+4HA12	6HA12	6HA10	6HA8
A adopté / face (cm ²)	15.20	13.56	9.48	6.02
St (cm)	20	20	20	20
A_h calculée (cm ²)	0.62	0.58	0.51	0.46
A_h min (cm ²)	0.6	0.6	0.45	0.45
Nombre de barre/plan	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
A_h adoptée (cm ²)	1.00	1.00	1.00	1.00
St (cm)	20	20	20	20

Voile sens yy : (Vy6) :

Tableau V.27 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{y6} dans tous les niveaux.

Niveau	RDC,1,2 ^{ème} étage	3,4,5 ^{ème} étage	6,7,8 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.20x1.90	0.20x1.90	0.15x1.90
N (KN)	787.58	523.204	119.19
M (KN.m)	67.26	100.65	73.44
Section	S.E.C	S.E.C	S.P.C

V (KN)	108.60	92.49	81.02
τ (MPa)	0.445	0.379	0.442
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5
Amin (RPA) (cm ²)	7.6	7.6	4.27
Acalculée (cm ²)	22.34	17.053	2.46
Acalculée/ face (cm ²)	11.17	8.53	1.23
Nombre de barres/face	6HA12	6HA10	6HA8
A adopté / face (cm ²)	13.56	9.48	3.01
St (cm)	20	20	20
A _h calculée (cm ²)	0.56	0.47	0.52
A _h min (cm ²)	0.6	0.6	0.45
Nombre de barre/plan	2HA8	2HA8	2HA8
A _h adoptée (cm ²)	1.00	1.00	1.00
St (cm)	20	20	20

Voile sens yy : (Vy7) :

Tableau V.28 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{y7} dans tous les niveaux.

Niveau	RDC,1,2 ^{eme} étage	3,4,5 ^{eme} étage	6,7,8 ^{eme} étage	9,10 ^{eme} étage
Section (m ²)	0.20x1.00	0.20x1.00	0.15x1.00	0.15x1.00
N (KN)	620.88	444.74	251.76	124.32
M (KN.m)	30.54	51.05	24.81	51.94
Section	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.P.C
V (KN)	46.52	39.93	35.16	42.601
τ (MPa)	0.362	0.311	0.365	0.442
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
Amin (RPA) (cm ²)	4	4	3	3
Acalculée (cm ²)	20.48	17.18	9.37	4
Acalculée/ face (cm ²)	10.24	8.59	4.685	2
Nombre de barres/face	4HA14	4HA12	4HA10	4HA8
A adopté / face (cm ²)	12.32	9.04	6.32	2.01
St (cm)	20	20	20	20
A _h calculée (cm ²)	0.45	0.39	0.34	0.52
A _h min (cm ²)	0.6	0.6	0.45	0.45

Nombre de barre/plan	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
A _h adoptée (cm ²)	1.00	1.00	1.00	1.00
St (cm)	20	20	20	20

Voile sens yy : (Vy8) :

Tableau V.29 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{y8} dans tous les niveaux.

Niveau	RDC,1,2 ^{eme} étage	3,4,5 ^{eme} étage	6,7,8 ^{eme} étage
Section (m ²)	0.20x1.80	0.20x1.80	0.15x1.80
N (KN)	822.47	602.45	135.25
M (KN.m)	18.72	25.35	25.57
Section	S.E.C	S.E.C	S.E.C
V (KN)	72.61	47.32	62.53
τ(MPa)	0.314	0.204	0.360
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5
A _{min} (RPA) (cm ²)	7.20	7.20	5.40
Acalculée (cm ²)	24.54	18.53	5.11
Acalculée/ face (cm ²)	12.27	9.265	2.555
Nombre de barres/face	6HA12	6HA10	6HA8
A adopté / face (cm ²)	13.56	9.48	6.02
St (cm)	20	20	20
A _h calculée (cm ²)	0.39	0.26	0.34
A _h min (cm ²)	0.6	0.6	0.45
Nombre de barre/plan	2HA8	2HA8	2HA8
A _h adoptée (cm ²)	1.00	1.00	1.00
St (cm)	20	20	20

V.3.4. Vérification au Cisaillement :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon l'article 7.7.2. du RPA 99/v2003 à

$$\tau = 1.4 \frac{V}{b_0 \cdot d} ; \text{ Avec } b_0 : \text{ épaisseur du voile et } d : \text{ hauteur utile.}$$

$$\tau_{adm} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa.}$$

D'après les résultats de τ_b obtenus dans les différents tableaux pour chaque voile dans chaque niveau, on voit que $\tau < \bar{\tau}$ donc la condition est vérifiée. (Pas de risque de cisaillement)

Exemple d'un schéma de ferrailage de voile : Niveau du RDC .

(Vx1 :Sens xx).

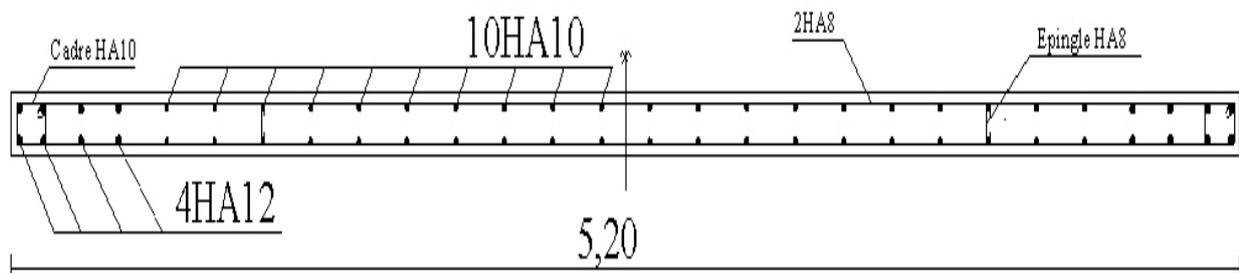


Fig.V.12:Schéma de ferrailage du voile (Vx1).

VI.1. INTRODUCTION

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol, cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol \Rightarrow fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux \Rightarrow fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

VI.2. CHOIX DU TYPE DES FONDATIONS

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- ✓ La capacité portante du sol ;
- ✓ La profondeur de la couche d'assise ;
- ✓ Les Charges transmises au sol ;
- ✓ La distance entre axes des poteaux.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

❖ Combinaisons d'actions à considérer :

D'après le **RPA99** (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- ✓ $G + Q \pm E$
- ✓ $0.8 \times G \pm E$

❖ Capacité portante du sol :

Le sol destiné au projet est constitué essentiellement par des schistes altérés et de calcaires en surface et des schistes sains et argile schisteuse en profondeur.

D'après le résultat obtenu, une contrainte de sol de 2.6 bar est admissible et suffisante pour ce type de projet

Annexe4

VI.3.Fondations de R+5

❖ Vérification des semelles isolées :

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 sur la semelle calculé selon la combinaison $G + Q - E$,

obtenue par le logiciel SAP2000.

S : Surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

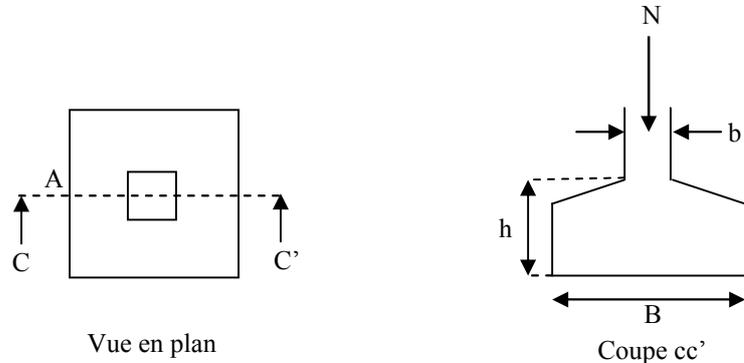


Fig VI.1 : Vue d'une semelle isolée.

$$A \times B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \quad (*)$$

On a une semelle et un poteau homothétique : $\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$ on remplace la valeur de

$$A \text{ dans } (*) \text{ et on trouve la valeur de } B : B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{0.65}{0.65} \times \frac{2.634577}{0.26}} = 3.18m$$

D'après le résultat on remarque qu'il y aura presque un chevauchement entre les semelles, car on a une travée de 3.20, donc le choix des semelles isolées dans ce cas est à exclure.

❖ Vérification des semelles filantes :

Nous allons faire le calcul de la semelle sous 6 poteaux :

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

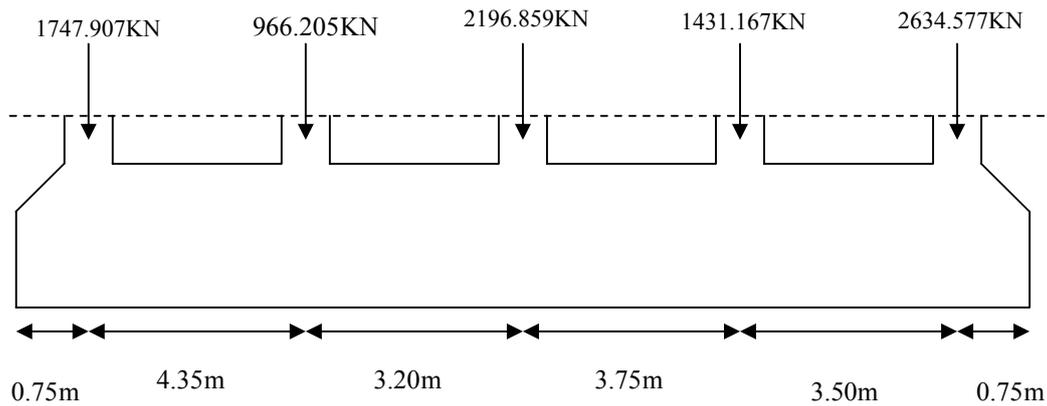


Fig VI.2 : Semelle filante.

Portique le plus sollicité :

$$B \geq \frac{N}{(\sigma_{sol} - \sigma_b \times h)L} = \frac{8976.715}{(260 - 25 \times 0.5) \times 16.3} = 2.22m .$$

❖ **Ferraillage :**

Dans le sens principal // à B : comme une semelle isolée calculée par la méthode des bielles

$$A = \frac{N(B - b)}{8 \times d \times f_{st}} = 69.34cm^2$$

Dans le sens secondaire // à L: armature de répartition

$$A_r = \frac{A \times B}{3} = 51.31cm^2$$

On choisit 12HA25+4HA20

❖ **Poutre de rigidité :**

La poutre de rigidité reprend les moments dus à la différence dans les intensités des charges

N_i

a) Dimensionnement :

b: b du poteau donc b=65cm

$$\frac{L_{\max}}{9} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{6} \quad \Longrightarrow \quad h=0.7m$$

L_{\max} : travée max entre deux poteaux

b) Ferraillage :

La poutre de rigidité se calcul comme une poutre renversé soumise à la réaction du sol.

La réaction du sol sous la poutre n'est pas uniforme elle varie selon la variation de N_i mais par simplification la poutre est ferrillée avec une charge uniforme q .

Les sollicitations sur La poutre de rigidité sont calculées en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées.

$$q_u = \frac{\sum N_i}{L} = \frac{8976.715}{14.8} = 606.53 \text{ KN / ml}$$

$$q_s = \frac{\sum N_i}{L} = \frac{5899.9}{14.8} = 398.65 \text{ KN / ml}$$

Calcul des sollicitations par la méthode de Caquot :

➤ 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 :

$$\text{Les longueurs fictives : } l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$$

Pour l'appui de rive, on a :

$$M_a = 0.15 \times M_0, \text{ avec } M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

➤ Moment en travée :

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (1 - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1 : calcul des sollicitations de la poutre de rigidité.

Travée	l_x (m)	l'_x (m)	M_a (KN.m)		X (m)	M_t (KN.m)
			M_g	M_d		
A-B	4.35	4.35	215.19	1023.25	1.79	968.62
B-C	3.2	2.56	1023.25	561.83	1.84	0.95
C-D	3.75	3	561.83	767.08	1.78	.404.17
D-E	3.5	3.5	767.08	215.19	2.11	584.81

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2 : le ferrailage de la poutre de rigidité.

Localisation	M_u (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
Travée	968.62	47.17	5.33	12HA25=58.91
Appui	1023.25	50.69	5.33	12HA25=58.91

Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa.$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 240MPa.$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3 : Vérification des contraintes dans la poutre de rigidité.

Localisation	M_{ser} (KN.m)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
Travée	636.64	10.81	15	187.95	240
Appui	672.55	11.42	15	198.55	240

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{max} = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} = 1504.9KN.$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = 3.4MPa > 2.5MPa. \rightarrow \text{cisaillement}$$

En augmente h \rightarrow h=1m

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = 2.21 \text{ MPa} > 2.5 \text{ MPa}.$$

Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(28.57; 65; 25) = 25 \text{ mm} \quad \text{Soit } \phi_t = 10 \text{ mm}.$$

Soit 4HA10=3.14 cm²

St=10cm

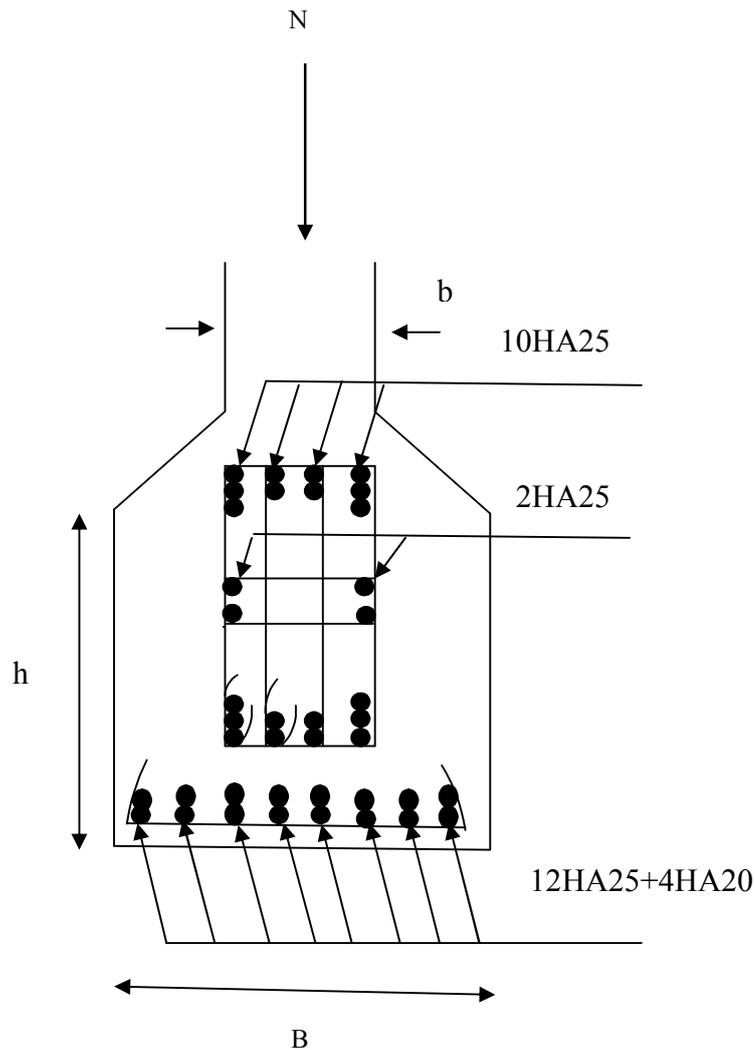


Fig. VI.3 : Semelle filante et poutre de rigidité.

