



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

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

Spécialité : Génie Civil

Option : STRUCTURE

Présenté par :

- **Hizoum Abderrazek**
- **Houache Aissa**

Sujet du mémoire

**ETUDE D'UN BATIMENT EN BETON
ARME (R+8) AVEC SOUS SOL DANS ZONE
DE WILAYA DE TIARET**

Soutenu publiquement ledevant le jury composé de :

Mr: G.ABBADA	Président
Mr: D.I.KLOUCHE	Rapporteur
Mr: B.A.BENYAMINA	Examineur
Mr: M.MIMOUNI	Examineur

PROMOTION: 2019/2020

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

REMERCIEMENTS

Tous d'abord, nous tenons à remercier ALLAH clément et miséricordieux de nous avoir donné la force et la volonté afin d'élaborer ce modeste travail.

*Nous tenons à remercier notre encadreur monsieur le Docteur **D.I.KLOUCHE** qui nous a guidés durant toutes les étapes de ce travail, pour son soutien, ses conseils judicieux et sa bienveillance sur nous.*

Nous voudrions remercier les membres du jury qui ont consacré leur précieux temps afin d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de ce travail.

Nous remercions tous les enseignants de l'université Ibn Khaldoun qui ont

Enfin nous remercions tous les personnes de près ou de loin pour leurs aide et surtout pour leurs soutient

Aissa et Abderrazek

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à constitué d'un Rez-de-chaussée plus (+08) étages d'habitation, à la wilaya de TIARET. Cette région est classée comme une zone de faible sismicité (Zone I) selon le RPA99 version 2003.

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99), cette étude se compose de quatre parties :

La première entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

La deuxième partie a pour objectif d'étude des éléments secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon).

En fin l'étude des éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles, radier général) sera calculé dans la dernière partie.

L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par logiciel robot afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique).

Mots clés : bâtiment, béton armé, robot, rpa99 modifié 2003, bael91 modifié 99.

Abstract

This project presents detailed study of building, consists ground floor addition (+08) floors, located in the wilaya of Tiaret. This region is classified as a low seismic zone (zone I) according to the RPA99 version2003.

Using the new rules of calculation and verification of reinforced concrete (RPA99 2003 version, BAEL91 modifié99), this study consists of four parts:

The first starts the general description of the project with a presentation of material properties, then the Pre-design of the structure and finally the descent of the load.

The second part aims to study secondary elements (beams, stairs, parapet, balcony, elevator, and full slab).

The dynamic study of the structure was begin in the third part software robot to determine the various stresses due to loads (permanent loads, operational and seismic loading).

At the end, the reinforcement of structural elements (columns, beams, walls sails, and raft) will be calculated in the last part.

Key words: Building. Reinforced concrete, ROBOT, RPA 99 modified 2003, BAEL 91modified 99.

ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لإنجاز بناية سكنية تتألف من طابق ارضي +08 طوابق بولاية تيارت المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم I حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل باستخدام القواعد الجديدة للحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة (BAEL91 modifié 99, RPA99V2003) ، تتكون هذه الدراسة من أربعة أجزاء وهم:

الجزء الأول : يبدأ بالوصف العام للمشروع، ثم إعطاء الأبعاد الأولية للعناصر المكونة له مع عرض خصائص المواد وحمولة العناصر

الجزء الثاني : يهدف إلى دراسة العناصر الثانوية للبناية

الجزء الثالث : يتضمن الدراسة الديناميكية للبناية بواسطة الحاسوب

الجزء الرابع والأخير: يشمل دراسة الأجزاء المقاومة للبناية (الأعمدة، الروافد، الجدران المسلحة و

الأساسات)

الكلمات المفتاحية: RPA99V2003 ,ROPOT ,BAEL91 modifié 99Etabs،الخرسانة المسلحة،العمارة

Liste Des Tableaux :

Tableau I. 1: Caractéristiques géométrique de la structure	1
Tableau II. 1 : Charges et surcharge du plancher terrasse.....	15
Tableau II. 2 : Charges et surcharge des étages courants	15
Tableau II. 3 : Charges et surcharge du plancher sous-sol.....	16
Tableau II. 4 : Charges et surcharge du mur extérieure	16
Tableau II. 5 : Charges et surcharge du balcon (étage courant).....	17
Tableau II. 6 : Charges et surcharge du porte à faux (terrasse).....	17
Tableau II. 7 : Dégression des charges d'exploitation	19
Tableau II. 8 : choix des sections des poteaux	22
Tableau II. 9: Sections des poteaux, poutres et épaisseur des voiles	23
Tableau III.1 : Résultats obtenus R.D.C	41
Tableau III.2 : Résultats obtenus (plancher 1 ^{ère} ...7 ^{ème} étages:.....	45
Tableau III.3 : Résultats obtenus (plancher terrasse).....	49
Tableau IV. 1 : Tableau récapitulatif des armatures des différents types des balcons.....	76
Tableau IV.2 : descente de charge de portes a faux.....	76
Tableau IV.3 : ferrailage porte à faux	71
Tableau IV. 4 : Charges et surcharges du voilée de l'escalier (type 1).....	76
Tableau IV. 5 : Vérifications des didd'érentes condition (poutre palier)	83
Tableau IV. 6 :ferrailage paillasse.....	90
Tableau IV. 11 : Poids mort de l'ascenseur :	86
Tableau IV. 12 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles.	90
Tableau V. 1 : Facteur de qualité	110
Tableau V.2 : Les déplacements latéraux inter-étage.....	113
Tableau V.3 : Justification Vis A Vis De l'effet P- Δ (sens x)et P- Δ (sens y)	114
TableauVII.1: Ferrailage des différents niveaux (poutre de rive sens principale).....	121
TableauVII.2 : Ferrailage des différents niveaux (Poutre inter sens principale)	121
TableauVII.3 : Ferrailage des différents niveaux poutre principale.....	122
Tableau VII.4: Fes sections min. et max. imposée par le R.P.A 99(version 2003)	125
Tableau VII.5:Fes sollicitations défavorables du 1 ^{er} genre	125
Tableau VII.06: Falcul de ferrailage des poteaux de rive (p1)	128
Tableau VIII.1 : Les moments fléchissant suivant les 2 sens... ..	148
Tableau VIII.2 Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens longitudinal.....	150
Tableau VIII. 3 : Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens transversale.....	150

Liste Des Figures :

Fig. I. 1 : Diagramme parabole–rectangle des Contraintes–Déformations du béton.....	8
Fig. I. 2 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS.....	9
Fig. I. 3 : Diagramme contrainte-déformation d'acier.....	10
Fig II.1 : Acrotère.....	17
Fig II. 2 : La Surface afférente du poteau.....	20
Fig. III.1 : Schéma d'un plancher à corps creux.....	25
Fig. III.2 : Les différents types des poutrelles.....	29
Fig. III.3 : Diagramme des moments fléchissant M.....	39
Fig. III.4 : Diagramme des efforts tranchants T.....	40
Fig. III.5 : Principe de calcul de la méthode des trois moments.....	44
Fig. III.6 : Type de potrelle 2.....	45
Fig. III.7 : Dessin de ferrailage des poutrelles.....	53
Fig. III.8 : Panneau de dalle le plus sollicité.....	56
Fig. III.9 : Dessin Ferrailage Supérieur du panneau de la dalle pleine.....	60
Fig. III.10 : Dessin Ferrailage Supérieur du panneau de la dalle pleine.....	61
Fig IV. 1 : Acrotère.....	63
Fig IV. 2 : Ferrailage de l'acrotère.....	66
Fig IV. 3 : Schéma de ferrailage du porte à balcon courant (Type 1,2).....	73
Fig IV. 4 : Schéma de ferrailage de du porte à faux terrasse (Type 1,2).....	73
Fig IV. 5 : Schéma descriptif de l'escalier.....	74
Fig IV. 6 : Vue en plan de l'escalier.....	74
Fig IV. 7 : Schéma statique de l'escalier (Type 1).....	77
Fig IV. 8 : Diagramme moment et effort tranchant (M,T) de l'escalier (Type 1).....	78
Fig IV. 9 : Schéma statique de la poutre palière de l'escalier (Type 1).....	82
Fig IV. 19 : Schéma d'un ascenseur.....	85
Fig IV. 20 : dimensionnement de l'ascenseur).....	85
Fig IV. 21 : Répartition des charges sur la dalle d'asenceur:.....	88
Fig IV. 22 : Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle.....	89
Fig IV. 22 : Dessin montrant la concentration des charges.....	89
Fig IV. 24 : Moments de la dalle.....	90
Fig IV. 25 : Ferrailage supérieur de la dalle de l'ascenseur.....	97
Fig IV. 26 : Ferrailage inférieur de la dalle de l'ascenseur.....	98
Fig VII. 1 : Dessin de ferrailage des sections des poutres principales.....	123
Fig VII. 1 : Dessin de ferrailage des sections des poutres secondaires.....	124
Fig VII. 2 : Dessin de ferrailages des sections des poteaux.....	130
Fig.VIII.1-Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	137

Fig.VIII.2-Disposition du ferrailage du voil.....	137
Fig IX. 1: Schéma de voile périphérique.....	140
Fig IX. 2: Répartition des charges sur les poutres de libage	151

NOTATIONS ET SYMBOLES

Symboles	Signification
E.L.S	Etat Limite De Service,
E.L.U	Etat Limite Ultime,
Cte	Valeur Constance,
A_s	Section D'aciers,
A_s'	Section D'aciers Comprimés,
$A_{max}' A_{min}$	Section D'acier Maximale Et Minimale,
A.N	Axe Neutre,
A_s	Armatures Supérieures,
A_t	Section D'un Cours D'armatures Transversales,
B_r	Section Réduite,
B_o	Section Homogène Totale,
E_s	Module D'élasticité,
F_{bc}	Résultante Des Efforts De Compression Dans Le Béton,
G	Action Permanente,
I_o	Moment D'inertie De La Section Totale Homogène,
M_a	Moment Sur Appui,
M_{Ser}	Moment Fléchissant A L'E.L.S,
M_U	Moment Fléchissant A L'E.L.U,
$M_{\hat{a}x}$	Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle Articulé,
M_{oy}	Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle Articulé Pour Une Bande De Largeur Unité Parallèle A I_y
N_{Ser}	Effort Normal De Service,
N_u	Effort Normal Ultime,
P_{Ser}	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.S,
P_u	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.U,
V_u	Effort Tranchant A L'.L.U,
A	Plus Petite Dimension D'une Section Transversale,
a-b	Dimensions En Plans D'un Poteau,
B	Largeur D'une Table De Compression,
b_0	Largeur D'une Section Rectangulaire Ou De La Nervure D'une Section En T,
b_1	Largeur d'une aile de tension en T,
D	hauteur utile d'une section,

e_0	Excentricité par rapport au centre de gravité du béton,
f_{cj}	Résistance caractéristique du béton à la compression- j- jours,
f_{c28}	Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 j,
f_e	Limite d'élasticité de l'acier,
f_{tj}	Résistance conventionnelle à la traction du béton âge de jours,
f_{t28}	Résistance conventionnelle à la traction du béton a 28 j,
h	Hauteur totale d'une section,
h_0	Hauteur d'une table de compression,
i	rayon de giration,
l_a	Portée d'ancrage,
l_f	hauteur de flambement,
l_i	Portée de travée,
l_r	Longueur de recouvrement,
l_s	Longueur de scellement,
l_o	Longueur fictive,
$\eta = 15$	coefficient d'équivalence,
S_t	Espacement des armatures transversales,
\mathcal{E}_{bc}	Raccourcissement relatif maximal du béton comprimé ,
\mathcal{E}_s	Allongement relatif des aciers tendus,
\mathcal{E}_{sc}	Raccourcissement relatif des aciers comprimé,
\mathcal{E}_{sl}	Allongement relatif des aciers tendus lorsque leur contrainte atteint la résistance de calcul (f_e / y_s),
Π	Coefficient de fissuration,
λ	Élancement géométrique,
μ	Coefficient de frottement acier /béton,
ν	Coefficient de poisson ; effort normal réduit,
σ_{bc}	Contrainte de compression du béton,
σ_{bc}	Contrainte limite du béton comprimé à L'E.L.S
σ_s	Contrainte de traction de l'acier,
τ_{su}	Contrainte d'adhérence limite,
τ_U	Contrainte tangentielle conventionnelle,
ϕ	Diamètre d'une barre,
ϕ_l	Diamètre d'une barre longitudinale,

ϕ_i	Diamètre d'une barre transversale,
ψ, ψ'	Coefficient pour calculer l'ancrage des courbes,
ψ_s	Coefficient de scellement,

Sommaire

Introduction générale.....	1
<u>Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et hypothèses de calcul</u>	
I.1-Présentation de l'ouvrage	3
I.2-Conception de l'ouvrage	4
I.3- Caractéristique des matériaux	7
I.4 - Les hypothèses de calcul	8
<u>Chapitre II</u>	
II.1- Pré-dimensionnement des différents éléments.....	12
II.2- Evaluation des charges et des surcharges.....	15
II.3-Tableau récapitulatif	23
<u>Chapitre III : Calcul des planchers</u>	
III.1-Introduction	25
III.2-Méthode de calcul des poutrelles	26
III.3-Calcul des poutrelles	27
III.5 - Plancher étage courant et RDC.....	42
III.6 - Plancher terrasse	44
III.7 -Vérification de l'effort tranchant	50
III.8 - Les armatures transversales At (tous les étages)	51
III.9 - Vérification des contraintes à l'E.L.S	51
III.10 -Vérification de la flèche :	53
III.11-Etude de la dalle pleine (sous-sol)	54
<u>Chapitre IV ; Ferrailage des éléments non-structuraux</u>	
IV.1-L'acrotère	63
IV.2- Balcon	67
IV.3-Les escaliers :	74
IV.4- La cage d'ascenseur :	84
<u>Chapitre V: Etude sismique</u>	
V.1-Généralités sur les séismes.....	100
V.2-Introduction.....	100
V.3-Méthode d'analyse modale spectrale.....	101
V.4-Calcul sismique.....	102
V.5-Vérification des forces sismiques	109

Chapitre VI: Ferrailage des portiques

VII.1 -Etude sous charges verticales et horizontales :	116
VII.2- Les combinaisons de calcul :.....	116
VII.3-Ferrailage des poutres :	117
VII.4-Les vérifications :	118
VII.5-Ferrailage des poteaux :.....	124
VII.6-Calcul les armatures transversales :.....	128
VII.7-Les vérifications :	128

Chapitre VII: Etudes des voiles

VIII.1-Introduction.....	.132
VIII.2 Le système de contreventement.....	.132
VIII. 3- Ferrailage des voiles	135
VIII. 4-Disposition des armatures136

Chapitre IX: Etude de l'infrastructures

IX.1-Calcul du voile périphérique :.....	139
IX.2-Calcul des fondations :.....	143
Conclusion générale	154

Introduction générale

Le génie civil est un ensemble de disciplines alliant diverses techniques ; dont la mission fondamentale est de permettre la conception et par la suite la réalisation d'ouvrages. De nos jours, la construction connaît un grand essor dans la plupart des pays et très nombreux sont les professionnelles qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou travaux publics.

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir faire. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation d'ingénieur à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

Les masters et les ingénieurs civils s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité des usagers et la protection de l'environnement.

Lors d'un tremblement de terre sévère, il a été constaté que de nombreux bâtiments à voiles en béton armé ont bien résisté sans endommagement exagéré. Mais à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales, les voiles (ou murs de contreventements) en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficace pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques.

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace. Avec la croissance démographique assez rapide en Algérie et l'espace urbain libre se fait de plus en plus rare, les autorités Algérienne commencent à opter pour la construction verticale, pour ces dernières causes, on a décidé d'opter pour le thème dont l'intitulé est « Etude d'un bâtiment en béton armé (R+08 avec sous-sol) ».

Chaque étude d'un ouvrage doit respecter certains critères et atteindre des buts pour assurer une meilleure utilisation de cet ouvrage :

- La sécurité (le critère le plus important) : assurer la stabilité de l'ouvrage.
- l'aspect économique : sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- Confort de l'utilisateur.
- Esthétique.

Notre travail est constitué de neuf chapitres :

- Le Premier chapitre consiste à la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser, et la présentation des différentes hypothèses de calcul.
- Le deuxième chapitre présente le pré-dimensionnement des éléments principaux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles...etc.).
- Le troisième chapitre présente le calcul des éléments planchers.
- Le quatrième chapitre consiste au calcul et le ferrailage des éléments non structuraux
- Le cinquième chapitre se portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul Sap2000.
- le sixième chapitre se portera sur le ferrailage des éléments principaux
- le septième chapitre consiste au ferrailage des voiles.
- le huitième chapitre consiste à la conception et le calcul des fondations

On termine notre travail par une conclusion générale.

Chapitre 01 :
Présentation de l'ouvrage
et hypothèses de calcul

I-1-Présentation de l'ouvrage :

Le projet que nous traitons concerne l'étude d'un Bâtiment en R+8 avec sous-sol et habitation, dans la Wilaya de Tiaret, la Wilaya est considéré comme un lieu à faible action de vent «ZONE I» selon les règlements **NEIGE ET VENT 1999 (D.T.R. C 2-4.7)**. En ce qui concerne le côté sismique la région est classé comme une zone à faible sismicité «I» selon la classification des zones établie par le règlement parasismique **Algérien RPA 99 (version 2003)**

Notre bâtiment comporte :

.>>Un sous-sol : Parking

>> Un Rez-de et 1^{ème}, 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème}, 5^{ème}, 6^{ème}, 7^{ème}, 8^{ème} étages à usage d'habitation

I.1.1-Description géométrique :

Tableau I. 1- Caractéristiques géométriques de la structure.

Longueur totale du bâtiment	25,65 m
Largeur totale du bâtiment	21,25 m
Hauteur totale du bâtiment	31.08 m
Hauteur sous-sol	3.00 m
Hauteur du RDC	3.06 m
Les étages courants	3.06 m

I.1.2-Données du site :

>>Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le règlement parasismique **Algérien RPA 99 (version 2003)** comme zone sismique (I).

>>L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.

>>Le site est considéré comme meuble (S3).

>>Contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 1.60$ bars.

I.2-Conception de l'ouvrage :**I.2.1- Les contreventements :**

En génie civil, un contreventement est un système statique destiné à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux issus des éventuelles actions sur celui-ci (par exemple : vent, séisme, choc, freinage, etc.). Il sert également à stabiliser localement certaines parties de l'ouvrage (poutres, poteaux) relativement aux phénomènes d'instabilité (flambage ou déversement). Afin d'assurer la stabilité globale d'un bâtiment, il est nécessaire que celui-ci soit contreventé selon au moins 3 plans verticaux non colinéaires et un plan horizontal ; on distingue donc les contreventements verticaux (destinés à transmettre les efforts horizontaux dans les fondations) des contreventements horizontaux (destinés à s'opposer aux effets de torsion du à ces efforts). Un contreventement peut être réalisé par des voiles (contreventements verticaux) ou des plaques (contreventements horizontaux) en béton armé, en maçonnerie, en bois ou en tôle ondulée; ou par des treillis en bois ou en acier.

>>Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 20% des sollicitations des aux charges verticales.

>>Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.

>>Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

I.2.2- Les plancher :

Des éléments ouvrage horizontal constituant une séparation entre deux niveaux successifs d'une habitation. Recueillant les surcharges de fonctionnement du bâtiment, ils ont d'autres fonctions très importantes relatives au confort thermique et acoustique. Selon les matériaux employés et les techniques mises en œuvre les planchers doivent répondre aux critères suivants :

-Résistance et stabilité (porteuse)

- supporter les charges d'utilisation ;
- ne pas fléchir (limiter la flèche au moment du coffrage puis en cours d'utilisation) ;
- durabilité.

-Etanchéité et protection

- à l'air ;
- au feu ;
- aux effractions.

-Isolation thermique et acoustique

- isolant thermiquement (par exemple au-dessus d'un garage) ;
- isolant acoustiquement (bruits d'impacts, ...) ;
- Fonction architecturale -aspect décoratif en sous face.

-Fonctions techniques

- facilité de mise en œuvre ;
- liaisons avec les porteurs verticaux ;
- passage de gaines (eau, chauffage, électricité, ...) ;

Suivant la destination de la construction, chacune des fonctions peut prendre plus ou moins d'importance

En ce qui concerne les types de planchers employés dans notre structure, nous allons opter pour

I.2.2. a -Plancher à corps creux (20+4) :

Les planchers à corps creux sont composés de 3 éléments principaux :

- les corps creux qui servent de coffrage perdu (ressemblent à des parpaings),
- les poutrelles en béton armé ou précontraint qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures,
- une dalle de compression armée ou "hourdis" coulée sur les entrevous qui reprend les efforts de compression. Le plancher est entouré par un chaînage horizontal

On a opté pour ce type de plancher pour les raisons suivantes :

- >>Facilité de réalisation.
- >>Les portées de notre projet ne sont pas grandes.
- >>Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique
- >>Economie dans le coût de coffrage (coffrage perdu constitué par les poutrelles et les corps creux).

I.2.2.b- Plancher dalle pleine :

C'est une dalle en béton armé qui peut reposer avec ou sans continuité sur 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, des poutrelles ou des murs.

L'épaisseur à donner aux dalles résulte des conditions :

-de résistance à la flexion :

- 1/30 à 1/35 de la portée pour une dalle reposant sur 2 appuis ;
- et 1/40 à 1/50 pour une dalle reposant sur 3 ou 4 cotés.

-d'isolation acoustique : ≥ 16 cm -de rigidité ou limitation de la flèche $\leq 1/500$;

- de sécurité vis à vis de l'incendie : on adopte une épaisseur de 7 cm pour 1 heure de coupe-feu et de 11 cm pour 2 heures de coupe-feu

Plancher en béton armé de 15 à 20-cm d'épaisseur coulé sur un coffrage plat. Le diamètre des armatures incorporées et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte. Ce type de plancher est très utilisé dans l'habitat collectif

I.2.3- Les escaliers :

Élément constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) dans une construction permettant la circulation verticale. L'utilisateur peut ainsi franchir à pied sans danger passé. Ils sont constitués en béton armé et en mortier.

Un bon escalier doit répondre à quelques exigences:

- être accessible et facile à monter, dans un espace compartimenté exempt de courant d'air et facile à ventiler;
- être convivial (construction, résistance mécanique, stabilité...);
- correspondre à sa destination; • être facile à entretenir; • avoir une durée de vie acceptable du point de vue économique;
- conférer une plus-value architecturale au bâtiment.

I.2.4- Le revêtement :

- Enduit en ciment et en plâtre pour les murs et les plafonds.
- Revêtement en carrelage pour les planchers.
- Revêtement par étanchéité multicouche pour les planchers terrasses.

I.2.5- La maçonnerie :

Les murs de notre structure seront exécutés en brique creuse.

-Murs extérieurs : ils sont constitués d'une double cloison de 30cm d'épaisseur. Brique creuse de 15 cm d'épaisseur pour les parois externes du mur. Lamelle d'air de 5 cm d'épaisseur et Brique creuse de 10 cm d'épaisseur pour les parois internes du mur.

-Murs intérieurs : ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux services et une double cloison de 25 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux logements voisins (une cloison de 10cm d'épaisseur pour la face externe et interne).

I.2.6- Les fondations :

Un ouvrage quelle que soient sa forme et sa destination, prend toujours appui sur un sol d'assise. Les éléments qui jouent le rôle d'interface entre l'ouvrage et le sol s'appellent fondations. Ainsi, quel que soit le matériau utilisé, sous chaque porteur vertical, mur, voile ou poteau, il existe une fondation.

Pour notre bâtiment on a choisi un radier général.

I.2.7- Gaine d'ascenseurs :

Appareil élévateur permettant de transporter des personnes de matériels, dans une cabine se déplaçant entre des guides verticaux, ou faiblement inclinés sur la verticale. Élévateur à bateaux assurant la liaison entre deux biefs de niveau différent. Vu la hauteur importante de ce bâtiment nous allons installer un seul ascenseur.

I.3- Caractéristique des matériaux :

I.3.1- Béton :

Matériau de construction formé par un mélange de ciment, de granulats, d'eau, et éventuellement complété par des adjuvants et des additions. Ce mélange, qui est mis en place sur le chantier ou en usine à l'état plastique, peut adopter des formes très diverses parce qu'il est modulable ;

Il durcit progressivement pour former finalement un monolithe. Selon sa formulation, sa mise en œuvre et ses traitements de surface, ses performances et son aspect peuvent considérablement varier.

Le mélange du béton doit respecter des rapports bien définis. Ce matériaux résiste bien à la compression mais n'assure pas une bonne résistance à la traction ou au cisaillement.

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

- 350 kg de ciment CM1/II A 42.5.
- 400kg de sable $C_g < 5\text{mm}$.
- 800kg de gravillons 3/8 et 15/25.
- 175 l d'eau de gâchage

La masse volumique de béton armé est de 2.50 t/m^3 .

I.3.1.1- Résistances mécanique du béton :

I.3.1.1. a - Résistance à la compression :

Désignée par f_{c28} (résistance à la compression à 28 jours), elle est obtenue par écrasement en compression axiale sur des éprouvettes cylindriques normalisées (16×32) cm^2 dont la hauteur est double du diamètre et leurs sections est de 200 cm^2 . Pour les ouvrages courants, Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette dernière est donnée à "j" jour en fonction de la résistance à 28 jours par les formules suivantes :

1. Pour des résistances $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$:

$$\begin{cases} F_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 28\text{jours} \\ F_{cj} = 1.1 f_{c28} & \text{si } j > 28\text{jours} \end{cases}$$

2. Pour des résistances $f_{c28} > 40\text{MPa}$:

$$\begin{cases} F_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28\text{jours} \\ F_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28\text{jours} \end{cases}$$

I.3.1.1. b - Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60\text{Mpa} \\ f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} & \text{si } f_{c28} > 60\text{Mpa} \end{cases}$$

I.3.1.2- Contrainte limite :

I.3.1.2. a-État limite ultime (ELU) :

Diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit parabole rectangle.

Les déformations du béton sont :

- $\epsilon_{bc1} = 2 \text{ ‰}$
- $\epsilon_{bc2} = \begin{cases} 3,5 \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} \leq 40 \text{ Mpa.} \\ \text{Min } (4,5 ; 0,025f_{cj}) \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} > 40 \text{ Mpa.} \end{cases}$

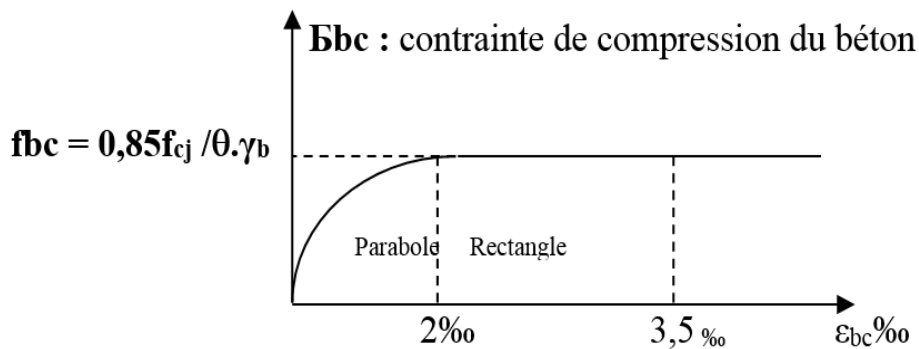


Fig I.1: Diagramme parabol rectangle des Contraintes Déformations du béton

Avec:

f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression $2 \text{ ‰} < \epsilon_{bc} < 3,5 \text{ ‰}$; $f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\phi \times \gamma_b}$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton, il vaut 1.5 pour les combinaisons normales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression ;

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à " j " jours ;

γ_b : Coefficient de sécurité avec : $\begin{cases} \gamma_b = 1,5 \rightarrow \text{Cas général} \\ \gamma_b = 1,15 \rightarrow \text{Cas accidentelles} \end{cases}$

θ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à :

- 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h.
- 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

I.3.1.2. b- Etat limite de service (ELS) :

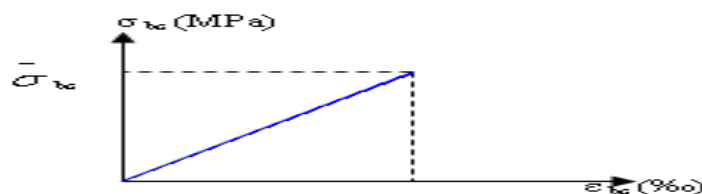


Fig I.2: Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'E.L.S.

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

1.3.1.3- Modules de déformation longitudinale :

Le module de Young dérivé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

$$\begin{cases} E_{vj} = 3\,700 \left(f_{cj}^{\frac{1}{3}} \right) & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa.} \\ E_{vj} = 4\,400 \left(\frac{f_{cj}}{3} \right) & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ Mpa sans fumée de silice} \\ E_{vj} = 6\,100 (f_{cj}) & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ Mpa avec fumée de silice} \end{cases}$$

1.3.1.4- Coefficients de poisson :

: Le coefficient de poisson sera pris égal à :

- $\nu = 0$ pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU).
- $\nu = 0,2$ pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS).

1.3.2-Acier:

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, leur rôle est de résister les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

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

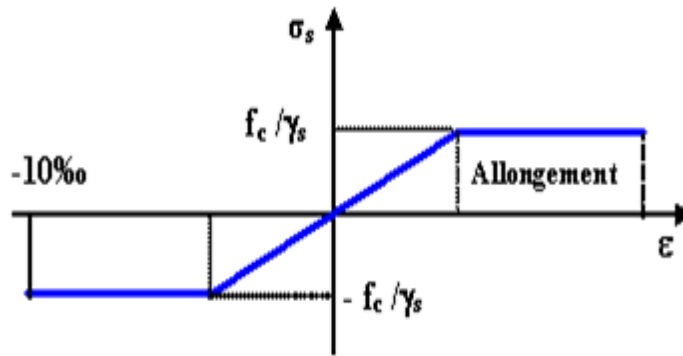
Ronds lisses bruts obtenue par laminage ; Barres à haute adhérence obtenue par laminage à chaud d'un acier naturellement dur ; Fils à haute adhérence obtenue par laminage à chaud suivi d'un écrouissage par tréfilage et/ou laminage froid ; Treillis soudés formés par assemblages de barres ou de fils lisses ou à haute adhérence. Les barres utilisées sont caractérisées par leur diamètre nominal (\emptyset). Sauf accord préalable avec le fournisseur, la longueur développée des barres n'excédera pas 12 m (longueur commerciale courante).

Le poids volumique de l'acier est de : $78,5 \text{ KN/m}^3$ et son module d'élasticité longitudinal est de : $200\,000 \text{ MPa}$

1.3. 2.1-Contrainte limite :

1.3.2.1 a- Etat limite ultime :

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes: $\sigma_s = f_e / \gamma_s$



FigI.3: Diagramme contrainte-déformation d'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1$ → Cas de situations accidentelles.

$\gamma_s = 1.15$ → Cas de situations durable ou transitoire.

I.3.2.1. b-Etat limite de service :

- Fissuration peu préjudiciable : pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable.

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} \text{ avec } \sigma_s = \min \left(f_e \times 2/3 , 110 \sqrt{\eta \cdot f_{c28}} \right)$$

- Fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_s \leq \sigma_{bc} \text{ avec } \sigma_{bc} = \min \left(f_e / 2 , 90 \sqrt{\eta \cdot f_{c28}} \right)$$

Avec :

η : Coefficient de fissuration ;

$$\begin{cases} \eta = 1 \rightarrow \text{Pour rondlisse ;} \\ \eta = 1,6 \rightarrow \text{Pour hauteadhérences avec } \Phi \geq 6 \text{ mm ;} \end{cases}$$

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

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton ;

f_e : Limite d'élasticité des aciers.

I. 4 -Les hypothèses de calcul :

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- La résistance à la compression du béton à 28 jours est : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.
- La résistance à la traction du béton est : $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.
- Le module d'élasticité différé de béton est : $E_{vj} = 10818.865 \text{ Mpa}$.

- Le module d'élasticité instantané de béton est : $E_{ij} = 32456.595 \text{ Mpa.}$

Pour les armatures de l'acier :

- Longitudinales : on a choisi le : $\ll feE400 \gg H. A fe = 400MPa$
- Transversales : on a choisi le : $\ll feE235 \gg R. L.$
- Treillis soudés (de la dalle de compression) : $\ll feE500 \gg H. A fe = 500MPa$

Chapitre 02 :
Pré-dimensionnement
et descente de charges

II.1-Pré-dimensionnement des différents éléments :**II.1.1- Pré dimensionnement des planchers :****1.1 -Planchers à corps creux :**

Un plancher est la partie horizontale d'une construction qui par la quelle est transmise les différents charge aux poutres et par la suite aux poteaux dont leur épaisseurs est faibles par rapport à leurs dimensions en plan.

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \text{ avec } \begin{cases} ht : \text{hauteur totale du plancher} \\ L : \text{portée maximale de la poutrelle entre nus d'appuis} \end{cases}$$

$$\Rightarrow h_t \geq \frac{477}{22,5} = 21,2 \text{ cm} \quad h_t = 24 \text{ cm} : \begin{cases} 20\text{cm} : \text{épaisseur du corps creux} \\ 4 \text{ cm} \text{ épaisseur de la dalle de compression} \end{cases}$$

On adopte un plancher à corps creux de hauteur $ht = 20 \text{ cm}$, soit un plancher (20+4) cm.

1.2-Dalle pleine du sous-sol :

Pour déterminer l'épaisseur de la dalle pleine, on prend le panneau ayant la plus grande surface.

2. a-Résistance au feu :

- $e = 7 \text{ cm}$; Pour une heure de coup de feu ;
- $e = 11 \text{ cm}$; Pour deux heures de coup de feu ;
- $e = 17,5 \text{ cm}$; Pour quatre heures de coup de feu.

On prend : $e = 15 \text{ cm}$

2. b-Isolation acoustique :

Selon les règles techniques CBA93 en vigueur en Algérie, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

La nature même du bruit joue un rôle dans l'épaisseur de la dalle comme suit :

- $2500e \geq 400 \text{ kg/m}^2 \Leftrightarrow e = 16 \text{ cm}$;
- $2500e \geq 350 \text{ kg/m}^2 \Leftrightarrow e = 14 \text{ cm}$.

On prend : $e = 15 \text{ cm}$.

2. c-Résistance à la flexion :

La hauteur de la dalle e est donnée par :

- Cas d'une dalle reposant sur deux appuis (porte suivant un sens) :

$$\begin{cases} \alpha = \frac{L_x}{L_y} \leq 0,4 \\ \frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30} \end{cases}$$

- Cas d'une dalle reposant sur trois ou quatre appuis (porte suivant deux sens) :

$$\begin{cases} 0,4 < \alpha < 1 \\ \frac{L_x}{50} < e < \frac{L_x}{40} ; \text{ Avec : } L_x < L_y \end{cases}$$

Pour notre cas on a : $L_x = 175 \text{ cm}$ et $L_y = 477 \text{ cm}$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{175}{477} = 0,36 < 0,4$$

Donc notre panneau travail dans un sens

$$\frac{477}{50} < e < \frac{477}{40} \rightarrow 9,54 < e < 11,92 ; \text{On prend : } e = 10\text{cm.}$$

On prend : e = 10cm.

2. d-Condition de flèche :

Selon le CBA93 (B.6.5.3), nous devons vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{max} < \frac{L_{max}}{500}; \text{ Si la porté } L \text{ est au plus égale à } 5 \text{ m ; } f_{max} < \frac{477}{500} = 0,95 \\ f_{max} < 0,5 + \frac{L_{max}}{1000}; \text{ Si la porté } L \text{ est supérieur à } 5 \text{ m ;} \end{array} \right.$$

Pour ce faire on considère une bande de la dalle de largeur b = 1 m.