VI.4.FONDATIONS DE R+13

❖ **Vérification des semelles isolées:**

❖ 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 sur la semelle calculé selon la combinaison $G + Q - E$,
obtenue par le logiciel SAP2000.

S : Surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

$$A \times B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \quad (*)$$

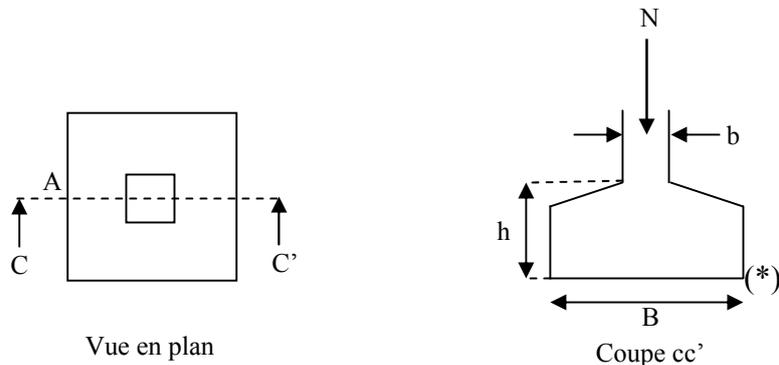


Fig VI.4 : Vue d'une semelle isolée.

On a une semelle et un poteau homothétique : $\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$ on remplace la valeur de

$$A \text{ dans } (*) \text{ et on trouve la valeur de } B : B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{0.65}{0.65} \times \frac{3.456486}{0.26}} = 3.64m$$

D'après le résultat on remarque qu'il y aura chevauchement entre les semelles dans quelques travées, car les distances entre axes des poteaux dans le sens y-y' est de 3.15, 2.95, 3.50...m, donc le choix des semelles isolées dans ce cas est à exclure.

❖ **Vérification des semelles filantes :**

Nous allons faire le calcul de la semelle sous quatre poteaux :

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

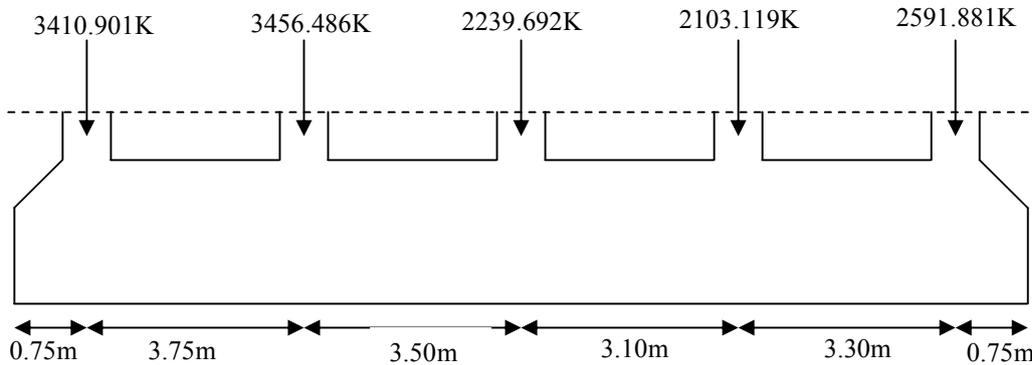


Fig VI.5: Semelle filante.

Portique N°1 (le plus sollicité) :

$$B_1 \geq \frac{N}{(\sigma_{sol} - \sigma_b \times h)L} = \frac{13800}{(260 - 25 \times 0.5)13.65} = 4.08m .$$

Remarque :

On a l'entre axe entre deux portiques est de 1.45m et 2.4m, donc le choix de semelles filantes ne convient pas pour cette structure, alors on va opter pour un radier général.

❖ **Vérification du radier général :**

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- ✓ Un mauvais sol ;
- ✓ Charges transmises au sol sont importantes ;
- ✓ Les poteaux rapprochés (petites trames).

a) Pré dimensionnement :

La condition de coffrage :

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

L_{\max} : La plus grande portée entre deux éléments de contreventement.

$$L_{\max} = 5.20m \Rightarrow h_r \geq 52cm \text{ on prend } h_r = 55cm.$$

La condition de raideur (rigidité) :

Pour un radier rigide, il faut que $L_{\max} \leq \frac{\pi \times l_e}{2}$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K \times b}}$$

l_e : Longueur élastique.

E : Module de Young.

I : Moment d'inertie de l'élément considéré sur $1ml$.

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 $K = 4 \text{ Kg/cm}^3$.

$$E = 3.21 \times 10^7 \text{ KN/m}^2.$$

b : Largeur de l'élément considéré par ml .

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}}$$

Donc : $h_t \geq 0.76m$.

A partir des deux conditions précédentes on prend :

$h_t = 0.8m$ Pour les nervures du radier.

$h_r = 0.55m$ Pour le radier.

La surface du radier :

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{74.47}{0.26} = 286.42m^2.$$

On a la surface du bâtiment est $S_{bât} = 470.81m^2$.

❖ Vérifications nécessaires :

✓ Vérification au poinçonnement :

Une force est localisée lorsque les dimensions de la surface de son impact sont petites par rapport aux dimensions de la dalle (radier) ; sous l'action des forces localisées il y a lieu de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement.

D'après le CBA93 (article A.5.2.4.2), on doit vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq Q_u = 0.045 * \mu_c * h * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} .$$

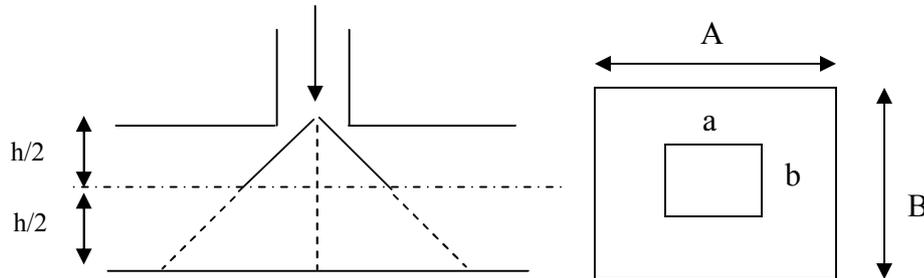


Fig VI.6: Présentation de zone d'impact de la charge concentrée.