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 4,77 \times 1 \times 25 = 119,25 \text{ kN/m} \\ Q = 4,00 \text{ kN/m} \end{array} \right. \Rightarrow q_{ser} = G + Q = 123,25 \text{ kn/m}$$

$$I : \text{ le moment d'inertie; } I = \frac{b \times e^3}{12} \text{ (cm}^4\text{)}$$

E : module de Young

$$E = 11000^3 \sqrt{f_{c28}} = 32164,19 \text{ MPa } f_{max} = \frac{5 \times q \times l^4}{384 \times E \times I \times b} = \frac{5 \times 12 \times 90126,5 \times 10^{-3} \times 490^4}{384 \times 32164,19 \times 100 \times e^3}$$

$$e > \sqrt[3]{\frac{12 \times 5 \times 123,25 \times 10^{-3} \times 490^4}{384 \times 100 \times 32164,19 \times 1,1}} = 6.8 \text{ cm}$$

1.3-Balcons :

Est un élément d'architecture consistant en une plate-forme se dégageant du mur d'un édifice. Il est dans la plupart des cas à l'extérieur de l'édifice. A partir du 3eme étage, notre bâtiment contient une partie qui dépasse les limites des poteaux de rives

.Ces consoles sont constitués d'une dalle pleine dont l'épaisseur est conditionnée par

$$\frac{L}{20} < e < \frac{L}{15}$$

Avec : $L_{max} = 1.75 \text{ m}$

$$\frac{175}{20} = 8,75 \text{ cm} < e < \frac{175}{15} = 11,67 \text{ cm}$$

On prend : e = 10 cm

II.2-Evaluation des charges et des surcharges :**2.1-Les planchers :****1. 1-plancher terrasse inaccessible :****Tableau II. 1 : Charges et surcharge du plancher terrasse**

Désignation	e (m)	G (Kn/m ²)
Protection en gravillons	0,05	1,00
Etanchéité multicouche	0,02	0,12
Forme de pente en béton léger	0,05	1,00
Isolation thermique en liège	0,04	0,16
Plancher à corps creux	20+4	3,80
Enduit en plâtre	0,02	0,20
G	6.28	
Q	1	

1.2-Plancher RDC et étage courants :**Tableau II. 2 : Charges et surcharge des étages courant**

Désignation	e (m)	G (Kn/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	0,40
Mortier de pose	0,02	0,40
Sable fin pour mortier	0,02	0,34
Plancher à corps creux	20+4	2,80
Enduit en plâtre	0,02	0,20
Cloison en briques creuses	0,1	0,90
G	5.04	
Q	1,5	
Plancher de 1er au 8ème (habitations)	1,5	

1.3-Plancher**2. Sous-sol (dalle pleine) :**

Tableau II. 3 : Charges et surcharge du plancher sous-sol

Désignation	e (m)	G (Kn/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	0,40
Mortier de pose	0,02	0,40
Sable fin pour mortier	0,02	0,34
Plancher (dalle pleine)	0,10	3,80
Cloison en briques creuses	0,10	0,90
G		5.84
Q		2,5

2.2-Mur extérieur (double cloison) :

Tableau II. 4: Charges et surcharge du mur extérieure

Désignation	e (m)	G (Kn/m ²)
Brique creuses	0,15	1.35
Brique creuses	0,10	0,90
mortier de ciment extérieur	0,015	0,27
Enduit intérieur en plâtre	0,015	0,15
G (RDC, 1 au 8)		2.67
G sous-sol (murs en béton armé)		0,2 x 25 = 5

2. 1-Remarque :

Le mur de la façade contient ouvertures (portes, fenêtres) donc il est nécessitent d'opter un coefficient de pourcentage d'ouvertures :

Murs avec portes et fenêtres (70%G)

$$G = 0,7 \times 2,36 = 1,652 \text{ Kn/m}^2$$

2.3-Balcons:

3. 1 -Etage courant :

Tableau II. 5: Charges et surcharge du balcon (étage courant)

Désignation	e (m)	G (Kn/m ²)
Plancher (dalle pleine)	0,10	3,80
Revêtement en carrelage	0,02	0,40
Mortier de pose	0,02	0,40
Sable fin pour mortier	0,02	0,34
Enduit en plâtre	0,02	0,2
G (1er au 8ème)		5,14
Q		3,5

3. 2-Terrasse :

Tableau II. 6: Charges et surcharge de la porte à faux (terrasse)

Désignation	e (m)	G (Kn/m ²)
Protection en gravillons	0,05	1,00
Etanchéité multicouche	0,02	0,12
Forme de pente en béton léger	0,05	1,00
Isolation thermique en liège	0,04	0,16
Plancher (dalle pleine)	0,10	3,80
Enduit en plâtre	0,02	0,20
G		6.28
Q		1

2.4-Acrotères ;

$$G = \rho \times S$$

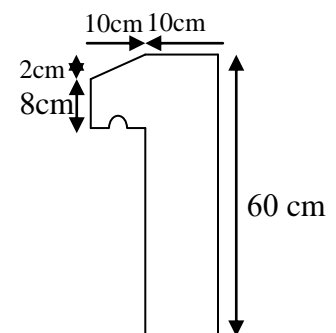
ρ : Le poids volumique du béton = 25 KN/m³

S : la surface transversale totale de l'acrotère

$$S = [1/2(0,1 \times 0,02) + (0,1 \times 0,08) + (0,1 \times 0,6)] = 0,069m^2$$

$$G = 1,73Kn/m^2$$

$$Q = 1 Kn/m^2$$



FigII.1 : Acrotère

2.5-Pré dimensionnement des poutres :

Nous avons deux types de poutres :

On trouvera deux types de poutres : $\begin{cases} \text{Poutre principale} : L = 477 \text{ m} \\ \text{Poutre secondaire} : L = 490 \text{ m} \end{cases}$

Selon le **B.A.E.L.91**, le critère de rigidité est comme suit :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0,3d \leq b \leq 0,4d \\ \frac{ht}{b} \leq 3 \end{cases} \quad \text{Avec : } \begin{cases} ht : \text{ hauteur totale de la poutre} \\ b : \text{ largeur de la poutre} \\ L : \text{ portée libre entre nus d'appuis} \\ d : \text{ hauteur utile} \end{cases}$$

Et selon le **R.P.A 99(version 2003)** on a :

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

5.1-les Poutres :

5.1.1-Poutres principales :

$$\begin{cases} L_{\max} = 477 \text{ cm} \\ d = 0,9 h_t \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 31.8 \text{ cm} \leq h_t \leq 47.7 \text{ cm} \\ h_t = 45 \text{ cm} \end{cases} \begin{cases} 12 \text{ cm} \leq b \leq 16 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Vérification des conditions de l’RPA :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 30 \geq 20 \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h = 45 \geq 30 \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} \rightarrow \frac{h}{b} = 1.5 \leq 4 \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Donc on prend (45 X 30) cm² comme section des poutres principales

5.2-Poutres secondaires :

$$\begin{cases} L_{\max} = 490 \text{ cm} \\ d = 0,9 h_t \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 32.66 \text{ cm} \leq h_t \leq 49 \text{ cm} \\ h_t = 40 \text{ cm} \end{cases} \begin{cases} 13.5 \text{ cm} \leq b \leq 18 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 30 \geq 20 \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h = 40 \geq 30 \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} \rightarrow \frac{h}{b} = 1.33 \leq 4 \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Donc on prend (40 X 30) cm² comme section des poutres secondaires

2.6-Pré dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à l’ELS et en compression simple. En supposant que le béton reprend lui seul l’effort normal, en calculant la descente de charge sur un ou plusieurs poteaux,

en tenant compte de la dégression de charge. Le pré dimensionnement s’effectue avec le choix du poteau le plus sollicité.

6.1- Loi de dégression de la surcharge d’exploitation :

On appelle descente de charges, le principe de distribuer les charges sur les différents éléments que compose la structure d'un bâtiment.

On commence par le niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) et on descend au niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations).

On utilise la méthode de dégression des surcharges d’exploitation en fonction du nombre d’étages. Soit **Q0** la surcharge d’exploitation sur la terrasse du bâtiment et **Q1, Q2, Q3, Qn** les surcharges d’exploitation relatives aux planchers **1, 2, ... , n** qui sont numérotés à partir du sommet du bâtiment. On adoptera pour le calcul des sections des poteaux les surcharges d’exploitation suivantes :

Sous terrasse Q_0

Sous étage 1 $Q_0 + Q_1$.

Sous étage 2 $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$.

Sous étage 3 $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.

Sous étage 4 $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$.

Sous étage n $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ Pour $n \geq 5$

Tableau II. 7 : Dégression des charges d’exploitation

Niveau	Dégression des charges par niveau	La charge (KN/m2)
Terrasse	$Nq_0=1,00$	1
08	$Nq_1=q_0+q_1$	2,5
07	$Nq_2=q_0+0,95 (q_1+q_2)$	3,85
06	$Nq_3=q_0+0,9 (q_1+q_2+q_3)$	5,05
05	$Nq_4=q_0+0,85 (q_1+q_2+q_3+q_4)$	6,1
04	$Nq_5=q_0+0,8 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5)$	7
03	$Nq_6=q_0+0,75 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6)$	7,75
02	$Nq_7=q_0+0,71 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7)$	8.45
01	$Nq_8=q_0+0,69 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7+q_8)$	9.28
R.D.C	$Nq_9=q_0+0,66 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7+q_8+q_9)$	12.22
S.SOL	$Nq_{10}=q_0+0,65 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7+q_8+q_9+q_{10})$	13.67

6.2-La surface afférente du poteau :

2. **Type 1** : 1^e sous-sol jusqu'au RDC
3. **Type 2** : 1^{er} étage jusqu'au 7^e étage
4. **Type 3** : 8^e étage jusqu'à la terrasse

La surface est donnée par :

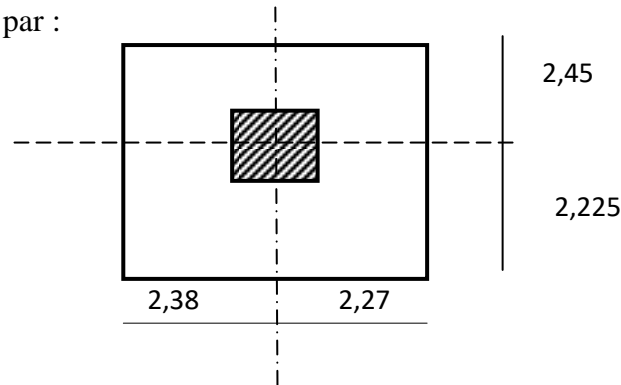


Figure II.4.La surface afférente

$$S = \left(\frac{4,9}{2} + \frac{4,45}{2} \right) \times \left(\frac{4,76}{2} + \frac{4,54}{2} \right)$$

$$S = 21,74 \text{ m}^2$$

6.3 -Les efforts de compression due aux charges permanentes NG :

$$G_{p.principale} = \left(\frac{4,9}{2} + \frac{4,45}{2} \right) \times 0,30 \times 0,45 \times 25 = 15,77 \text{ Kn}$$

$$G_{p.secondaire} = \left(\frac{4,76}{2} + \frac{4,54}{2} \right) \times 0,30 \times 0,40 \times 25 = 13,95 \text{ Kn}$$

$$G_{terrasse} = (6,28) \times 21,74 = 136,53 \text{ Kn}$$

$$G(\text{RDC}, E. \text{ courant}) = (6,04) \times 10 \times 21,74 = 1313,1 \text{ Kn}$$

$$15,77 + 13,95 + 136,53 + 1313,1 = 1479,35 \text{ Kn}$$

Par application de la loi de dégression:

$$Q = 12,22 \text{ Kn}$$

Majoration des efforts : On doit majorer les efforts de 10 %

$$NG = 1,1 \times 1479,34 = 1627,3 \text{ KN}$$

$$NQ = 1,1 \cdot Q \cdot S = 1,1 \times 12,22 \times 21,74 = 292,23 \text{ KN}$$

$$Nu = (1,35 \times 1627,3) + (1,5 \times 292,23) = 2635,18 \text{ KN}$$

6.4-Détermination de la section du poteau (a. b) :

4.1-Détermination de "a" :

1. a-Vérification de flambement :

On doit dimensionnement les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire $\lambda \leq 50$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7L_0}{i}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$B = a.b$$

$$I = \frac{b.a^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{b.a^3}{12.a.b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,289a$$

Avec :

- L_f** : Longueur de flambement
- i** : Rayon de giration
- B** : Section des poteaux
- λ** : L'élancement du poteau
- I** : Moment d'inertie de la section par rapport a un point passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement

On a: $L_0 = 3,06 m$; $L_f = 0,7 \times 3,06 = 2,14 m = 214 cm$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{214}{0,289a} \leq 50 \Rightarrow a \geq \frac{214}{0,289 \times 50} = 14.81cm$$

$$I = 0.289 \times 50 = 14,45$$

On prend : $a = 45cm$

$$\lambda = \frac{0.7L_0}{i} \Rightarrow \frac{214}{14,45} = 14,81 < 50 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

4.2-Détermination de b :

Selon les règles du **B.A.E.L91**, l'effort normal ultime N_u doit être :

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

$$f_{c28} = 25MPa ; f_e = 400MPa ; \gamma_b = 1,5 ; \gamma_s = 1,15$$

$$B_r = (a - 2) (b - 2) cm^2$$

B_r : Section réduite

$$B_r = (45 - 2) \times (b - 2) = 43 \times (b - 2) cm^2$$

A_s = Section d'armature longitudinale

$$A_s = 0,7\% B_r \dots \dots \dots \text{Zone (I)}$$

$$A_s = 0,7\% [43(b - 2)] = 0,301(b - 2) cm^2$$

α : étant un coefficient fonction de λ .

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \frac{L_f}{i} = \frac{214}{0,289 * 50} = 14,81 < 50$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{19,37}{35}\right)^2} = 0,82$$

$$N_u \leq 0,82 \left[\frac{43(b-2),25}{0,9.1,5.10} + \frac{0,384(b-2).400.}{1,15.10} \right] = 33,77 \text{ cm} \quad b = 10 \text{ cm}$$

On prend : b = 45 cm

Vérification des conditions du R.P.A 99(version 2003):

min (a, b) = 45cm > 25 cm.....Condition vérifiée.

min (a, b) = 45 cm > $\frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15,3\text{cm}$Condition vérifiée.

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

Donc, On adopte pour des poteaux de une section carrée (a=b) = (45*45) cm²

4.3 -Choix de la sections des poteaux (Rive, Angle, centrale)

Tableau II. 8 : Choix des sections des poteaux

Niveau	(a x b) cm ²
8	(35 x 35)
7	(35 x 35)
6	(35 x 35)
5	(40 x 40)
4	(40 x 40)
3	(40 x 40)
2	(40 x 40)
1	(45 x 45)
RDC	(45 x 45)
SOUS SOL	(45x45)

II.2.7- Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments qui résistent aux charges horizontales, dues au vent et au séisme. Ils servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (charges et surcharges) et les transmettent aux fondations.

D'après le "RPA99 version 2003" article 7.7.1 sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition.

Le R.P.A. 99/2003 considère comme voile de contreventement les voiles satisfaisant les conditions suivantes :

7.1-Pré-dimensionnement :

1. a-Pour Sous-sol :

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{h_e}{22}; 15\right) \text{ cm} \\ L \geq 4e \text{ et } e_{\min} = 15 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow e \geq \frac{h_e}{22} \rightarrow e \geq \frac{306}{22} \rightarrow e \geq 13,91 \text{ cm}$$

1. b-Pour RDC, et les étages :

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{h_e}{22}; 15\right) \text{ cm} \\ L \geq 4e \text{ et } e_{\min} = 15 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow e \geq \frac{h_e}{22} \rightarrow e \geq \frac{306}{22} \rightarrow e \geq 13,91 \text{ cm}$$

Avec :

L : Longueur du voile

e : Epaisseur du voile

h_e : Hauteur d'étage

On adopte des voiles d'épaisseur $e = 15 \text{ cm}$.

II.3-Tableau récapitulatif :

Le tableau suivant résume les sections des poutres (principales et secondaires), poteaux ainsi que l'épaisseur des voiles calculés pour les différents niveaux de la construction

Tableau II. 9: Sections des poteaux, poutres et épaisseur des voiles

Niveau	Section de poteau (cm ²)	Section de poutre principale (cm ²)	Section de poutre secondaire (cm ²)	Épaisseur des voiles (cm)
Sous-sol	45 X 45	30 X 45	40 X 30	15
R.D.C	45 X 45	30 X 45	40 X 30	15
01	45 X 45	30 X 45	40 X 30	15
02	40 X 40	30 X 45	40 X 30	15
03	40 X 40	30 X 45	40 X 30	15
04	40 X 40	30 X 45	40 X 30	15
05	40 X 40	30 X 45	40 X 30	15
06	35 X 35	30 X 45	40 X 30	15
07	35 X 35	30 X 45	40 X 30	15
08	35 X 35	30 X 45	40 X 30	15
Terrasse	/	30 X 45	40 X 30	

Chapitre 03 :
Calcul des planchers

III.1-Introduction :

Les planchers sont des éléments de la structure portante, destinée essentiellement à recevoir les actions variables d'exploitation afin de reporter sur les éléments porteurs verticaux qui les descendront aux fondations. Ils sont soit :

- En corps-creux constitué par des poutrelles sur lesquelles reposent les corps-creux, l'ensemble est recouvert par une dalle de compression en béton légèrement armé.
- A dalle plaine en béton armé.

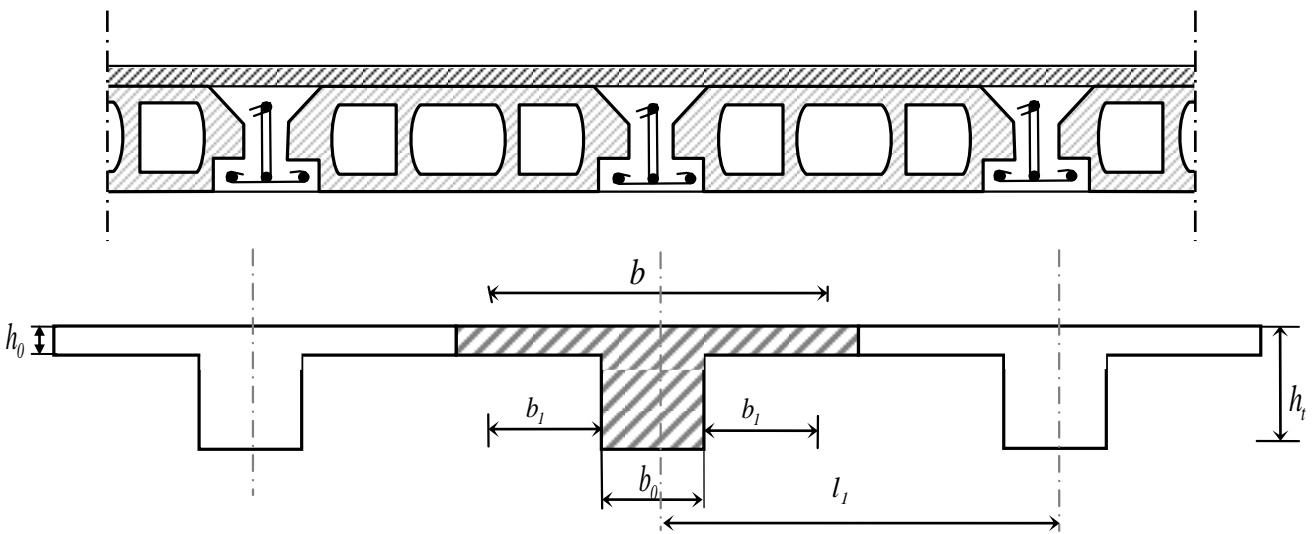


Fig III. 1 : Schéma d'un plancher à corps creux

Les poutrelles sont des poutres de section en T associées à des planchers. Ils ont une épaisseur faible par rapport à leurs dimensions en plan ; leur fonction principale est de résister et supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs.

Dans notre structure, on a deux types de plancher :

1-plancher a corps-creux

2-dalle plaine

Un plancher à corps creux $h_t = 24\text{cm} : \begin{cases} 20 \text{ cm} : \text{corps creux} \\ 4 \text{ cm} : \text{dalle de compression} \end{cases}$

Donc on a des poutrelles de : $\begin{cases} h_t = 24 \text{ cm} \\ b_0 = 12 \text{ cm} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \end{cases}$

Choix de b_1 : le calcul de la largeur « b » ce fait à partir des conditions suivantes :

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{(l_1 - b_0)}{2} \\ b_1 \leq \frac{l}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b_1 \leq \frac{(65 - 12)}{2} = 26,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{477}{10} = 47,7 \text{ cm} \\ 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{cases}$$

Soit : $b_1 = 26.5 \text{ cm}$

Pour avoir $b = 2b_1 + b_0 \Rightarrow 2 \times 26.5 + 12 = 65 \text{ cm}$

III.2-Méthode de calcul des poutrelles :

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, Le règlement BAEL 91 propose une méthode simplifiée dite " méthode forfaitaire", pour le calcul des moments, cette méthode s'applique pour les conditions courantes.

2.1-Les conditions d’application de la méthode forfaitaire :

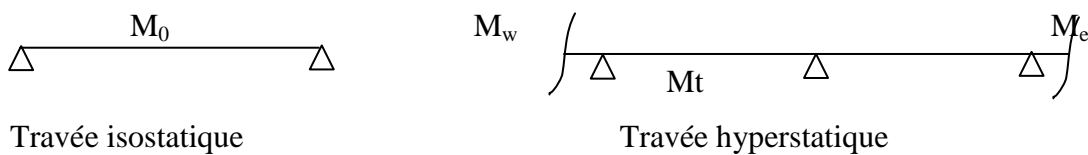
Cette méthode est applicable si les 4 conditions suivantes sont remplies :

1. La charge d’exploitation $Q \leq \max (2G ; 5\text{KN/m}^2)$
2. Les moments d’inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées.
3. Le rapport des portées successives est compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1,25$$
- 4 - la fissuration est considérée comme non préjudiciable.

2.2-Principe de calcul :

Il exprime les moments maximaux en travée et sur appuis en fonction des moments fléchissant isostatiques "M₀" de la travée indépendante.



Selon le BAEL 91, les valeurs de Mw, Mt, Me doivent vérifier les conditions suivantes:

- $M_t \geq \max [1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha) M_0] - (M_w + M_e)/2$
- $M_t \geq (1 + 0,3\alpha) M_0 / 2$ dans une travée intermédiaire
- $M_t \geq (1,2 + 0,3\alpha) M_0 / 2$ dans une travée de rive

M₀ : moment maximal dans la travée indépendante

M_t : moment maximal dans la travée étudiée

M_w : moment sur l’appui gauche de la travée

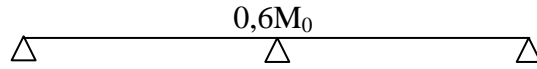
M_e : moment sur l’appui droit de la travée

$\alpha : Q / (G+Q)$ rapport des charges d’exploitation à la somme des G et Q.

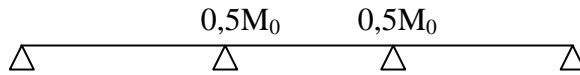
2.3-Valeurs des moments aux appuis :

Les valeurs absolues des moments sur appuis doivent être comme suit :

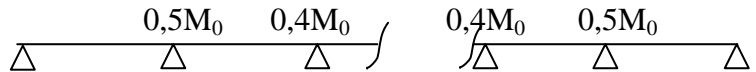
- Cas de deux travées :



- Cas de trois travées :



- Cas de plus de trois travées :



2.4-Effort tranchant :

L'étude de l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armatures transversales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales

Le règlement BAEL 91, prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié :

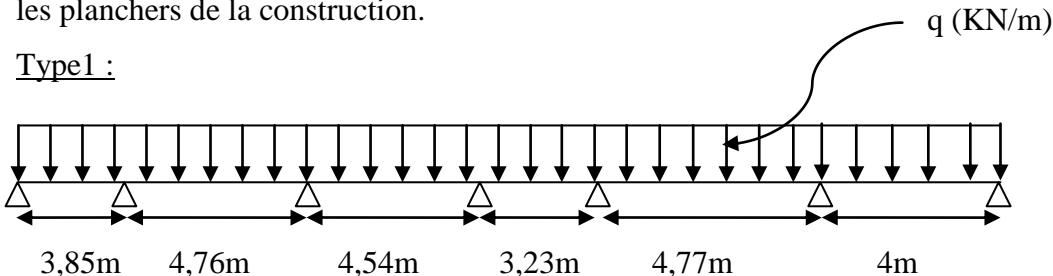
- $T_w = (M_w - M_e)/l + Ql/2$
- $T_e = (M_w - M_e)/l - Ql/2$

III .3-Calcul des poutrelles :

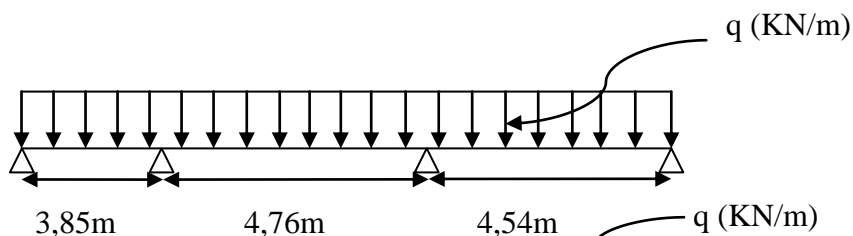
3.1-Type de poutrelles :

Notre construction comporte trois types de poutrelles ; ces poutrelles sont identiques au niveau de tous les planchers de la construction.

Type1 :



Type:02



Type : 03

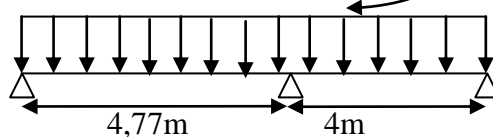


Fig III. 2 : Les différents types des poutrelles

3.2-Les combinaisons de charges :

Les charges par mètre linéaire /ml

2. a-Plancher R.D.C et Plancher 1^{er} au 7^{ème} étages :

$$\begin{cases} G = 5,04 \times 0,65 = 3,28 \text{ KN/ml} \\ Q = 1,5 \times 0,65 = 0,97 \text{ KN/ml} \end{cases} \quad \begin{cases} Q_u = 1,35G + 1,5Q = 5,88 \text{ KN/ml.} \\ Q_{ser} = G+Q = 4,42 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

2. c-Plancher terrasse :

$$\begin{cases} G = 6,28 \times 0,65 = 4,08 \text{ KN/ml} \\ Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml} \end{cases} \quad \begin{cases} Q_u = 1,35G + 1,5Q = 7 \text{ KN/ml} \\ Q_{ser} = G+Q = 4,73 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

3.3-Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

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

a- **Plancher R.D.C et Plancher 1^{ère} au 7^{ème} étages**

b- : $G = 5,04 \text{ KN/m}^2$, $G = 5 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 < 2G = 10,08 \text{ KN/m}^2$condition vérifiée

c- **Plancher terrasse :** $G = 6,28 \text{ KN/m}^2$, $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1 \text{ KN/m}^2 < 2G = 12,56 \text{ KN/m}^2$condition vérifiée

2- Poutrelle à inertie constante ($I = \text{Cte}$).....condition vérifiée

3- Fissuration peu préjudiciable.

Plancher du 1^{er} au 7^{ème} étage, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

Pour le plancher terrasse la fissuration est préjudiciable condition non vérifié.

Donc dans le cas du plancher terrasse, on applique la méthode des trois moments

4- $0,8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1,25$condition non vérifiée.

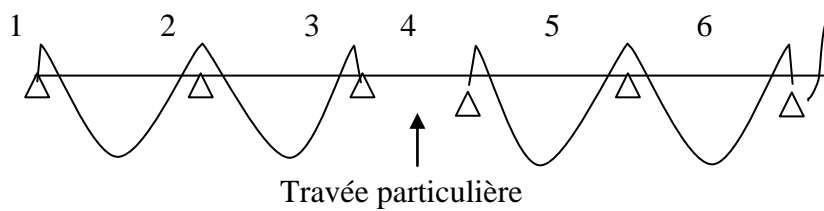
Puisque le rapport $0,8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1,25$ n'est pas satisfait ; on utilise la méthode forfaitaire modifiée pour la travée particulière Dean (type 1) pour la travée particulière ; et on utilise toujours la méthode forfaitaire pour les restes travées.

3.4-Principe de calcul de la méthode forfaitaire modifiée :

On applique cette méthode si le rapport des portées de deux travées successives n'est pas compris entre 0,8 et 1,25, il convient d'étudier séparément les effets des charges d'exploitation on les disposant dans les positions les plus défavorables pour les travées particulières.

On distingue deux cas :

4.1-Cas ou la travée comprise entre deux grandes travées : (travée intermédiaire)



$$Ma_1 = (0 \sim 0,4) M_{012}$$

$$Ma_2 = 0,5\max (M_{012} ; M_{023})$$

$$Ma_3 = 0,4M_{023}$$

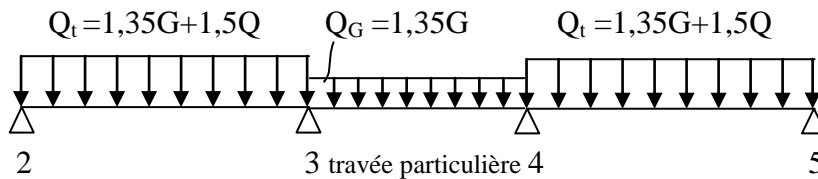
$$Ma_4 = 0,4M_{045}$$

$$Ma_5 = 0,4\max (M_{045} ; M_{056})$$

1.1-Calcul des moments de la travée particulière :

a- Le moment minimal de la travée particulière :

Pour la recherche du moment M_{t34min} , on considère le chargement suivant :

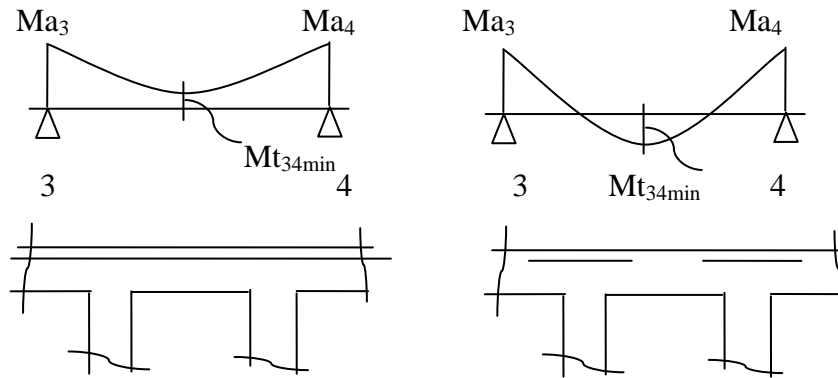


Le moment dans toute section de la travée (3-4) peut être évalué en utilisant l'expression suivant (Ma_3 et Ma_4 en valeur absolue):

$$M_x = Q_G \cdot x \left(\frac{L_3 - x}{2} \right) - Ma_3 \left(1 - \frac{x}{L_3} \right) - Ma_4 \cdot \frac{x}{L_3}$$

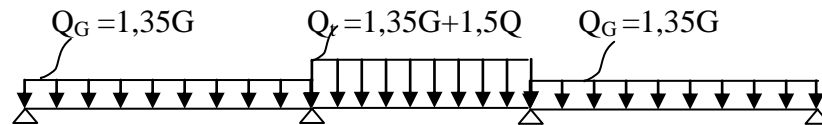
Le moment M_{t34min} est évalué en remplaçant x par la valeur : $x = \frac{L_3}{2} + \frac{Ma_3 - Ma_4}{Q_G \cdot L_3}$

Il est évident que ce cas de chargement peut donner lieu à un moment négatif en travée ce qui nécessite une disposition d'armatures supérieures sur toute la travée (3-4), on obtient ainsi l'une des situations suivantes :



1. b- Le moment maximal de la travée particulière :

Pour la recherche du moment M_{t34max} , on considère le chargement suivant :



2 3 travée particulière 4

5

Le moment dans toute section de la travée (3-4) peut être évalué en utilisant l'expression suivant (M_{a3} et M_{a4} en valeur absolue) :

$$M(x) = Q_t \cdot x \left(\frac{L_3 - x}{2} \right) - M'a_3 \left(1 - \frac{x}{L_3} \right) - M'a_4 \cdot \frac{x}{L_3}$$

Le moment M_{t34max} est évalué en remplaçant x par la valeur :

$$x = \frac{L_3}{2} + \frac{M'a_3 - M'a_4}{Q_t \cdot L_3}$$

Avec: $Q_t = 1,35G + 1,5Q$

$M'a_3 = 0,4 \min (M_{023}, M_{034})$

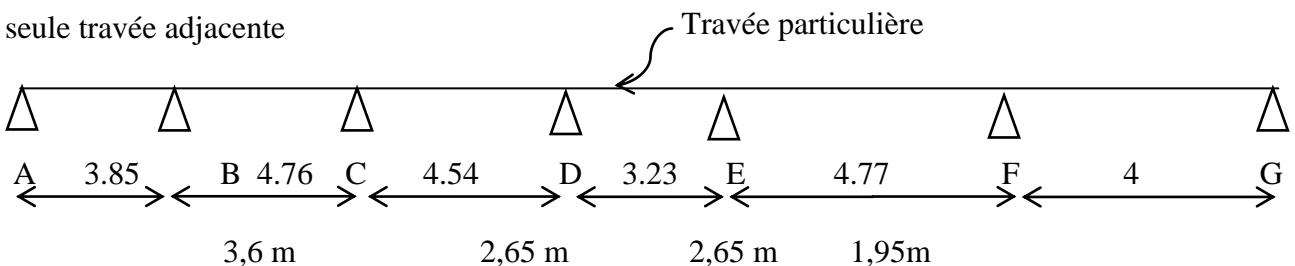
$M'a_4 = 0,4 \min (M_{034}, M_{045})$

$M_{023} = Q_G \cdot (L_2)^2/8, \quad M_{034} = Q_t \cdot (L_3)^2/8, \quad M_{045} = Q_G \cdot (L_4)^2/8$

Dans tous les cas, la travée (3-4) doit être armée à la partie inférieure pour un moment correspondant à au moins $0,5M_{034}$

4.2- Cas ou la travée particulière est une travée de rive :

Les mêmes étapes définies précédemment sont à suivre, à la différence que dans ce cas il n'existe qu'une seule travée adjacente



Le rapport entre les travées successives

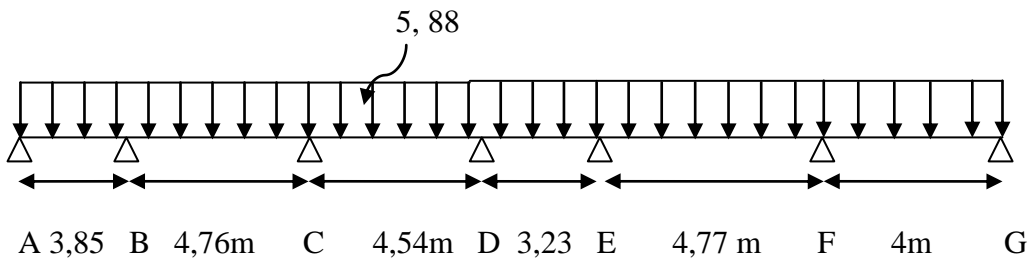
Travées	A-B	B-C	B-C	C-D	C-D	D-E	D-E	E-F	E-F	F-G
Portée	3,85	4,76	4,76	4,54	4,54	3,23	3,23	4,77	4,77	4
Rapport	0,81 Condition vérifiée		1,05 Condition vérifiée		1,40 Condition non vérifiée		0,68 Condition non vérifiée		1,19 Condition vérifiée	

type1 :

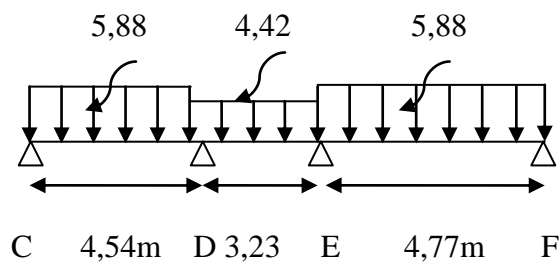
III .4-Calcul des Plancher R.D.C:

Le calcul se fait à l'E.L.U

On utilise la méthode **forfaitaire modifiée** : Travée (DE) particulière



4.1-Calcul du moment minimal de la travée DE:



1.1-Moments isostatiques :

$$M_{0CD} = Q_T \cdot L^2 / 8 = 5,88(4,54)^2 / 8 = 15,16 \text{ KN.m}$$

$$M_{0DE} = Q_G \cdot L^2 / 8 = 4,42 (3,23)^2 / 8 = 5,76 \text{ KN.m}$$

$$M_{0EF} = Q_t \cdot L^2 / 8 = 5,88(4,77)^2 / 8 = 16,73 \text{ KN.m}$$

1.2-Moments sur appuis :

$$M_C = 0,4 \max (M_{0BC}, M_{0CD}) = 8,33 \text{KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \max (M_{0CD}, M_{0DE}) = 6,065 \text{KN.m}$$

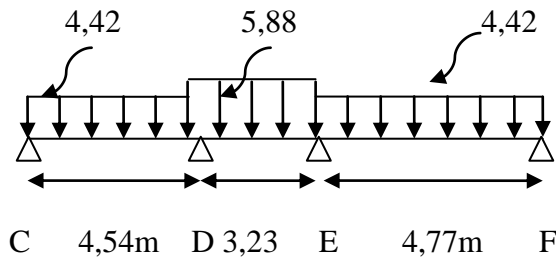
$$M_E = 0,4 \max (M_{0DE}, M_{0EF}) = 6,695 \text{KN.m}$$

$$M_F = 0,5 \max (M_{0EF}, M_{0FG}) = 8,36 \text{KN.m}$$

1.3-Moment en travée particulière DE:(Mt_{min})

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_C - M_D}{Q_G \cdot L} = \frac{3,23}{2} + \frac{6,06 - 6,69}{4,42 \cdot 3,23} = 1,57 \text{ m}$$

$$M_{t_{\min}}(x) = \left(4,42 \cdot \frac{3,23 - 1,57}{2} \right) - 6,06 \left(1 - \frac{1,57}{3,23} \right) - 6,69 \cdot \frac{1,57}{3,23} = -2,69 \text{ KN.m}$$

Calcul du moment maximal :**2.1-Moments isostatiques :**

$$M_{0CD} = Q_G \cdot L^2 / 8 = 4,42 (4,54)^2 / 8 = 11,395 \text{KN.m}$$

$$M_{0DE} = Q_t \cdot L^2 / 8 = 5,88 (3,23)^2 / 8 = 7,675 \text{KN.m}$$

$$M_{0EF} = Q_t \cdot L^2 / 8 = 4,42 (4,77)^2 / 8 = 12,578 \text{KN.m}$$

2.2-Moments sur appuis :

$$M_C = 0,4 \max (M_{0BC}, M_{0CD}) = 8,33 \text{KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \max (M_{0CD}, M_{0DE}) = 3,07 \text{KN.m}$$

$$M_E = 0,4 \max (M_{0DE}, M_{0EF}) = 5,03 \text{KN.m}$$

$$M_F = 0,5 \max (M_{0EF}, M_{0FG}) = 6,29 \text{KN.m}$$

4.3-Moment en travée particulière DE:(Mt_{max})

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_A - M_B}{Q_G \cdot L} = \frac{3,23}{2} + \frac{3,07 - 5,03}{5,88 \cdot 3,23} = 1,51 \text{ m}$$

$$M_{t_{\max}}(x) = \left(5,88 \frac{3,23 - 1,51}{2} \right) - 3,07 \left(1 - \frac{1,51}{3,23} \right) - 5,03 \cdot \frac{1,51}{3,23} = 1,07 \text{KN.m}$$

4.4-Calcul des moments dans les autres travées :

On utilise la méthode forfaitaire :

4.1-Sollicitation à l'E.L.U :

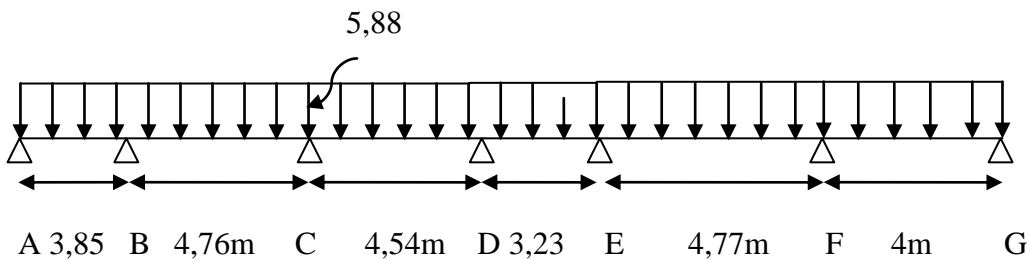
- $qu = 1,35G + 1,5Q = 5,88KN/ml$

$\alpha = Q/(G + Q) = 1,5/(5,04 + 1,5) = 0,229$

- $(1 + 0,3\alpha) = 1,06 > 1,05$ donc on doit tenir compte de 1,06
- $(1,2+0,3 \alpha)/2 = 0,63$ (travée de rive).
- $(1+0,3 \alpha)/2 = 0,53$ (travée intermédiaire).