Avec :

μ_c : périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

h : hauteur total du radier.

$$\mu_c = (A + B) * 2.$$

$$\text{Avec: } A = a + h; B = b + h$$

$$\mu_c = (2 * (1.45 + 1.45)) = 5.8m.$$

$$h = 80 \text{ cm.}$$

$$N_u = 3456.486 \text{ KN.}$$

$$Q_u = 0.045 * 5.8 * 0.8 * 25 * 10^3 / 1.5 = 3480 \text{ KN.}$$

$$Q_u = 3480 \text{ KN} > N_u = 3456.486 \dots \dots \dots \text{ La condition est vérifiée.}$$

✓ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 * f_{c28}; 3MPa) = 2.5MPa.$$

On considère une bonde de 1m de largeur,

$$d = 0.9 * h_r = 0.9 * 0.55 = 0.495m$$

$$V_u = \frac{N_u * L_{max}}{2 * S} * b = \frac{74467.12 * 5.20}{2 * 470.81} * 1 = 411.24KN.$$

$$\tau_u = \frac{411.24}{1 * 0.495} = 0.83MPa \leq 2.5MPa.$$

✓ **Vérification de la contrainte du sol :**

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I}(x,y)$$

$I_y = 18189 \text{ m}^4$, et $Y_G = 11.23 \text{ m}$.

$I_x = 13156 \text{ m}^4$, et $X_G = 11.88 \text{ m}$.

Avec σ_{\max} et σ_{\min} : contrainte maximal et minimal dans les deux extrémités du radier.

Sens X-X :

$N = 74467.12 \text{ KN}$ et $M_y = 143.36 \text{ KN.m}$.

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_y}{I_y} * X_G = 158.26 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_y}{I_y} * X_G = 158.07 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 0.15821 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0.26 \text{ MPa}. \text{ La condition est vérifiée.}$$

Sens Y-Y :

$N = 74467.12 \text{ KN}$ et $M_x = 256.719 \text{ KN.m}$.

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_x}{I_x} * Y_G = 158.38 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_x}{I_x} * Y_G = 157.95 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 0.15827 < \bar{\sigma}_{sol} = 0.26 \text{ MPa}. \text{ La condition est vérifiée.}$$

NB: N : l'effort normal dû aux charges verticales.

$M_{x,y}$: Moments sismiques à la base.

✓ **Vérification de la stabilité au renversement :**

Selon le RPA99 /V2003 (Art .10.1.5), on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

$$\text{Dans le sens X-X : } e = \frac{143.36}{74467.12} = 0.00193 \text{ m} < \frac{20.25}{4} = 5.06 \text{ m} \quad (\text{condition vérifiée})$$

$$\text{Dans le sens Y-Y: } e = \frac{256.719}{74467.12} = 0.00345 \text{ m} < \frac{23.25}{4} = 5.81 \text{ m} \quad (\text{condition vérifiée})$$

Donc il n'y a pas risque de renversement.

✓ **Vérification de la poussé hydrostatique :**

Il faut s'assurer que : $N \geq F_s * H * S_{rad} * \gamma_w$

Avec :

$$N = 102659.64 \text{ KN}$$

$H = 13.26 \text{ m}$, la hauteur de la partie encrée du bâtiment).

$F_s : 1.5$ (coefficient de sécurité).

$S_{rad} : 470.81 \text{ m}^2$; surface du radier.

$$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3 \text{ (poids volumique)}$$

On trouve : $N \geq 93644.109 \text{ KN}$ La condition est vérifiée.

❖ **Ferraillage :**

a) La dalle du radier :

La 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 de dimension $l_x = 3.75 \text{ m}$ et $l_y = 4.85 \text{ m}$ et on adoptera le même ferraillage pour tout le radier

Calcul des sollicitations :

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{111399.05}{470.81} = 236.61 \text{ KN / m}^2.$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{80940.76}{470.81} = 171.92 \text{ KN / m}^2.$$

N_u : effort ultime (avec le poids du radier)

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.77 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.77 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0596 \\ \mu_y = 0.5440 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 198.31 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 107.88 \text{ KNm}$$

En travée :

$$\text{Sens x-x}' : M_t^x = 0.75 \times M_0^x = 148.73 \text{KNm}$$

$$\text{Sens y-y}' : M_t^y = 0.75 \times M_0^y = 80.91 \text{KNm}$$

En appui :

$$M_a^x = 0.5 \times M_0^x = 99.155 \text{KNm}$$

$$M_a^y = M_a^x = 99.155 \text{KNm}$$

Le ferrailage se fera pour une section $b \times h_r = 1 \times 0.55 \text{m}^2$

Condition de non fragilité:

On calcule A_{\min} :

$$\left. \begin{array}{l} h_r > 12 \text{cm} \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases}$$

On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$h_r = e = 55 \text{cm}$$

$$b = 100 \text{cm}$$

$$\rho = 0.77$$

$$\begin{cases} A_{\min}^x = 4.9 \text{cm}^2 / \text{ml} \\ A_{\min}^y = 4.4 \text{cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

Le ferrailage est résumé dans le tableau suivant:

Tableau VI.4: résumé de ferrailage de la dalle de radier.

		M (KN.m)	A _{calc} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ² /ml)	S _t (cm)
Sens x-x	Travée	148.73	8.23	4.9	5T16=10.05	20
	Appui	99.155	5.48	4.9	5T12=5.65	20
Sens y-y	Travée	80.91	4.56	4.4	5T12=5.65	20
	Appui	99.155	5.48	4.4	5T12=5.65	20

Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{MPa}.$$

$$V_x = \frac{q_u * l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{236.61 * 3.75}{2} \times \frac{4.85^4}{3.75^4 + 4.85^4} = 326.83 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{q_u * l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{236.61 * 4.85}{2} \times \frac{3.75^4}{4.85^4 + 3.75^4} = 574.04 \text{ KN}$$

$$V_{\max} = 574.04 \text{ KN} \Rightarrow \tau_U = \frac{V_{\max}}{b * d} = \frac{574.04 * 10^{-3}}{1 * 0.53}$$

$$\Rightarrow \tau_U = 1.08 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1.08 \text{ MPa} < \bar{\tau}$ condition vérifiée.

Vérification à l'ELS :

❖ État limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

❖ Les contraintes dans l'acier :

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta\right) = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

À l'ELS : ($\nu = 0.2$)

$$\rho = 0.77 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0661 \\ \mu_y = 0.6710 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 159.8 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 107.22 \text{ KNm}$$

En travée :

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.75 \times M_0^x = 119.85 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.75 \times M_0^y = 80.415 \text{ KNm}$$

En appui :

$$M_a^x = 0.5 \times M_0^x = 79.9 \text{ KNm}$$

$$M_a^y = M_a^x = 79.9 \text{ KNm}$$

Calcul des contraintes :

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

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

Tableau VI.5 : Vérification des contraintes.

Localisation	Sens	M _{ser} (t.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)
Travée	Xx	119.85	10.05	11.22	310221.98	4.33	242.11
	Yy	80.415	5.65	8.58	180831.05	3.81	289.63
Appui		79.9	5.65	8.58	180831.05	3.79	294.4

La contrainte de l'acier σ_s est supérieure à la contrainte admissible

→ La condition n'est pas vérifiée on doit donc augmenter la section des aciers.