1) Travée de rive : $M_t \geq \begin{cases} \text{Max } [1,05M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0] - [(Mw+Me)/2]. \\ [(1,2 + 0,3\alpha)/2]. M_0 \end{cases}$

2) Travée intermédiaire : $M_t \geq \begin{cases} \text{Max } [1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha) M_0] - [(Mw + Me)/2]. \\ [(1 + 0,3\alpha)/2]. M_0 \end{cases}$



1. a-Moments isostatiques :

$M_{0AB} = Q_T \cdot L^2/8 = 5,88(3,85)^2/8 = 10,90 \text{ KN.m}$

$M_{0BC} = Q_G \cdot L^2/8 = 5,88 (4,76)^2/8 = 16,66 \text{ KN.m}$

$M_{0FG} = Q_t \cdot L^2/8 = 5,88(4)^2/8 = 11,77 \text{ KN.m}$

1. b-Moments sur appuis :

$M_A = 0,2M_{0AB} = 2,18 \text{ KN.m}$

$M_B = 0,5 \max (M_{0AB}, M_{0BC}) = 8,33 \text{ KN.m}$

$M_G = 0,2M_{0FG} = 2,35 \text{ KN.m}$

1. c-Moments en travée :

Travée(AB) travée de rive :

1) $M_t^{AB} \geq 1,06 * 10,90 - (2,18 + 8,33)/2 = 6,30 \text{ KN.m}$
 2) $M_t^{AB} \geq 0,63 \cdot M_{0AB} = 0,63 \cdot 10,90 = 6,86 \text{ KN.m}$ } *on prend: $M_t^{AB} = 6,86 \text{ KN.m}$*

□ Travée(FG) travée de rive :

$$\left. \begin{aligned} 1) M_t^{CD} &\geq 1,06 * 15,16 - (3,07 + 2,35)/2 = 9,76 \text{ KN.m} \\ 2) M_t^{CD} &\geq 0,63.M_{0CD} = 0,63 * 11,77 = 7,41 \text{ KN.m} \end{aligned} \right\} \text{ on prend: } M_t^{CD} = 9,76 \text{ KN.m}$$

□ Travée(BC) travée intermédiaire :

$$\left. \begin{aligned} 1) M_t^{BC} &\geq 1,06 * 16,67 - (8,33 + 8,33)/2 = 16,58 \text{ KN.m} \\ 2) M_t^{BC} &\geq 0,53.M_{0BC} = 0,53 * 16,67 = 8,83 \text{ KN.m} \end{aligned} \right\} \text{ on prend: } M_t^{BC} = 9,35 \text{ KN.m}$$

□ Travée(EF) travée intermédiaire :

$$\left. \begin{aligned} 1) M_t^{EF} &\geq 1,06 * 12,58 - (5,03 + 6,29)/2 = 12,06 \text{ KN.m} \\ 2) M_t^{EF} &\geq 0,53.M_{0EF} = 0,53 * 16,72 = 8,86 \text{ KN.m} \end{aligned} \right\} \text{ on prend: } M_t^{EF} = 12,06 \text{ KN.m}$$

4.5-Effort tranchant :

Les valeurs des efforts tranchants de chaque travée étant calculées selon la formule suivant :

$$\left\{ \begin{aligned} T_w &= \frac{M_i - M_{i+1}}{L_i} + q_u \frac{L_i}{2} \\ T_e &= \frac{M_i - M_{i+1}}{L_i} - q_u \frac{L_i}{2} \end{aligned} \right. \text{ Avec : } \left\{ \begin{aligned} T_w &: \text{effort tranchant a droit} \\ T_e &: \text{effort tranchant a gauche} \end{aligned} \right.$$

Travée (AB) :

$$\left\{ \begin{aligned} T_w &= \frac{2,18 - 8,33}{3,85} + 5,88 * \frac{3,85}{2} = 9,88 \text{ KN} \\ T_e &= \frac{2,18 - 8,33}{3,85} - 5,88 * 3,85/2 = -12,75 \text{ KN} \end{aligned} \right.$$

Travée (BC):

$$\left\{ \begin{aligned} T_w &= \frac{8,33 - 8,33}{4,76} + 5,88 * \frac{4,76}{2} = 14 \text{ KN} \\ T_e &= \frac{8,33 - 8,33}{4,76} - 5,88 * \frac{4,76}{2} = -14 \text{ KN} \end{aligned} \right.$$

Travée (CD):

$$\left\{ \begin{aligned} T_w &= \frac{8,33 - 3,03}{4,54} + 5,88 * \frac{4,54}{2} = 14,51 \text{ KN} \\ T_e &= \frac{8,33 - 3,03}{4,54} - 5,88 * \frac{4,54}{2} = -12,18 \text{ KN} \end{aligned} \right.$$

Travée (DE):

$$\left\{ \begin{aligned} T_w &= \frac{3,07 - 5,03}{3,23} + 5,88 * \frac{3,23}{2} = 8,89 \text{ KN} \\ T_e &= \frac{3,07 - 5,03}{3,23} - 5,88 * \frac{4,54}{2} = -10,10 \text{ KN} \end{aligned} \right.$$

Travée (DE):

$$\begin{cases} T_w = \frac{6,06-6,69}{3,23} + 4,42 * \frac{3,23}{2} = 6,94\text{KN} \\ T_e = \frac{6,06 - 6,69}{3,23} - 4,42 * \frac{3,23}{2} = -7,33\text{KN} \end{cases}$$

Travée (EF):

$$\begin{cases} T_w = \frac{5,03 - 5,03}{4,77} + 5,88 * \frac{4,77}{2} = 14 \text{ KN} \\ T_e = \frac{5,03 - 5,03}{4,77} - 5,88 * \frac{4,77}{2} = -14 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée (FG):

$$\begin{cases} T_w = \frac{5,03 - 2,35}{4} + 5,88 * \frac{4}{2} = 12,43 \text{ KN} \\ T_e = \frac{5,03 - 2,35}{4} - 5,88 * \frac{4}{2} = -11,09\text{KN} \end{cases}$$

Le calcul se fait à l'E.L.S :

4.-Calcul des moments dans les travées :

-Sollicitation à l'E.L.S :

On utilise la méthode **forfaitaire modifiée** : Travée (DE) particulière

- $qu = G + Q = 4,25\text{KN/ml}$

$$\alpha = Q/(G + Q) = 1,5/(5,04 + 1,5) = 0,229$$

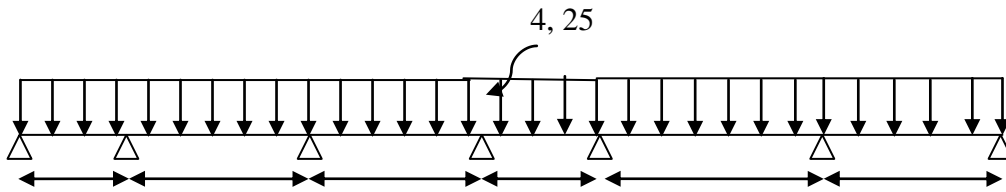
- $(1 + 0,3\alpha) = 1,06 > 1,05$ donc on doit tenir compte de 1,06

- $(1,2+0,3 \alpha)/2 = 0,63$ (travée de rive).

- $(1+0,3 \alpha)/2 = 0,53$ (travée intermédiaire).

$$1) \text{ Travée de rive : } M_t \geq \begin{cases} \text{Max } [1,05M_0 ; (1+0,3\alpha) M_0] - [(M_w + M_e)/2]. \\ [(1,2 + 0,3\alpha)/2]. M_0 \end{cases}$$

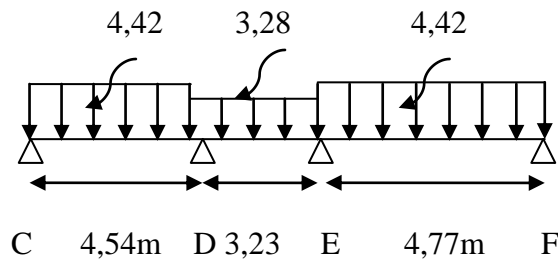
$$2) \text{ Travée intermédiaire : } M_t \geq \begin{cases} \text{Max } [1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha) M_0] - [(M_w + M_e)/2]. \\ [(1 + 0,3\alpha)/2]. M_0 \end{cases}$$



A 3,85 B 4,76m C 4,54m D 3,23 E 4,77m F 4m G

On utilise la méthode **forfaitaire modifiée** : Travée (DE) particulière

4-1 Calcul du moment minimal de la travée DE:



C 4,54m D 3,23 E 4,77m F

1.1-Moments isostatiques :

$$M_{0CD} = Q_T \cdot L^2 / 8 = 4,42(4,54)^2 / 8 = 11,39 \text{ KN.m}$$

$$M_{0DE} = Q_G \cdot L^2 / 8 = 3,28 (3,23)^2 / 8 = 4,28 \text{ KN.m}$$

$$M_{0EF} = Q_t \cdot L^2 / 8 = 4,42(4,77)^2 / 8 = 12,57 \text{ KN.m}$$

1.2-Moments sur appuis :

$$M_C = 0,4 \max (M_{0BC}, M_{0CD}) = 5 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \max (M_{0CD}, M_{0DE}) = 4,56 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,4 \max (M_{0DE}, M_{0EF}) = 5,03 \text{ KN.m}$$

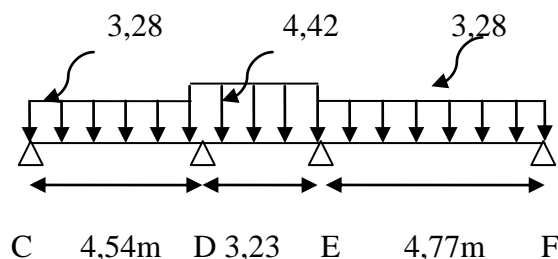
$$M_F = 0,5 \max (M_{0EF}, M_{0FG}) = 6,28 \text{ KN.m}$$

1.3-Moments en travée particulière DE:($M_{t_{\min}}$)

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_C - M_D}{Q_G \cdot L} = \frac{3,23}{2} + \frac{4,56 - 5,03}{3,28 \cdot 3,23} = 1,57 \text{ m}$$

$$M_{t_{\min}}(x) = \left(3,28 \cdot \frac{3,23 - 1,57}{2} \right) - 4,56 \left(1 - \frac{1,57}{3,23} \right) - 5,03 \cdot \frac{1,57}{3,23} = -2,07 \text{ KN.m}$$

Calcul du moment maximal :



C 4,54m D 3,23 E 4,77m F

2.1-Moments isostatiques :

$$M_{0CD} = Q_G \cdot L^2 / 8 = 3,28(4,54)^2 / 8 = 8,45 \text{ KN.m}$$

$$M_{0DE} = Q_t \cdot L^2 / 8 = 4,42(3,23)^2 / 8 = 5,76 \text{ KN.m}$$

$$M_{0EF} = Q_t \cdot L^2 / 8 = 3,28 (4,77)^2 / 8 = 9,33 \text{ KN.m}$$

2.2-Moments sur appuis :

$$M_C = 0,4 \max (M_{0BC}, M_{0CD}) = 5 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,4 \max (M_{0CD}, M_{0DE}) = 3,38 \text{ KN.m}$$

$$M_E = 0,4 \max (M_{0DE}, M_{0EF}) = 3,73 \text{ KN.m}$$

$$M_F = 0,5 \max (M_{0EF}, M_{0FG}) = 4,66 \text{ KN.m}$$

4.3-Moment en travée particulière DE:(Mt max)

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_A - M_B}{Q_G \cdot L} = \frac{3,23}{2} + \frac{3,38 - 3,73}{4,42 \cdot 3,23} = 1,60 \text{ m}$$

$$Mt_{\max}(x) = \left(4,42 \frac{3,23 - 1,60}{2} \right) - 3,38 \left(1 - \frac{1,60}{3,23} \right) - 3,73 \cdot \frac{1,60}{3,23} = 0,05 \text{ KN.m}$$

1. a-Moments isostatiques :

$$M_{0AB} = Q_T \cdot L^2 / 8 = 4,25(3,85)^2 / 8 = 7,87 \text{ KN.m}$$

$$M_{0BC} = Q_G \cdot L^2 / 8 = 4,25 (4,76)^2 / 8 = 12,03 \text{ KN.m}$$

$$M_{0FG} = Q_t \cdot L^2 / 8 = 4,25(4)^2 / 8 = 8,5 \text{ KN.m}$$

1. b-Moments sur appuis :

$$M_A = 0,2 M_{0AB} = 1,57 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \max (M_{0AB}, M_{0BC}) = 6,01 \text{ KN.m}$$

$$M_G = 0,2 M_{0FG} = 1,7 \text{ KN.m}$$

1. c-Moments en travée :

□ Travée(AB) travée de rive :

$$1) Mt^{AB} \geq 1,06 * 7,87 - (1,57 + 6) / 2 = 4,55 \text{ KN.m}$$

$$2) Mt^{AB} \geq 0,63 \cdot M_{0AB} = 0,63 \cdot 7,87 = 4,95 \text{ KN.m}$$

} on prend: $Mt^{AB} = 4,95 \text{ KN.m}$

□ Travée(FG) travée de rive :

$$1) Mt^{FG} \geq 1,06 * 8,5 - (5,01 + 1,7) / 2 = 5,65 \text{ KN.m}$$

$$2) Mt^{CFG} \geq 0,63 \cdot M_{0FG} = 0,63 \cdot 8,5 = 5,35 \text{ KN.m}$$

} on prend: $Mt^{CD} = 5,65 \text{ KN.m}$

□ Travée(BC) travée intermédiaire :

$$1) Mt^{BC} \geq 1,06 * 12,03 - (6,01 + 4,81) / 2 = 7,32 \text{ KN.m}$$

$$2) Mt^{BC} \geq 0,53 \cdot M_{0BC} = 0,53 * 12,03 = 7,58 \text{ KN.m}$$

} on prend: $Mt^{BC} = 7,58 \text{ KN.m}$

□ Travée(CD) travée intermédiaire :

$$\left. \begin{array}{l} 1) M_t^{CD} \geq 1,06 * 11,39 - (5,21 + 4,56)/2 = 7,19 \text{ KN.m} \\ 2) M_t^{CD} \geq 0,53.M_{0CD} = 0,53 * 11,39 = 6,04 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \text{ on prend: } M_t^{BC} = 7,19 \text{ KN.m}$$

□ Travée(EF) travée intermédiaire :

$$\left. \begin{array}{l} 1) M_t^{EF} \geq 1,06 * 12,57 - (3,73 + 4,66)/2 = 9,13 \text{ KN.m} \\ 2) M_t^{EF} \geq 0,53.M_{0EF} = 0,53 * 12,57 = 6,66 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \text{ on prend: } M_t^{BC} = 9,13 \text{ KN.m}$$

4.5-Effort tranchant :

Les valeurs des efforts tranchants de chaque travée étant calculées selon la formule suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{M_i - M_{i+1}}{L_i} + q_u \frac{L_i}{2} \\ T_e = \frac{M_i - M_{i+1}}{L_i} - q_u \frac{L_i}{2} \end{array} \right. \quad \text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} T_w : \text{effort tranchant a droit} \\ T_e : \text{effort tranchant a gauche} \end{array} \right.$$

Travée (AB) :

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{1,57 - 6,01}{3,85} + 4,25 * \frac{3,85}{2} = 9,88 \text{ KN} \\ T_e = \frac{1,57 - 6,01}{3,85} - 4,25 * \frac{3,85}{2} = -12,75 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Travée (BC):

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{6,01 - 4,81}{4,76} + 4,25 * \frac{4,76}{2} = 14 \text{ KN} \\ T_e = \frac{6,01 - 4,81}{4,76} - 4,25 * \frac{4,76}{2} = -14 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Travée (CD):

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{4,81 - 3,07}{4,54} + 4,25 * \frac{4,54}{2} = 14,51 \text{ KN} \\ T_e = \frac{4,81 - 3,07}{4,54} - 4,25 * \frac{4,54}{2} = -12,18 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Travée (DE):

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{4,56 - 5,03}{3,23} + 3,28 * \frac{3,23}{2} = 5,15 \text{ KN} \\ T_e = \frac{4,56 - 5,03}{3,23} - 3,28 * \frac{3,23}{2} = -5,44 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Travée (DE):

$$\begin{cases} T_w = \frac{3,38 - 3,73}{3,23} + 4,42 * \frac{3,23}{2} = 7,03 \text{ KN} \\ T_e = \frac{3,38 - 3,73}{3,23} - 4,42 * \frac{3,23}{2} = -7,25 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée (EF):

$$\begin{cases} T_w = \frac{5,03 - 5,01}{4,77} + 4,25 * \frac{4,77}{2} = 10,13 \text{ KN} \\ T_e = \frac{5,03 - 5,01}{4,77} - 4,25 * \frac{4,77}{2} = -10,13 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée (FG):

$$\begin{cases} T_w = \frac{5,01 - 1,7}{4} + 4,25 * \frac{4}{2} = 11,81 \text{ KN} \\ T_e = \frac{5,01 - 1,7}{4} - 4,25 * \frac{4}{2} = -7,67 \text{ KN} \end{cases}$$

Pour le plancher du 1^{ère} étage au 7^{ème}, les mêmes étapes de calcul définies précédemment sont à suivre pour les autres types de poutrelles (E.L.U+E.L.S) :

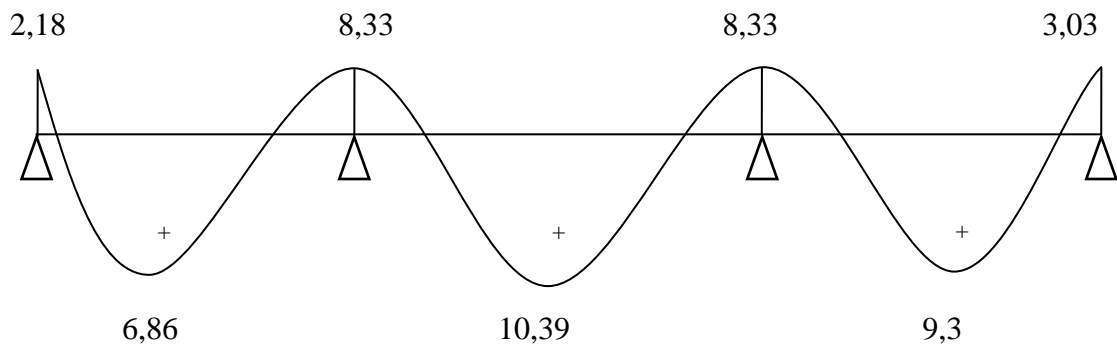


Fig III. 3 : Diagramme des moments fléchissant M [KN.m]