Soit A = 6T16 = 12.06 cm²

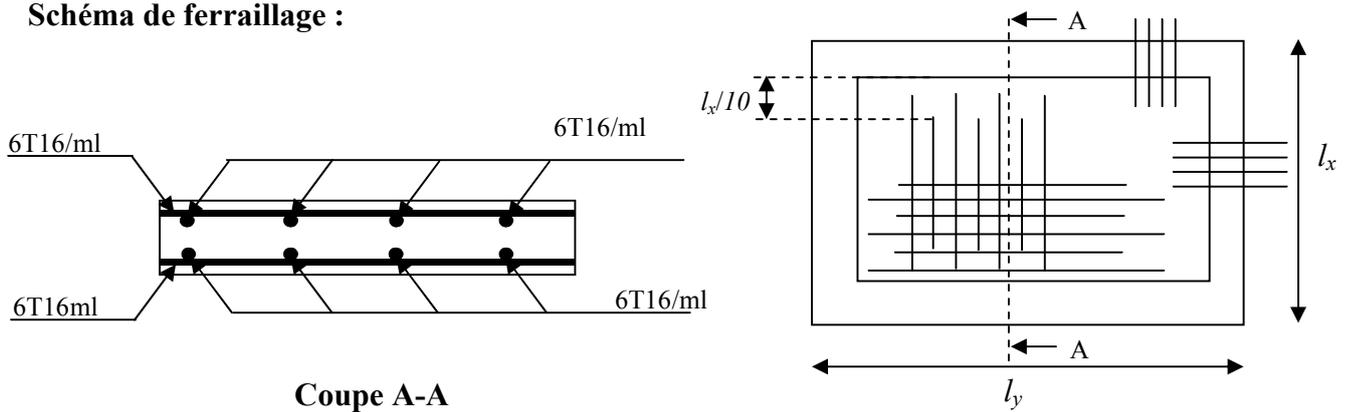
Tableau VI.6 : Vérification des contraintes nouvelles.

Localisation	Sens	M _{ser} (t.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)
Travée	Xx	119.85	12.06	12.15	361653.034	4.02	203.06
	Yy	80.415	12.06	12.15	361653.034	2.7	136.25
Appui		79.9	12.06	12.15	361653.034	2.68	135.4

Espacement des armatures :

Armatures // L_x: S_t = 16 cm ≤ min (3 h , 33 cm) = 33 cm

Armatures // L_y: S_t = 16 cm ≤ min (4 h , 45 cm) = 45 cm

Schéma de ferrailage :*Fig VI.7 :Schéma de ferrailage du radier.***b) Les nervures :**

Les nervures sont des poutres de section en T, noyées dans le radier, calculées à la flexion simple.

❖ Les sollicitations:

Les sollicitations sur les nervures sont calculées en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable. Les charges appliquées sur elle sont déduites des panneaux par la méthode des lignes de rupture.

On a $\rho = 0.77 > 0.4 \Rightarrow$ la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

On a :

- ✓ Des charges triangulaires sur les nervures // à la petite porté du panneau ;
- ✓ Des charges trapézoïdales sur les nervures // à la grandes porté du panneau.

Pour faciliter les calculs, on substitue aux charges triangulaires et trapézoïdales des charges équivalentes uniformément réparties qui produisent les mêmes effets défavorables que les charges réelles (M^{\max} , V_{\max}).

On appellera dans ce qui suit :

charge triangulaire :

$P = \frac{q_u \times l_x}{3}$ avec P charge équivalente produisant le même moment que le 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 le charge trapézoïdale.

$$q_u = 236.61 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$q_s = 171.92 \text{KN} / \text{m}^2$$

Calcul des sollicitations par la méthode de Caquot :

➤ 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 : $l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a :

$$M_a = 0.15 \times M_0, \text{ avec } M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

Moment en travée :

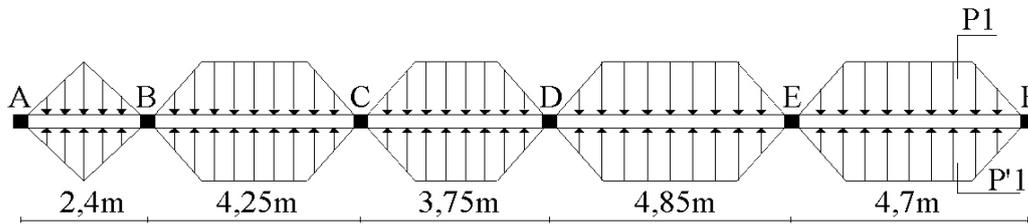
$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (1 - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement

Sens transversale x-x:



$$P_1 = \frac{q \times l_x}{3}$$

$$P'_1 = \frac{q \times l_x}{3}$$

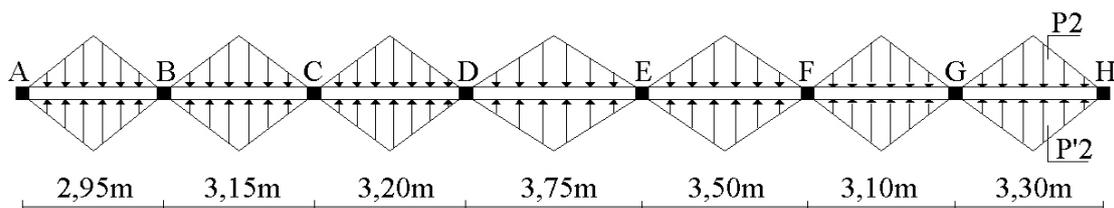
$$P = P_1 + P'_1$$

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.7 : Sollicitations de la nervure dans le sens longitudinal.

Travée	l _x (m)	l' _x (m)	P (KN/m)	M _a (KNm)		X (m)	M _t (KNm)
				M _g	M _d		
A-B	2.4	2.4	378.57	156.7	596.34	0.53	55.9
B-C	4.25	3.4	626.5	596.34	728.2	2.07	726.73
C-D	3.75	3	579.26	728.2	910.3	1.79	188.56
D-E	4.85	3.88	660.46	910.3	1429.4	2.26	741.1
E-F	4.7	4.7	653.28	1429.4	156.7	2.82	1125.1

Sens longitudinal y-y:



$$P_2 = \frac{q \times l_x}{3}$$

$$P_2' = \frac{q \times l_x}{3}$$

$$P = P_2 + P_2'$$

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.8 : Sollicitations de la nervure dans le sens transversal.

Travée	l _y (m)	l' _y (m)	P (KN/m)	M _a (KN.m)		X (m)	M _t (KN.m)
				M _g	M _d		
A-B	2.95	2.95	930.66	122.7	427.9	1.16	314.8
B-C	3.15	2.52	993.76	427.9	380.2	1.6	212.4
C-D	3.2	2.56	1009.54	380.2	517.13	1.5	199.14
D-E	3.75	3	1183.04	517.13	569.78	1.85	496.48
E-F	3.50	2.8	1104.18	569.78	436.2	1.82	358.83
F-G	3.1	2.48	997.98	436.2	532.57	1.48	103.99
G-H	3.3	3.3	1041.08	532.57	122.7	1.96	467.3

❖ **Ferraillage :**

Le ferraillage se fera pour une section en T en flexion simple.

$$h=0.8m$$

$$h_0=0.55m$$

$$b_0=0.65m$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{5.2}{10}; \frac{2.4}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(0.52; 1.2)$$

$$\text{soit : } b_1 = 0.5m$$

$$\text{Donc } b = b_1 \times 2 + b_0 = 1.65m$$

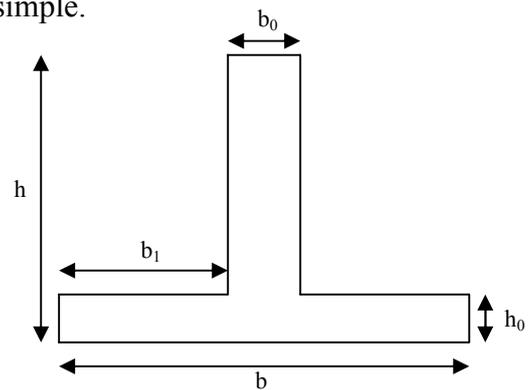


Fig VI.8 : Section à ferrailer.