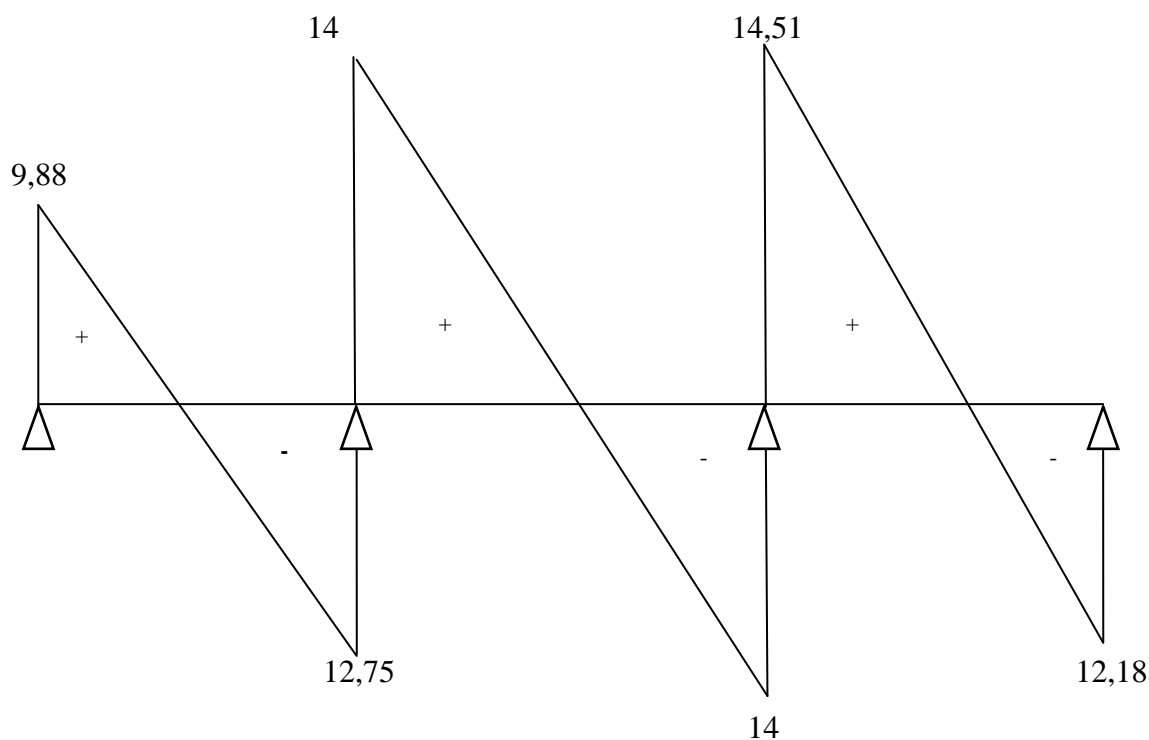


Fig III.1 : Diagramme des efforts tranchants T [KN]

Type de Poutrelle 01	Travée	L(m)	E.L.U						E.L.S			
			M ₀	Mt	Mw	Me	Tw	Te(-)	M ₀	Mt	Mw	Me
			A-B	3,85	10,90	6,86	2,18	8,33	9,88	12,75	7,87	4,9
B-C	4,76	16,67	9,35	8,33	8,33	14	14	12	7,6	6	5,21	
C-D	4,54	15,16	9,76	8,33	6,06	14,51	12,18	11,4	7,2	5,2	4,56	
D-E		Min	5,76	-2,6	6,06	6,69	6,94	7,33	4,28	-2,1	4,5	5,03
		Max	12,20	1,-07	3,07	5,03	8,84	10,10	5,76	0,05	3,4	3,73
E-F	4,77	16,73	12,1	5,03	8,36	14	14	12,5	9,2	3,7	4,66	
F-G	4	11,77	5,25	8,36	2,35	12,43	11,09	8,5	5,6	4,7	1,7	

Type de Poutrelle 02	Travée	L(m)	E.L.U						E.L.S			
			M ₀	Mt	Mw	Me	Tw	Te(-)	M ₀	Mt	Mw	Me
			A-B	3,85	10,90	6,86	2,18	8,33	9,88	12,75	7,87	4,90
B-C	4,76	16,66	10,39	8,33	8,33	14	14	12,04	7,40	6,02	6	

	C-D	4,54	15,16	9,35	8,33	3,03	14,51	12,18	10,9	6,56	6,02	2
Type de Poutrelle 03	A-B	16,7	16,74	11,194	3,348	10,04	19,97	24,39	12,1	8,1	2,42	7
	B-C	11,8	11,77	7,47	10,04	2,35	21,64	15,55	8,5	9,1	7,25	1

Tableau III. 2 : récapitulatif des résultats obtenus (plancher 1^{ère} ...7^{ème} étages) :

Les sollicitations maximales de calcul sont :

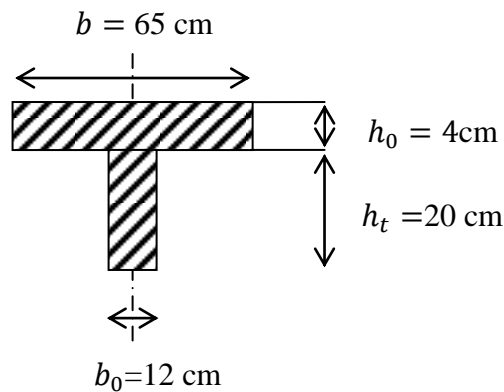
$$\begin{array}{l}
 \text{E.L.U} \left\{ \begin{array}{l} M_{travée_{max}} = 12,10 \text{ KN.m} \\ M_{appui_{max}} = 8,36 \text{ KN.m} \\ T_{max} = 14,51 \text{ KN} \end{array} \right. \qquad \text{E.L.S} \left\{ \begin{array}{l} M_{travée_{max}} = 9,20 \text{ KN.m} \\ M_{appui_{max}} = 7,25 \text{ KN.m} \end{array} \right.
 \end{array}$$

4.6-Calcul du ferrailage des poutrelles (à l'ELU) :

Les moments maximaux en travée tendent à comprimer les fibres supérieures et à tendre les fibres inférieures et par conséquent les armatures longitudinales seront disposées en bas pour reprendre l'effort de traction puisque le béton résiste mal à la traction.

Pour le calcul du ferrailage des poutrelles on prend le cas le plus défavorable.

Les poutrelles sont des sections en "T" dont les dimensions sont données comme suit :



Section de calcul de la poutrelle

Données :

- Largeur de la section en $b = 65 \text{ cm}$.
- Largeur de la $b_0 = 12 \text{ cm}$.
- Hauteur de la section $h_t = 24 \text{ cm}$.
- Hauteur de la section $h_0 = 4 \text{ cm}$.
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0,9h = 21,6 \text{ cm}$

Et on a :

- contrainte des aciers utilisés $f_e = 400 \text{ Mpa}$.

- contrainte du béton à 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$.
- Fissuration peu préjudiciable.

III.5-Plancher RDC:

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

$$E.L.U \begin{cases} M_{t \max} = 12,10 \text{ KN.m} \\ M_{a \max} = 8,36 \text{ KN.m} \\ T_{\max} = 14,51 \text{ KN} \end{cases}$$

5.1-Calcul des armatures longitudinales à (l'E.L.U):

- **En travée :**

Dans l'étude d'une section en T il est nécessaire de savoir si la partie comprimée intéresse la table de compression ou si elle intéresse également la nervure

On calcule le moment équilibré par la table

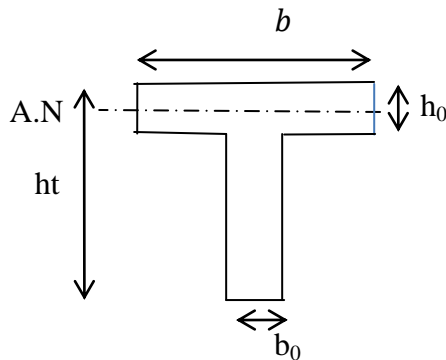
$$F_{bc} = 0,85 F_{c28} / \gamma_b = 14,17 \text{ MPa}$$

$$M_t = b h_0 f_{bc} (d - h_0/2) = 65 * 4 * 14,17 (21.6 - 4/2) * 10^{-3} = 72,21 \text{ KN.m}$$

$M_{t \max} = 12,10 \text{ KN.m} < 72,21 \text{ KN.m}$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h_t) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$ soumise à

$M_{t \max} = 12,10 \text{ KN.m}$



$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{12,10 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (21,6)^2 \cdot 65} = 0,028 < 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,028 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,986$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{12,10 \cdot 10^3}{0,986 \cdot 21,6 \cdot 348} = 1,63 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

- **En Travée :**

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_2 \times f_e}$$

Avec :

$$V_2 = \frac{\left(b \times h_0 \times \left(h - \frac{h_0}{2}\right)\right) + \left(b_0 \times (h - h_0) \times \left(\frac{h-h_0}{2}\right)\right)}{(b \times h_0) + (b_0 \times (h - h_0))}$$

$$= \frac{\left(65 \times 4 \times \left(24 - \frac{4}{2}\right)\right) + \left(12 \times (24 - 4) \times \left(\frac{24-4}{2}\right)\right)}{(65 \times 4) + (12 \times (24 - 4))} = 16,2 \text{ cm}$$

$$V_1 = h_t - V_2 = 24 - 13,8 = 7,8 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bV_1^3 - ((b - b_0) \times (V_1 - h_0)^3)}{3} + \frac{b_0 \times (h - V_1)^3}{3}$$

$$= \frac{(65 \times 7,8^3) - ((65 - 12) \times (7,8 - 4)^3)}{3} + \frac{12 \times (24 - 7,8)^3}{3}$$

$$= 26317,9 \text{ cm}^4$$

$$A_{min} = \frac{26317,9 \times 2,10}{0,81 \times 24 \times 16,2 \times 400} = 0,44 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{s \text{ cal}} = 1,63 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,44 \text{ cm}^2$: Condition vérifiée

On prend : 2T12 ; $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$

- **Sur appuis :**

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension $(b_0 \times h) = (12 \times 24) \text{ cm}^2$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b_0} = \frac{8,36 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (21,6)^2 \cdot 12} = 0,10 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\mu = 0,10 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,947$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{MPa}$$

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{8,36 \cdot 10^3}{0,947 \cdot 21,6 \cdot 348} = 1,17 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{26317,9 \times 2,10}{0,81 \times 24 \times 7,8 \times 400} = 0,92 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{s \text{ cal}} = 1,17 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,92 \text{ cm}^2$: Condition vérifiée

On prend : 1T10 (filante) + 1T10 (chapeau) ; $A_s = 1,57 \text{ cm}^2$

III.6-Plancher terrasse :

6.1-Méthode de calcul :

Vu que la 3^{ème} condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée c.à.d. la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable (cas du plancher terrasse), on propose pour le calcul des moments sur appuis **la méthode des trois moments**.

1.2-Principe de calcul de la méthode des trois moments :

Pour les poutres continues à plusieurs appuis,

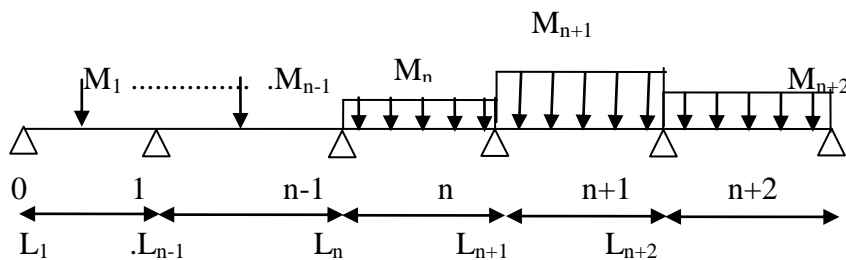
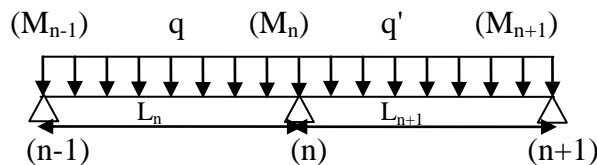
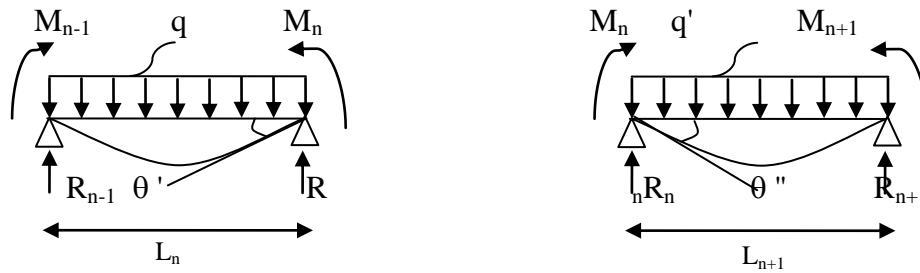


Fig III. 4 : principe de calcul de la méthode des trois moments

Isolant deux travées adjacentes, elles sont chargées d'une manière quelconque ; c'est un système statiquement indéterminé, il est nécessaire de compléter les équations statiques disponibles par d'autres méthodes basées sur les déformations du système.





M_n, M_{n-1}, M_{n+1} : les moments de flexion sur appuis (n), (n-1), (n+1), ils sont supposés positifs, suivant les conditions aux limites et les conditions de continuité, ($\theta' = \theta''$).....(1)

Les moments de flexion pour chacune des travées L_n, L_{n+1} sous les charges connues q, q' peuvent être tracé selon la méthode classique. M_n, M_{n-1}, M_{n+1} sont provisoirement omis.



G_n, G_{n+1} : les centres d'inertie des aires de diagramme des moments.

$a_n, b_n, a_{n+1}, b_{n+1}$: sont la signification indiqué sur la figure.

S_n et S_{n+1} : les Aires des diagrammes des moments pour les travées L_n et L_{n+1}

$$\theta' = \theta'(M_{n-1}) + \theta'(M_n) + \theta'(q)$$

Selon le théorème des Aires des moments, on aura :

$$\theta' = \frac{S_n \cdot a_n}{L_n \cdot E_I} + \frac{M_{n-1} \cdot L_n}{6 \cdot E_I} + \frac{M_n \cdot L_n}{3 \cdot E_I}$$

$$\theta'' = \frac{S_{n+1} \cdot b_{n+1}}{L_{n+1} \cdot E_I} + \frac{M_n \cdot L_{n+1}}{3 \cdot E_I} + \frac{M_{n+1} \cdot L_{n+1}}{6 \cdot E_I}$$

$$\theta' = \theta'' \Rightarrow M_{n-1} \cdot L_n + 2M_n (L_n + L_{n+1}) + M_{n+1} \cdot L_{n+1} = -6 \left[\frac{S_n \cdot a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \cdot b_{n+1}}{L_{n+1}} \right]$$

6.2-Exemple de calcul :

Sollicitation à l'E.L.U :

On prend comme exemple de calcul le 2^{ème} type de poutrelle (avec 3 travées) :

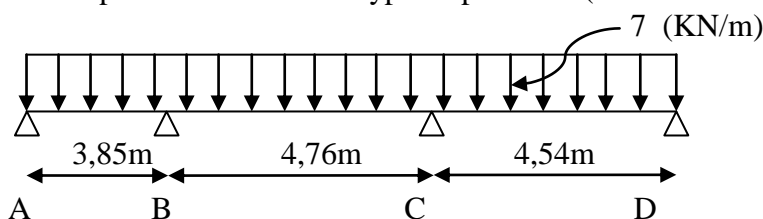
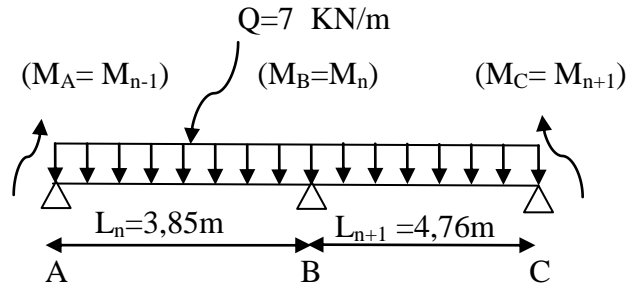


Fig III. 5 : Type de poutrelle

Le calcul se fait selon la formule :

$$M_{n-1} \cdot L_n + 2M_n (L_n + L_{n+1}) + M_{n+1} \cdot L_{n+1} = -6 \left[\frac{S_n \cdot a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \cdot b_{n+1}}{L_{n+1}} \right] \dots\dots\dots(1)$$

En isolant deux travées adjacentes, on prend A-B et B-C



Partie AB:

$$M_{0AB} = Ql^2/8 = 12,97 \text{ KN.m}$$

$$a_n = b_n = 1,92 \text{ m}$$

$$S_n = 2/3 \cdot L_n \cdot M_{0AB} = 2/3 \cdot 3,85 \cdot 12,97 = 33,29 \text{ m}^2$$

Partie BC:

$$M_{0BC} = Ql^2/8 = 19,82 \text{ KN.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = 2,38 \text{ m}$$

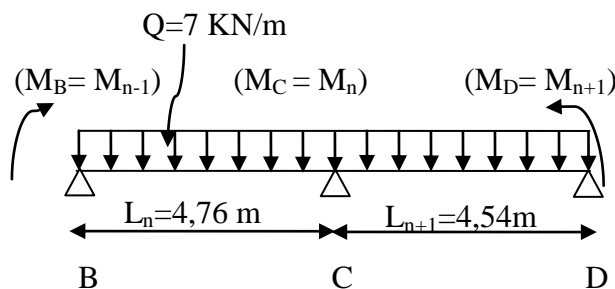
$$S_{n+1} = 2/3 \cdot L_{n+1} \cdot M_{0BC} = 2/3 \cdot 4,76 \cdot 19,82 = 62,89 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc (1)} \Rightarrow 3,85MA + 2(8,61) \cdot MB + 4,76MC = -288,28$$

$$\text{Avec : } M_A = -0,2 \cdot M_{0AB} = -2,59 \text{ KN.m}$$

$$17,22MB + 4,76MC + 278,30 = 0 \dots\dots\dots(1)$$

En isolant deux travées adjacentes, on prend B-C et C-D :



Partie BC:

$$M_{0BC} = Ql^2/8 = 19,82 \text{ KN.m}$$

$$a_n = b_n = 2,38 \text{ m}$$

$$S_n = 2/3 \cdot L_n \cdot M_{0BC} = 2/3 \cdot 4,76 \cdot 19,82 = 62,89 \text{ m}^2$$