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.9: Résumé des résultats de ferrailage.

Sens	Localisation	M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
X-X	Travée	1125.1	45.15	14.94	7HA20+7HA25=56.35
	Appui	1429.4	58.14	14.94	14HA25=68.72
Y-Y	Travée	496.48	19.40	14.94	5HA20+5HA16=25.76
	Appui	569.78	22.33	14.94	10HA20=31.42

Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa.$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 240MPa.$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.10 : Résumé des résultats des contraintes.

Sens	Localisation	M _{ser} (KN.m)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
X-X	Travée	819.81	6.4	15	216.17	240
	Appui	1040.3	14.29	15	239.53	240
Y-Y	Travée	360.75	3.81	15	201.56	240
	Appui	414	7.25	15	198.9	240

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{max} = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} = 2232KN.$$

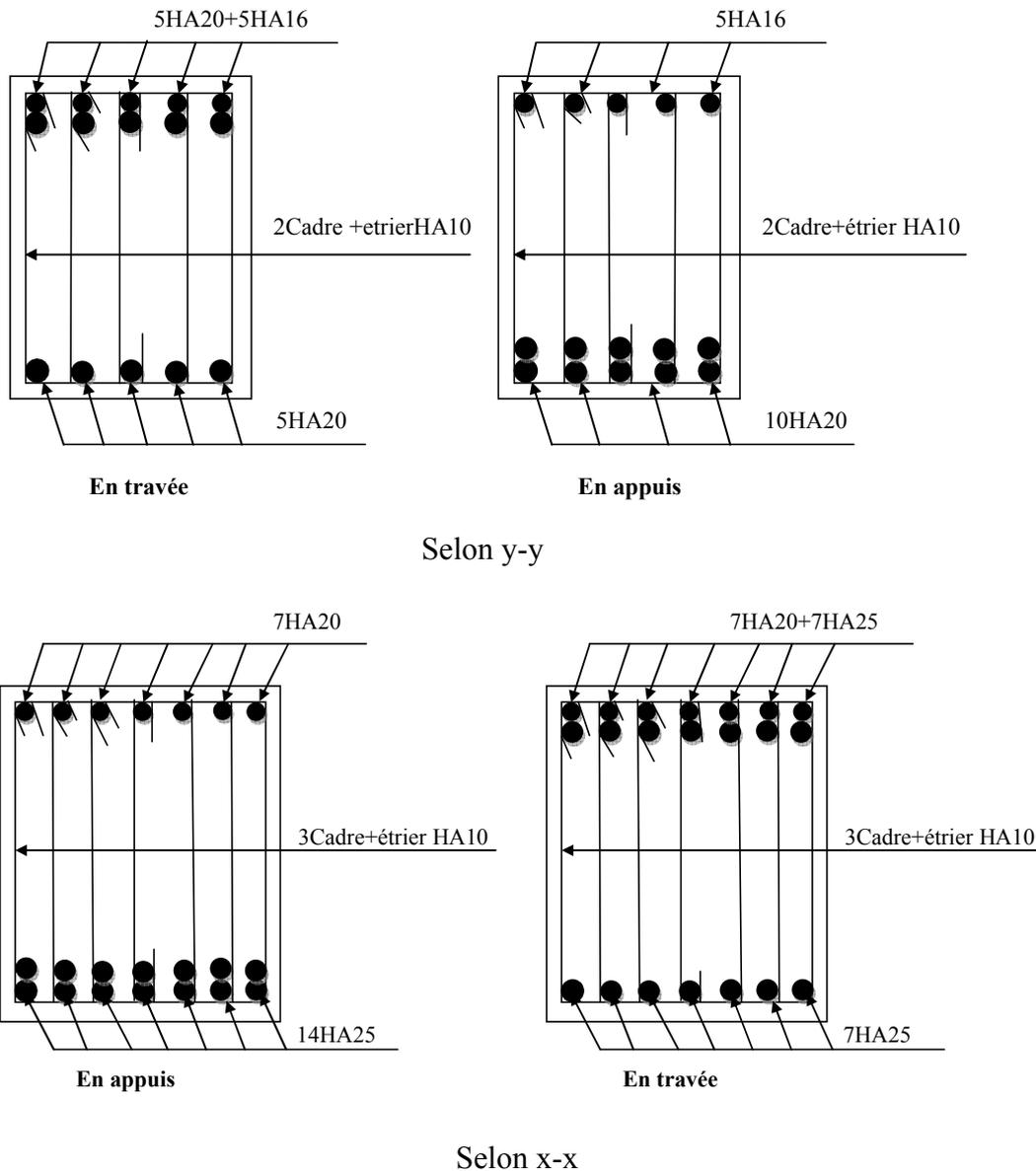
$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = 2.28MPa < 2.5MPa.$$

Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(22.85; 30; 25) = 22.85mm \quad \text{Soit } \phi_t = 10mm.$$

Soit 4HA10=3.14 cm²

St=10cm

Schéma de ferrailage :**VI.5.LE VOILE PERIPHERIQUE****VI.5.1.Introduction :**

Selon le RPA99, les ossatures au dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- ✓ L'épaisseur minimale est de 15cm ;
- ✓ Il doit contenir deux nappes d'armatures ;
- ✓ Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens ;
- ✓ Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

Dimensionnement des voiles :

La hauteur $h=4.08$ m.

L'épaisseur $e=0,25$ m.

Caractéristiques du sol :

Le poids spécifique $\gamma_h = 19 \text{ KN} / \text{m}^3$

L'angle de frottement $\varphi = 16^\circ$

La cohésion $c=4 \text{ KN} / \text{m}^2$

Evaluation des charges et surcharges :

Le voile périphérique est soumis à :

La poussée des terres :

$$P_1 = h \times (\gamma \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) - 2 \times c \times \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}))$$

$$P_1 = 4.08 \times (19 \times \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{16}{2}) - 2 \times 4 \times \text{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{16}{2})) = 19.42 \text{ KN} / \text{ml}$$

charge du au bâtiment R+5 : $q= 107.77 \text{ KN} / \text{m}^2$

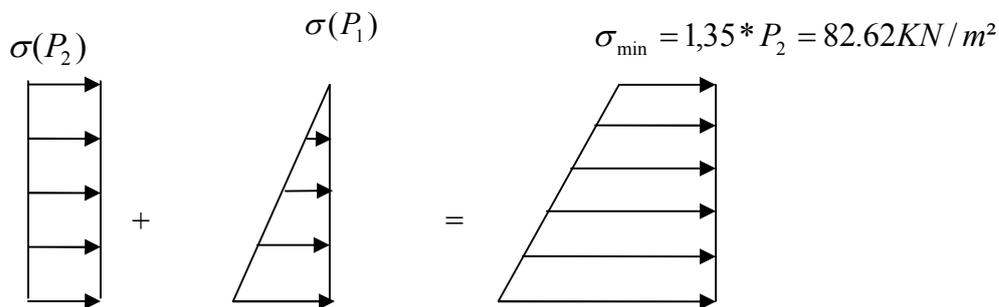
$$P_2 = q * \text{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$$

$$P_2 = 61.19 \text{ KN} / \text{ml}$$

❖ Ferrailage du voile :

Le voile périphérique 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 :



$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 102.27 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{max} = 1,35(P_1 + P_2) = 108.83 \text{ KN} / \text{m}.$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 102.27 \text{ N} / \text{ml}$$

Répartition des contraintes sur le voile

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3.75m.$$

$$L_y = 4.08m.$$

$$b = 100cm.$$

$$h = 25cm. \quad \alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,92 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$M_{0x} = \mu_x * L_x^2 * q_u$$

$$M_{0y} = M_{0x} * \mu_y$$

$$\alpha = 0,92 \Rightarrow ELU : \begin{cases} \mu_x = 0,0437 \\ \mu_y = 0,8251 \end{cases} \quad [Annexe I]$$

$$M_{0x} = 62.85KN.m.$$

$$M_{0y} = 51.85KN.m$$

$$M_{ly} = 0,85 \times M_{0y} = 44.07KN.m$$

$$M_{tx} = 0,85 \times M_{0x} = 53.42 KN.m$$

$$M_{ap} = 0,3 \times M_{0x} = 18.85KN.m$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec $A_{min} = 0,1\% b \times h$ condition exigée par le RPA

Tableau VI. 12: Ferrailage du voile périphérique.

Sens		M (KN*m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
Travée	x-x	53.42	0.071	0.092	0.22	6.97	2.5	5T14=7.7
	y-y	44.07	0.064	0.082	0.21	6.03	2.5	5T14=7.7
Appui		18.85	0.025	0.031	0.23	2.35	2.5	4T10=3.14

Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \times f_{c28} ; 3MPa) = 2,5MPa. \quad \text{Fissuration nuisible.}$$

$$V_x = \frac{q_u * l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{102.27 * 3.06}{2} \times \frac{3.75^4}{3.06^4 + 3.75^4} = 108.41 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{q_u * l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = \frac{102.27 * 3.75}{2} \times \frac{3.06^4}{3.06^4 + 3.75^4} = 58.9 \text{ KN}$$

$$\text{On a : } V_{\max} = 108.41 \text{ KN} \Rightarrow \tau_U = \frac{V_{\max}}{b * d_x} = \frac{108.41 * 10^{-3}}{1 * 0.23}$$

$$\Rightarrow \tau_U = 0.47 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,47 \text{ MPa} < \bar{\tau}$ condition vérifiée.

A l'ELS :

$$\sigma_{\min} = 1 \times P_2 = 61.19 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 1 \times P_1 = 19.42 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_s = \sigma_{\min} + \sigma_{\max} = 80.61 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$ELS \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0509 \\ \mu_y = 0,8799 \end{cases}$$

$$M_{0x} = 38.42 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 33.8 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 32.66 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 28.73 \text{ KN.m}$$

$$M_{ap} = 11.53 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes

a) Contraintes dans le béton :

$$y = 5.45 \text{ cm}$$

$$I = 31498.62 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = 3.76 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La contrainte dans le béton est vérifiée.}$$

b) Contraintes dans l'acier :

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 181.61 \text{ MPa}$$

La fissuration est considérée nuisible

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(2 \times \frac{f_e}{3}; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 266,67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Schéma de ferrailage du voile périphérique :

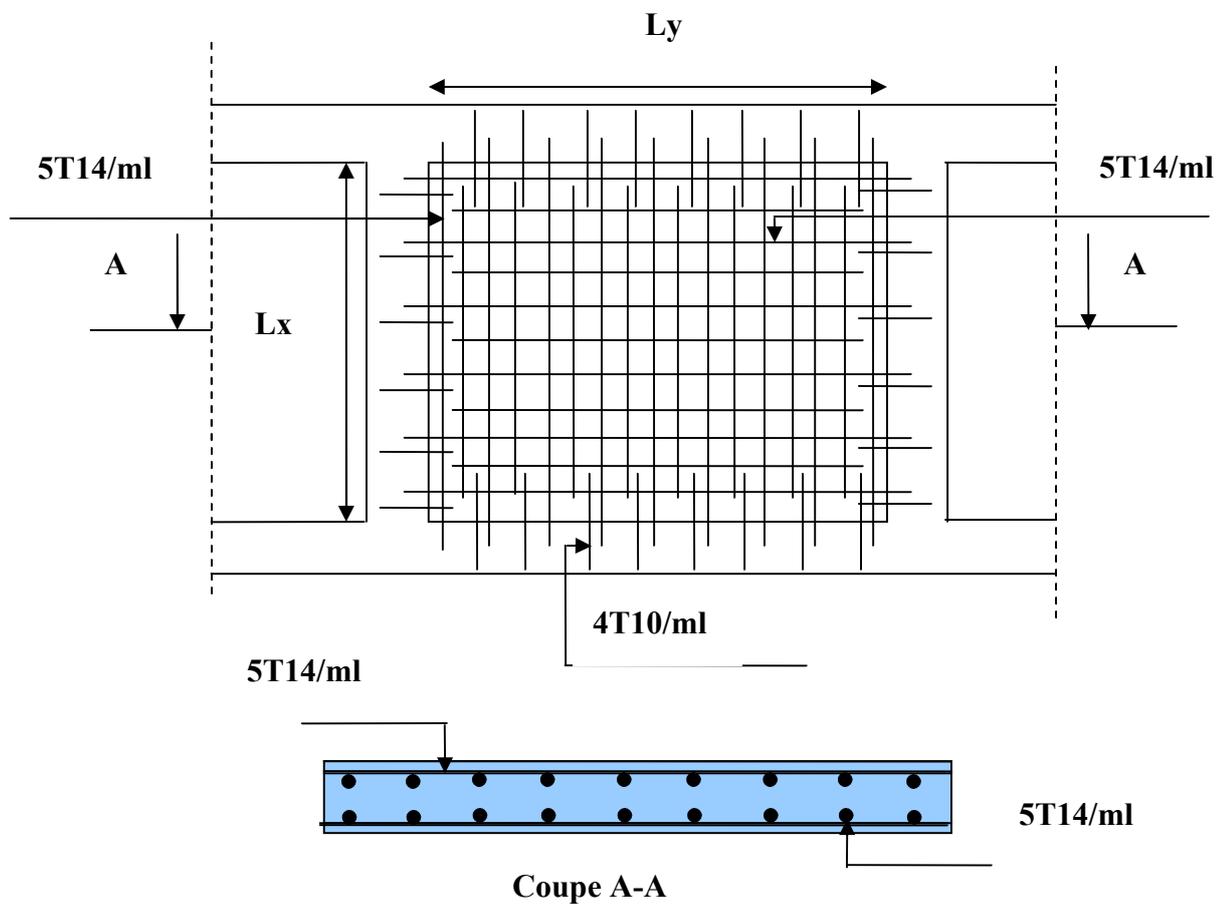


Fig VI.10 : Schéma de ferrailage du voile périphérique.

Conclusion générale

L'étude de ce projet nous a permis, d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment, et d'autre part d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la réglementation en vigueur. On a pu également débiter avec le logiciel SAP2000 version14.

Conformément à l'article 3.4.A.4.b du RPA 99, notre structure doit être entièrement construite en voiles porteurs, puisque elle dépasse 33m ($H= 43.86$ m), d'où on a opté pour un contreventement mixte.