Partie CD:

$$M_{0CD} = ql^2/8 = 18,03 \text{ KN.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = 2,27 \text{ m}$$

$$S_{n+1} = 2/3.L_{n+1} . M_{0CD} = 2/3.4,54.18,03 = 54,57 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc (1)} \Rightarrow 4,76M_B + 2(4,76 + 4,54).M_C + 4,54M_D = 352,38$$

$$M_D = -0,2.M_{0DC} = -3,6 \text{ KN.m}$$

$$4,76M_B + 18,6M_C + 336 = 0 \dots\dots\dots (2)$$

2.1-Les moments sur appuis sont :

$$M_A = -2,59 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -12,57 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -13 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -3,6 \text{ KN.m}$$

2.2-L'effort tranchant :

□ Travée (AB) :

$$\begin{cases} T_w = (2,53 - 12,57)/3,85 + 7.3,85/2 = 10,86 \text{ KN} \\ T_e = (2,53 - 12,57)/3,85 - 7.3,85/2 = -16,08 \text{ KN} \end{cases}$$

□ Travée (BC) :

$$\begin{cases} T_w = (12,57 - 13)/4,76 + 7.4,76/2 = 16,57 \text{ KN} \\ T_e = (12,57 - 13)/4,76 - 7.4,76/2 = -16,75 \text{ KN} \end{cases}$$

□ Travée (CD) :

$$\begin{cases} T_w = (13 - 3,6)/4,54 + 7.4,54/2 = 17,96 \text{ KN} \\ T_e = (13 - 3,6)/4,54 - 7.4,54/2 = -13,82 \text{ KN} \end{cases}$$

2.3-Les moments en travées :

$$M_t^{AB} = [(M_A + M_B)/2] + M_0^{AB} = 5,39 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} = [(M_B + M_C)/2] + M_0^{BC} = 7,03 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{CD} = [(M_C + M_D)/2] + M_0^{CD} = 9,73 \text{ KN.m}$$

Sollicitation à l'E.L.S :

On prend comme exemple de calcul le 2^{ème} type de poutrelle (avec 3 travées) :

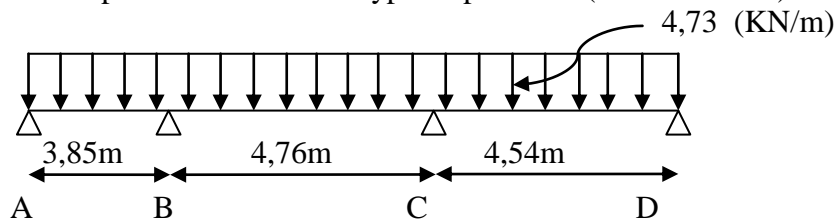
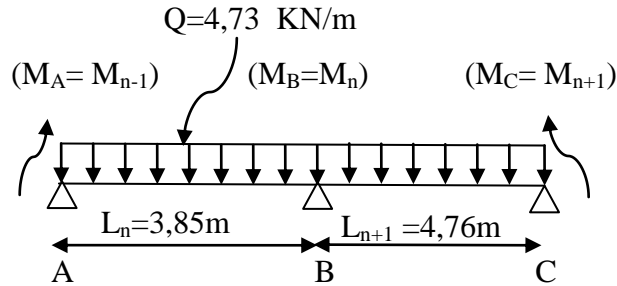


Fig III. 6 : Type de poutrelle

Le calcul se fait selon la formule :

$$M_{n-1} \cdot L_n + 2M_n (L_n + L_{n+1}) + M_{n+1} \cdot L_{n+1} = -6 \left[\frac{S_n \cdot a_n}{L_n} + \frac{S_{n+1} \cdot b_{n+1}}{L_{n+1}} \right] \dots\dots\dots(1)$$

En isolant deux travées adjacentes, on prend A-B et B-C



Partie AB:

$$M_{0AB} = Ql^2/8 = 8,76 \text{ KN.m}$$

$$a_n = b_n = 1,92 \text{ m}$$

$$S_n = 2/3 \cdot L_n \cdot M_{0AB} = 2/3 \cdot 3,85 \cdot 8,76 = 22,48 \text{ m}^2$$

Partie BC:

$$M_{0BC} = Ql^2/8 = 13,40 \text{ KN.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = 2,38 \text{ m}$$

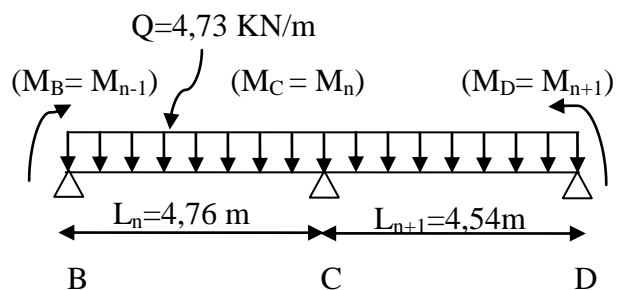
$$S_{n+1} = 2/3 \cdot L_{n+1} \cdot M_{0BC} = 2/3 \cdot 4,76 \cdot 13,40 = 42,52 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc (1)} \Rightarrow 3,85MA + 2(8,61) \cdot MB + 4,76MC = -194,82$$

$$\text{Avec : } M_A = -0,2 \cdot M_{0AB} = -1,75 \text{ KN.m}$$

$$17,22MB + 4,76MC + 188,07 = 0 \dots\dots\dots(1)$$

En isolant deux travées adjacentes, on prend B-C et C-D :



Partie BC:

$$M_{0BC} = Ql^2/8 = 13,40 \text{ KN.m}$$

$$a_n = b_n = 2,38 \text{ m}$$

$$S_n = 2/3 \cdot L_n \cdot M_{0BC} = 2/3 \cdot 4,76 \cdot 13,40 = 42,52 \text{ m}^2$$

Partie CD:

$$M_{0CD} = Ql^2/8 = 12,19 \text{ KN.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = 2,27 \text{ m}$$

$$S_{n+1} = 2/3 \cdot L_{n+1} \cdot M_{0CD} = 2/3 \cdot 4,54 \cdot 12,19 = 36,89 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc (1)} \Rightarrow 4,76M_B + 2(4,76 + 4,54) \cdot M_C + 4,54M_D = 238,23$$

$$M_D = -0,2 \cdot M_{0DC} = -2,44 \text{ KN.m}$$

$$4,76M_B + 18,6M_C + 227,16 = 0 \dots \dots \dots (2)$$

2.1-Les moments sur appuis sont :

$$M_A = -1,75 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -8,12 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -10,13 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -2,44 \text{ KN.m}$$

2.3-Les moments en travées :

$$M_t^{AB} = [(M_A + M_B)/2] + M_0^{AB} = 3,82 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{BC} = [(M_B + M_C)/2] + M_0^{BC} = 4,27 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{CD} = [(M_C + M_D)/2] + M_0^{CD} = 5,90 \text{ KN.m}$$

Tableau III. 2 : Résultats obtenus (plancher terrasse)

Type de Poutrelle	Travée	L(m)	E.L.U					E.L.S		
			Mt	Mw	Me	Tw	Te(-)	Mt	Mw	Me
01	A-B	3,85	4,25	4,15	11,65	10,55	14,61	3,11	2,55	5,21
	B-C	4,76	8,63	11,6	13,52	16,53	16,71	5,32	5,21	7,84
	C-D	4,54	3,75	13,5	10,22	14,16	16,36	3,66	7,84	4,56
	D-E	3,23	3,15	10,2	14,23	13,90	17,2	2,05	4,56	11,4
	E-F	4,77	9,89	14,2	10,45	15,54	14,05	6,65	11,4	8,98
	F-G	4	5,36	10,4	5,10	13,21	11,3	3,78	8,98	4,43

	Travée	L(m)	E.L.U					E.L.S		
			Mt	Mw	Me	Tw	Te(-)	Mt	Mw	Me
Type de Poutrelle 02	A-B	3,85	5,39	2,59	12,6	10,9	16,80	3,82	1,75	8,12
	B-C	4,76	7,03	12,6	13	16,57	16,57	4,27	8,12	10,13
	C-D	4,54	9,73	13	3,6	17,96	13,82	5,90	10,13	2,44
Type de Poutrelle 03	A-B	4,77	10,21	3,98	15,42	16,57	16,75	6,89	2,69	10,48
	B-C	4	4,89	15,42	2,8	19,34	14,05	3,67	10,48	1,89

Les sollicitations maximales de calcul sont :

$$\begin{array}{l}
 \text{E.L.U} \left\{ \begin{array}{l} M_{travée_{max}} = 10,21 \text{ KN.m} \\ M_{appui_{max}} = 15,42 \text{ KN.m} \\ T_{max} = 19,34 \text{ KN} \end{array} \right. \qquad \text{E.L.S} \left\{ \begin{array}{l} M_{travée_{max}} = 6,89 \text{ KN.m} \\ M_{appui_{max}} = 11,4 \text{ KN.m} \end{array} \right.
 \end{array}$$

III.7-Vérification de l’effort tranchant :

7.1-Contrainte de cisaillement (effort tranchant) :

1. a-Plancher R.D.C et Plancher 1^{ère} ...7^{ème} étages :

L'effort tranchant maximal $T_{max} = 14,51 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{14,51 \cdot 10^{-3}}{0,12 \cdot 0,261} = 0,56 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \left(\frac{f_{cj}}{\gamma_b} \right) ; 5 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = 0,56 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

1. c-Plancher Terrasse :

L'effort tranchant maximal $T_{max} = 19,34 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d} = \frac{19,34 \cdot 10^{-3}}{0,12 \cdot 0,261} = 0,75 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \left(\frac{f_{cj}}{\gamma_b} \right) ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = 0,75 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

III.8-Les armatures transversales At (tous les étages) :

$$\Phi_t \leq \min(h/35; b_0/10; \Phi_L)$$

Diamètre $\Phi_t \leq \min(250/35; 120/10; 10) = 7.14 \text{ mm}$.

on adopte : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$.

8.1-Les armatures transversales At:

$$\Phi_t \leq \min(h/35; b_0/10; \Phi_L)$$

Diamètre $\Phi_t \leq \min(290/35; 120/10; 10) = 8,28 \text{ mm}$

on adopte : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$.

1.2-Calcul des espacements :

$$\left. \begin{array}{l} St \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \\ St \leq \min(26,1; 40 \text{ cm}) \end{array} \right\} St \leq 26,1 \text{ cm}$$

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

III.9-Vérification des contraintes à l'E.L.S :

$$\alpha \leq \frac{\gamma_{-1}}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ Avec : } \gamma = \frac{Mu}{M_{ser}}$$

9.1-Plancher R.D.C et Plancher 1^{ère} ...7^{ème} étages

En travée :

$$M_{ser} = 9,20 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 12,10 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{12,10}{9,20} = 1,315$$

$$\alpha = 0,036$$

$$\alpha \leq \frac{1,09-1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha \leq 0,408 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

La vérification de la contrainte maximale du béton n'est pas nécessaire

Sur appuis :

$$M_{ser} = 5,58 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 8,22 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{8,22}{5,58} = 1,47$$

$$\alpha = 0,137$$

$$\alpha \leq \frac{1,47-1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha \leq 0,49 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

La vérification de la contrainte maximale du béton n'est pas nécessaire

9.3-Plancher Terrasse : **en travée :**

$$M_{\text{ser}} = 6,89 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 10,21 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0,030$$

$$\gamma = \frac{10,21}{6,89} = 1,48$$

$$\alpha \leq \frac{0,74-1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha \leq 0,49 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

La vérification de la contrainte maximale du béton n'est pas nécessaire

Sur appuis :

$$M_{\text{ser}} = 4,92 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 5,45 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0,089$$

$$\gamma = \frac{5,45}{4,92} = 1,11$$

$$\alpha \leq \frac{1,10-1}{2} + \frac{25}{100} \rightarrow \alpha \leq 0,304 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

La vérification de la contrainte maximale du béton n'est pas nécessaire

III.10-Vérification de la flèche :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{24}{490} > \frac{1}{22,5} \Leftrightarrow 0,049 > 0,044 ; \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t \text{ ser}}}{15 \times M_{0 \text{ ser}}} \Leftrightarrow 0,049 > 0,085 ; \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{3,6}{f} \Leftrightarrow 0,009 \leq 0,009 ; \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'est pas nécessaire calculer la flèche

Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :**Plancher R.D.C et Plancher 1^{ère} ...7^{ème} étages :**

$$T_u = 14,51 \text{ KN}$$

$$M_{\text{appui}} = 8,36 \text{ KN.m}$$

$$F_u = \frac{M_{\text{appui}}}{z} = \frac{8,36}{0,9.26,1.10^{-2}} = 35,59 \text{ KN} > T_u = 14,51 \text{ KN}$$

Plancher Terrasse :

$$F_u = \frac{M_{\text{appui}}}{z} = \frac{15,42}{0,9.26,1.10^{-2}} = 65,65 \text{ KN} > T_u = 19,34 \text{ KN}$$

Plancher Terrasse :

$$F_u = \frac{M_{\text{appui}}}{z} = \frac{5,45}{0,9.26,1.10^{-2}} = 23,20 \text{ KN} > T_u = 12,81 \text{ KN}$$

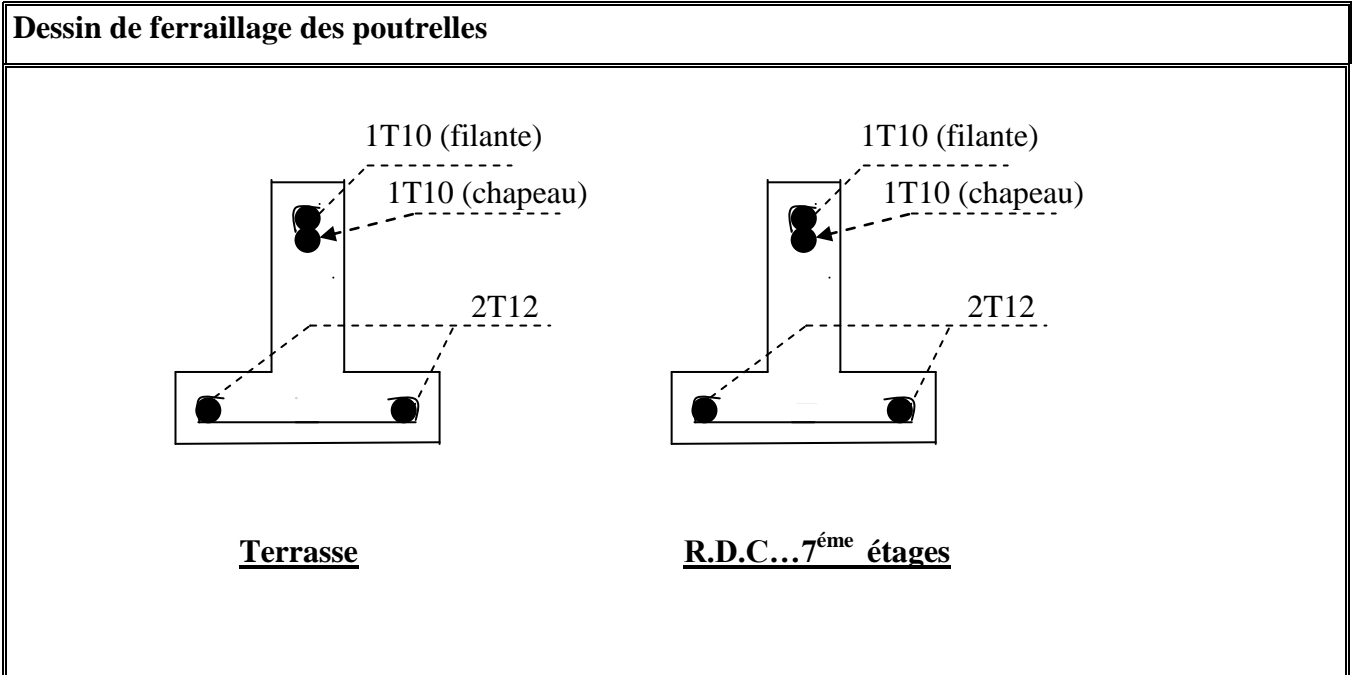


Fig III. 7 : Dessin de ferrailage des poutrelles

III.11-Etude de la dalle pleine (sous-sol):

11.1-Épaisseur minimale requise h_0 :

$$h_0 \geq \frac{l_x}{25} \quad \text{Si } \alpha < 0.4$$

$$h_0 \geq \frac{l_x}{40} \quad \text{Si } \alpha > 0.4$$

Avec :
$$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$$

L_x : la petite portée du panneau de dalle.

L_y : la grande portée du panneau de dalle.