Par ailleurs, cette étude nous a permis de tirer certaines conclusions qui sont :

- ✓ La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure, secondaires soient ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
- ✓ La bonne disposition des voiles, joue un rôle important dans la vérification de la période, ainsi que dans la justification de l'interaction `voiles-portiques`
- ✓ Si la justification de l'interaction et de la période de vibration de la structure simultanément sont satisfaites, donc le facteur économique est respecté.
- ✓ Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec la plupart des cas avec le minimum du RPA, et que ce dernier favorise la sécurité devant l'économie.
- ✓ Afin de limiter les dommages en cas de séisme, ou l'effondrement de la batisse, il est impérativement nécessaire de faire un bon choix du site d'implantation de la structure, avec des fondations adaptées aux préventions et recommandations.

**DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES
ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR**

$\alpha = \frac{l_y}{l_x}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	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	0,4462
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	0,0596	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	0,7933
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	0,0465	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	1,0000

Annexe
Tableau des Armatures
 (en Cm²)

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Caractéristiques générales

Disposition	en simplex (pour les dispositions en batterie, consulter la table T31)	Manœuvre	collective descente sélective, à analyse permanente de trafic à ouverture centrale trafic intense
Nombre de faces de service	simple accès	Portes automatiques	
Distance mini entre niveaux	255 cm		

Hauteur sous dalle (2) HSK	Dimensions mini (EN 81-1) local des machines			Passage libre trappe	Intensité pour 50 Hz en Ampère				Puissance absorbée (3) en kVA	Réaction maxi en daN cuvette local des machines		
	BO	TO	HO		TRI 220 V		TRI 380 V			FC	DM	PM
					In	Id	In	Id				
355 380	180	360	200	120 x 100	36	94	21	54	26	10200	8200	1500
355 380	180	380	200	120 x 100	37	87	21	50	25	10200	8200	1500
355 380	180	420	200	120 x 100	28	70	16	40	19	10200	8200	1500
365 400	180	400	200	140 x 100	42	99	24	57	28	14500	5100	1500
365 400	180	420	200	120 x 100	36	90	21	53	26	14500	5100	1500
365 420	240	390	200	140 x 100	54	179	31	104	43	25000	8400	1500
365 420	240	400	200	120 x 100	49	117	28	67	33	25000	8400	1500
365 420	240	440	200	120 x 100	31	78	18	45	22	25000	8400	1500
375 420	240	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	25500	9000	1500
375 420	240	440	200	140 x 100	49	123	29	73	36	25500	9000	1500
435 520	240	460	210	180 x 100	123	391	71	226	96	27000	10500	2000
465 520	240	460	220	150 x 100	▯	▯	▯	▯	▯	28000	11000	2000
490	240	500	240	140 x 120	▯	▯	▯	▯	▯	30000	12500	3000
400 440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	29000	9500	1500
400 440	260	400	200	120 x 100	49	123	29	73	36	29000	9500	1500
410 440	260	400	200	160 x 100	▯	▯	52	127	62	30000	11000	1500
410 440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	85	41	30000	11000	1500
435 540	260	460	220	200 x 120	141	451	82	262	111	31000	12000	2000
465 540	260	460	220	150 x 120	▯	▯	▯	▯	▯	32000	12000	2500
530	260	500	240	160 x 120	▯	▯	▯	▯	▯	33000	14000	3000
400 440	260	430	200	140 x 100	59	142	34	82	40	33000	11000	1500
400 440	260	430	200	120 x 100	49	123	29	73	36	33000	11000	1500
410 440	260	430	200	170 x 100	▯	▯	52	127	62	33500	12500	1500
410 440	260	430	200	140 x 100	66	165	38	95	46	33500	12500	1500
460 540	260	520	210	210 x 120	166	530	96	307	130	35000	13500	2500
470 540	260	520	220	150 x 120	▯	▯	▯	▯	▯	36000	14000	3000
540	260	520	240	200 x 120	▯	▯	▯	▯	▯	36000	14000	3000
590	260	520	280	230 x 140	▯	▯	▯	▯	▯	38000	18000	5000
					▯	▯	▯	▯	▯	38000	19500	7000



Symbolisme attribué par le Comité National de Liaison pour la Réadaptation des Handicapés (autorisation d'emploi n° 001). Les appareils sont conformes à la Norme NF P 91-201 et accessibles aux handicapés circulant en fauteuil roulant.

Il n'est pas possible de donner des valeurs précises dans le contexte d'un document général. S'agissant d'installations à très hautes performances, il est vivement conseillé de prendre contact avec votre correspondant Schindler habituel.

Performances & Raffinement

Table dimensionnelle T30

ascenseurs de personnes
machinerie supérieure
entraînement électrique

Ligne Building

Charge nominale en kg	Vitesse nominale en m/s	Entrain. (1)	Nombre niveaux maxi	Course maxi en m	Dimensions de cabine	Passage libre de porte	Dimensions de gaine	Profondeur de cuvette (2)	
					BK x TK x HK	BT x HT	BS x TS	HSG	HSG
630 8 pers.	1.00	2 v	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140
		Dy S	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140
		ACVF	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140
	1.60	Dy S	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160
		ACVF	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160
800 10 pers.	1.00	2 v	12	32	135 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140
		Dy S	12	32	135 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140
		ACVF	12	32	135 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140
	1.60	Dy S	18	50	135 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160
		ACVF	18	50	135 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160
1000 13 pers.	1.00	2 v	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140
		Dy S	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140
		ACVF	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140
	1.60	Dy S	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155	160
		ACVF	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155	160
	2.50	Dy MV	28	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180	220
TD 2		31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180	220	
1250 16 pers.	1.00	Dy S	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140	160
		ACVF	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140	160
	1.60	Dy S	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155	160
		ACVF	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155	160
	2.50	Dy MV	28	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180	220
		TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180	220
1600 21 pers.	1.00	Dy S	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140	160
		ACVF	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140	160
	1.60	Dy S	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155	160
		ACVF	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155	160
	2.50	Dy MV	28	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180	220
		TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180	220
4.00	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	320		
	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	400		

Notes: Toutes les cotes sont exprimées en centimètres sauf indications contraires. (2) Les profondeurs de cuvette et hauteurs sous dalle sont indiquées suivant la norme NF EN 81-1. Figurent en italique les valeurs du fascicule de documentation P 82-208.
(1) Entraînement: 2 v = 2 vitesses, Dy S = Dynatron S (variation continue de vitesse), ACVF = Variation continue de fréquence, Dy MV = Dynatron (variation continue de vitesse), TD 2 = Transatron Gedussa (variation de tension sans treuil). (3) La puissance est calculée suivant la norme C.15-100 et C.15-105. c'est-à-dire en prenant en compte le facteur de puissance et le facteur de rendement.

Bibliographie

- Document technique réglementaire DTR BC 2 48 « Règles parasismiques Algériennes; RPA99/version 2003 ».
- BAEL91 « Béton armé aux états limites; édition Eyrolles 0K troisième tirage 1997 ».
- CBA 93 « Code du béton armé ; DTR BC 2.41, 1993 ».
- DTR BC 2.2 « Charges permanentes et surcharges d'exploitation ; édition 1989 ».
- M.Belazougui« Calcul des ouvrages en béton armé ; édition OPU, 1986 ».
- Autres documents consultés :
 - Cahiers de cours de cursus.
 - Mémoires de fin d'étude.