11.2-Panneau 1 : panneau intermédiaire :

$$\alpha = \frac{323}{490} = 0.66 \quad , L_x=3,23\text{m} \quad L_y=4,90\text{m}$$

2.1-Chargement :

Charge permanente :

$$G=5.82 \text{ KN/m}^2$$

Charge d'exploitation :

$$Q=2.5 \text{ KN/m}^2$$

Charge ultime :

$$Q_u = (1,35G + 1,5Q) = 11.61 \text{ KN/m}$$

2.2-Sollicitations :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{323}{490} = 0.66 > 0,4 \text{ la dalle travaille suivant les deux sens}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0,82\mu_x = 0.0737 \\ \mu_y = 0.3753 \end{array} \right.$$

Moment isostatique :

Sens l_x :

$$M_{ox} = \mu_x q l^2 x = 0,0737 \cdot 11,61 \cdot (3,23)^2 = 8,93 \text{ KN.m}$$

Sens l_y :

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 0,3753 \cdot 8,93 = 3,53 \text{ KN.m}$$

Moments en travée et sur appuis :

$$M_{lx} = 0,75 \cdot M_{ox} = 6,70 \text{ KN.m}$$

$$M_{ly} = 0,75 \cdot M_{oy} = 2,65 \text{ KN.m}$$

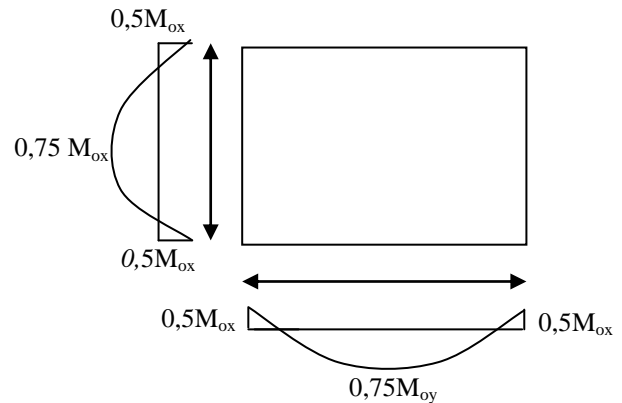


Fig III. 8 : panneau de dalle le plus sollicité

$$M_{a \text{ inter}} = 0,5. M_{ox} = 4,46 \text{ KN.m}$$

11.3-Calcul de ferrailage :

A l'E.L.U :

Dalle sous-sol :

Pour une bande de 1m de largeur ($b = 100 \text{ cm}$; $d = 0,9 h = 0,9 \times 15 = 13,5 \text{ cm}$)

3.a-Les armatures inférieures (en travée) :

- Sens Lx :

$$M_{tx} = 6,70 \text{ KN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{6,70 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (13,5)^2 \cdot 100} = 0,026 < 0,392 \rightarrow A' s = 0$$

$$\mu = 0,026 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,987$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_{sx} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{6,70 \cdot 10^3}{0,987 \cdot 13,5 \cdot 348} = 1,45 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

- Sens Ly :

$$M_{ty} = 2,65 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{2,65 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (13,5)^2 \cdot 100} = 0,01 < 0,392 \rightarrow A' s = 0$$

$$\mu = 0,01 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 1$$

$$A_{sy} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{2,65 \cdot 10^3}{1 \cdot 13,5 \cdot 348} = 0,58 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

3. b- Les armatures supérieures (sur appui):

- Appui intermédiaire :

$$M_{a \text{ inter}} = 4,46 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{4,46 \cdot 10^3}{14,17 \cdot (13,5)^2 \cdot 100} = 0,017 < 0,392 \rightarrow A' s = 0$$

$$\mu = 0,017 \xrightarrow{\text{Tableau}} \beta = 0,9915$$

$$A_{a \text{ inter}} = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{4,46 \cdot 10^3}{0,9915 \cdot 13,5 \cdot 348} = 0,96 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

3. c-Pourcentage minimal des armatures :

- Sens Ly :

$$A_{y \text{ min}} (\text{cm}^2/\text{ml}) = 8 \cdot h_0 \quad (f_e E400)$$

$$A_{y \text{ min}} = 8 \times 0,15 = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

□ **Sens Lx :**

$$A_{x \min} (\text{cm}^2/\text{ml}) = A_{y \min} \cdot \frac{3 - \alpha}{2} \quad ; \quad \alpha = 3,23/4,90 = 0,66$$

$$A_{x \min} = 1,2 \cdot \frac{3 - 0,66}{2} = 1,40 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

▪ **En travée :**

$$A_{tx} = \max (A_{x \min}, A_{sx}) = \max (1,40 ; 1,45) = 1,45 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ty} = \max (A_{y \min}, A_{sy}) = \max (1,20 ; 0,58) = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

▪ **Sur appui :**

$$A_{a \text{ inter}} = \max (A_{y \min}, A_{a \text{ inter}}) = \max (1,20 ; 0,96) = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des aciers :**Diamètre :**

$$\phi \leq (h_0 / 10)$$

$$\text{D'où : } \phi \leq 150 / 10$$

$$\text{Et puis : } \phi \leq 15 \text{ mm}$$

3. d-Espacement des armatures (fissuration peu préjudiciable)

$$\begin{array}{l} \bullet \text{ Sens Lx :} \\ \bullet \text{ Sens Ly :} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} S_{tx} \leq \min (3 \cdot h_0 ; 33 \text{ cm}) \\ S_{tx} \leq \min (3 \cdot 15 ; 33 \text{ cm}) \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \\ S_{ty} \leq \min (4 \cdot h_0 ; 45 \text{ cm}) \\ S_{ty} \leq \min (4 \cdot 15 ; 45 \text{ cm}) \\ S_{ty} \leq 45 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Le choix des aciers :**En travée :**

$$\begin{array}{l} \bullet \text{ Sens Lx :} \\ \bullet \text{ Sens Ly :} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} A_{tx} = 1,45 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 4\text{T}10 \text{ P.m} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{ty} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_{ty} \leq 45 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 4\text{T}10 \text{ P.m} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_{ty} = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Sur appui :• **Appui intermédiaire :**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{a \text{ inter}} = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_{a \text{ inter}} \leq 33 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 4\text{T}10 \text{ P.m} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

4. e-Nécessité de disposer des armatures transversales :

- 1) on suppose que la dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur ;
- 2) l'épaisseur de la dalle est de 15 cm ;
- 3) on vérifie l'effort tranchant :

$$\alpha > 0,4 \rightarrow \begin{cases} V_x = Qu \frac{l_x}{2} \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = \left(\frac{11,61 \cdot 3,23}{2} \right) \left(\frac{1}{1 + \frac{0,66}{2}} \right) = 14,10 \text{ KN} \\ V_y = Qu \frac{l_x}{3} = \frac{11,61 \cdot 3,23}{3} = 12,5 \text{ KN} \leq 14,10 \text{ KN} \end{cases}$$

$V_{\max} = \max (V_x ; V_y)$

$V_{\max} = 14,10 \text{ KN}$

$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \cdot d} = \frac{14,10 \cdot 10^3}{1000 \cdot 135} = 0,10 \text{ Mpa}$

$\bar{\tau} = 0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{\delta_b} = 0,07 \cdot \frac{25}{1,5} = 1,17 \text{ Mpa}$

$\tau_u = 0,10 \leq \bar{\tau} = 1,17 \text{ Mpa}$condition vérifiée.

De (1), (2) et (3) :

Pas de risque de cisaillement.

11. 4-Les vérifications à L'E.L.S :

4.1-Chargement :

Charge permanente :

$G=5.82\text{KN/m}^2$

Charge d'exploitation :

$Q=2.5\text{KN/m}^2$

Charge service :

$Q_{ser} = (G+Q) = 8,32\text{KN/m}$

4.2 Sollicitations :

$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,23}{4,90} = 0.66 > 0,4$ la dalle travaille suivant les deux sens

$$\begin{cases} \alpha = 0,73 \mu_x = 0.0737 \\ \mu_y = 0.3753 \end{cases}$$

Moments isostatiques :

□ **Sens I_x :**

$$M_{ox} = \mu x \cdot ql \cdot 2 \cdot x = 0,0737 \cdot 8,32 (3,23)^2 = 6,40 \text{KN.m}$$

□ **Sens I_y :**

$$M_{oy} = \mu y \cdot M_{ox} = 0,3753 \cdot 6,40 = 2,4 \text{KN.m}$$

Moments en travée et sur appuis :

$$M_{tx} = 0,75 \cdot M_{ox} = 4,8 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \cdot M_{oy} = 1,8 \text{KN.m}$$

$$M_{a \text{ inter}} = 0,5 \cdot M_{ox} = 3,2 \text{KN.m}$$

4. 3-vérification des contraintes dans le béton :

□ **Suivant L_x :**

En travée :

$$M_{tx} = 4,8 \text{KN.m} ; A_t = 4,52 \text{cm}^2/\text{mL} ; A' = 0$$

Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = by^2/2 + nAs'(y - d) - nAs(d - y) = 0$$

On a :

$$A_s = 0 ; \text{ et } n = 15$$

D'où :

$$50y^2 + 15 \cdot 4,52(y - 13,5) = 0$$

$$\text{Donc : } y = 3,65 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie :

$$I = by^3/3 + 15As (d - y)^2$$

$$I = 100 \cdot (4,32)^3/3 + 15 \cdot 6,79(13,5 - 4,32)^2$$

$$I = 8199,02 \text{ cm}^4$$

La contrainte dans le béton σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = (M_{ser}/I) \cdot y$$

$$\sigma_{bc} = (4,80 \cdot 10^3 / 8199,02) \cdot 3,65 = 2,14 \text{ Mpa}$$

La contrainte admissible du béton $\bar{\sigma}_{bc}$:

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

Alors :

$$\sigma_{bc} = 2,14 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent.

Sur appuis :

$$Ma = 3,2 \text{ KN.m} \quad Aa = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad , A' = 0.$$

Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = 3,65 \text{ cm}$$

Moment d'inertie (I):

$$I = 8199,02 \text{ cm}^4$$

La contrainte dans le béton σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K.y = (Mser/I).y$$

$$\sigma_{bc} = (3,2 \cdot 10^3 / 8199,02) \cdot 3,65 = 1,42 \text{ Mpa}$$

La contrainte admissible du béton $\bar{\sigma}_{bc}$:

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

$$\sigma_{bc} = 1,42 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

□ **Suivant L_y :**

En travée :

$$Mt_y = 1,8 \text{ KN.m} \quad ; A_t = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; A' = 0$$

Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = by^2/2 - nAs(d - y) = 0$$

$$y = 3,65 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie :

$$I = by^3/3 + 15As(d - y)^2$$

$$I = 8199,02 \text{ cm}^4$$

La contrainte dans le béton σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K.y = (Mser/I).y$$

$$\sigma_{bc} = (1,8 \cdot 10^3 / 8199,02) \cdot 3,65 = 0,80 \text{ Mpa}$$

La contrainte admissible du béton $\bar{\sigma}_{bc}$:

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

Alors :

$$\sigma_{bc} = 0,80 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées conviennent

11.5-Disposition du ferrailage :**5.1-Arrêt des barres :**

C'est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage total :

$$Fe400 \text{ et } f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

Donc : $L_s = 40\Phi = 40.1 = 40\text{cm}$.

5.2-Arrêt des barres sur appuis :

$$L1 = \max(L_s ; 0,2 Lx) = \max(40\text{cm} ; 64,6\text{cm}).$$

$$L1 = 64,6 \text{ cm}.$$

$$L2 = \max(L_s ; L1/2) = \max(40\text{cm} ; 32,23\text{cm})$$

$$L2 = 40 \text{ cm}.$$

5.3-Arrêt des barres en travée dans les deux sens :

Les aciers armant à la flexion la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis.

à raison d'un sur deux .Dans le cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance des appuis inférieurs au $Lx /10$ de la portée.

$$Lx /10 = 323/10 = 32 \text{ cm}$$

5.4-Armatures finales :

Suivant L_x : $A_t = 2,36 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit $4T10 /\text{mL}$ avec $St = 25\text{cm}$

Suivant L_y : $A_t = 2,36 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit $4T10 /\text{mL}$ avec $St = 25\text{cm}$

$$A_{\text{ainter}} = 2,36 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 4T10 /\text{mL} \text{ avec } St = 25\text{cm}$$

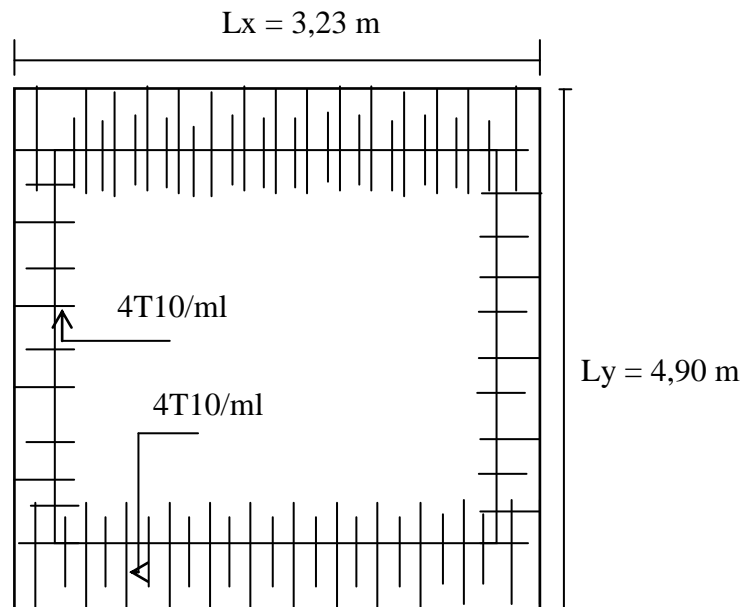


Fig III. 9 : Dessin Ferrailage Supérieur du panneau de la dalle pleine.

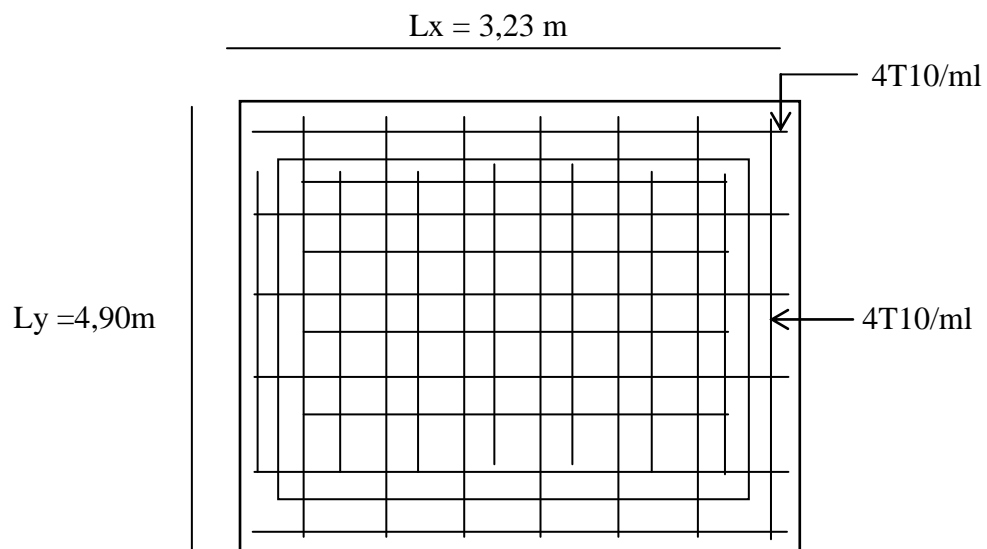


Fig III. 10 : Dessin Ferrailage inférieur du panneau de la dalle pleine.

Chapitre 04 :
Ferraillage des éléments non structuraux

IV.1-L'acrotère :**1.1-Définition :**

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi, contre toute chute, elle est considérée comme une console encastree soumise à son poids propre et a une charge qui la main courante. Le calcul se fait en la flexion composée.

1.2-Charges sollicitant l'acrotère :**2.1-Charge permanente et charge d'exploitation :****1. a- Charge permanente ;**

Le calcul se fait à la flexion composée, pour une bande de 1 m de longueur.

$$S = S_1 + S_2 + S_3 = [\frac{1}{2} (0,1 \times 0,02) + (0,1 \times 0,08) + (0,1 \times 0,6)]$$

$$S = 0,069 \text{ m}^2$$

$$G = S \times \gamma_b = 0,069 \cdot 25 = 1,73 \text{ KN /ml}$$

1. b- Charge d'exploitation :

On prend en considération l'effet de la main courante

$$Q = 1 \times 1 = 1 \text{ Kn/ml}$$

2.2-Charge aux états limites :**2. a-E.L.U :**

Le calcul se fait à la flexion composée, pour une bande de 1 m de longueur.

$$N_U = 1,35 G = 1,35 \times 1,71 = 2,33 \text{ Kn/m}$$

$$M_U = 1,5 Q h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ Kn.m}$$

$$T_U = 1,5 Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ kN}$$

2. b- E.L.S :

$$N_S = G = 1,3 \text{ KN}$$

$$M_S = Q h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ kN.m}$$

$$T_U = Q = 1 \text{ kN}$$

1.3- Enrobage :

Vu que la fissuration est préjudiciable, on prend $C = C' = 2 \text{ cm}$.

1.4- Excentricité :

$$e = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0,9}{2,31} = 0,39 \text{ m}$$

$$\frac{e_p}{2} = \frac{0,10}{2} = 0,05 \text{ m} < 0,39 \text{ m}$$

e_p : Epaisseur de l'acrotère.

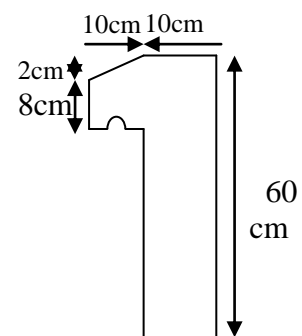


Fig IV. 1 : Acrotère

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

1.5- Calcul du ferrailage (E.L.U.) :

5.1- Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section :

$$M_u = N_U \left[e + \frac{h}{2} - c \right] = 2,33 \left[0,9 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right] = 0,97 \text{ kN.m}$$

$$(d - c')N_U - M_U \leq (0,337h - (0,81c'))f_{bc} \times b \times h$$

$$(d - c')N_U - M_U = ((0,09 - 0,02) \times 2,33) - 0,97 = -0,80 \text{ kN.m}$$

$$((0,337 \times h) - (0,81 \times c'))f_{bc} \times b \times h$$

$$= ((0,337 \times 0,1) - (0,81 \times 0,02))14,17 \times 10^3 \times 1 \times 0,1$$

$$= 24,79 \text{ kN.m}$$

$-0,80 < 24,79 \text{ kN.m}$; Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire ($b \times h$) = (100 x 10) cm².

5.2-Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

$$M_U = 0,97 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,97 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,17} = 0,0084$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000\delta_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,688. \text{ avec: } 1000\delta_{sl} = \frac{f_e}{E \cdot \delta_s} = \frac{400}{2,10^5 \times 1,15} = 1,74$$

$$\mu_l = 0,8 \times 0,668(1 - 0,4 \times 0,668) = 0,392 > \mu = 0,0084888 \rightarrow A' = 0$$

Pas d'armatures de compression.

$$\mu = 0,0084 \rightarrow \beta = 0,996$$

5.3-Calcul de la section d'armatures en :

3. a-Flexion simple :

$$A_{fs} = \frac{M_U}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{0,97 \times 10^3}{348 \times 0,996 \times 9} = 0,31 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

3. b-Flexion composée :

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_U}{100\sigma_s} = 0,31 - \frac{2,31 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

5.4-Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire :

4. a- Les armatures principales :

$$N_{ser} = N_G = 1,73 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ser} = M_Q = N_Q \times h = 1 \times 0,60 = 0,60 \text{ kN.m}$$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,60}{1,71} = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$d = 0,9h_t = 0,9 \times 10 = 9 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$A_{s \min} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_{ser} - 0,45d}{e_{ser} - 0,185d} \times 0,23 = \frac{9 \times 100 \times 2,1}{400} \times \frac{35 - 4,05}{35 - 1,665} \times 0,23$$

$$= 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte 5Φ6 p.m; $A_s = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$; avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

4. b- Les armature de répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{1,13}{4} = 0,35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : $A_s = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$; Soit : 5Φ6 p.m.

1.6-Les vérifications :

6.1- Vérification des contraintes (E.L.S.) :

Moment de service :

$$M_{ser} = N_{ser} \times \left(e - c + \frac{h}{2} \right) = 1,73 \times \left(0,35 - 0,02 + \frac{0,10}{2} \right) = 0,65 \text{ kN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s(d - y) = 0 \rightarrow \frac{100}{2}y^2 + 21,15y - 190,35 = 0 \rightarrow y = 1,75 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 1,75^3}{3} + (15 \times 1,41 \times (9 - 1,75)^2) = 1290,34 \text{ cm}^4$$

6.2-Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{650}{1290,34} \times 1,75 = 0,88 \text{ MPa}$$

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

$\sigma_b = 0,88 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$; Condition vérifiée

6.3- Détermination des contraintes dans l'acier tendu σ_{st} :

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

Avec :

η : coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{650}{1290,34} \times (9 - 1,75) = 54,78 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 54,78 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$; Condition vérifiée

6.4-Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

$$T = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,50 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{1,50}{1 \times 0,09} = 16,67 \text{ kN/m}^2 = 0,017 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) ; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,017 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

6.5-Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :

D'après le R.P.A. 99/2003, les éléments non structuraux doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone A = 0,15

C_p : Facteur de force horizontale C_p = 0,8

W_p : Poids propre de l'acrotère W_p = 1,71 kN

F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

$$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,15 \times 1,71 = 0,82 \text{ kN} < 1,5Q = 1,5 \text{ kN} ; \text{ Condition vérifiée}$$

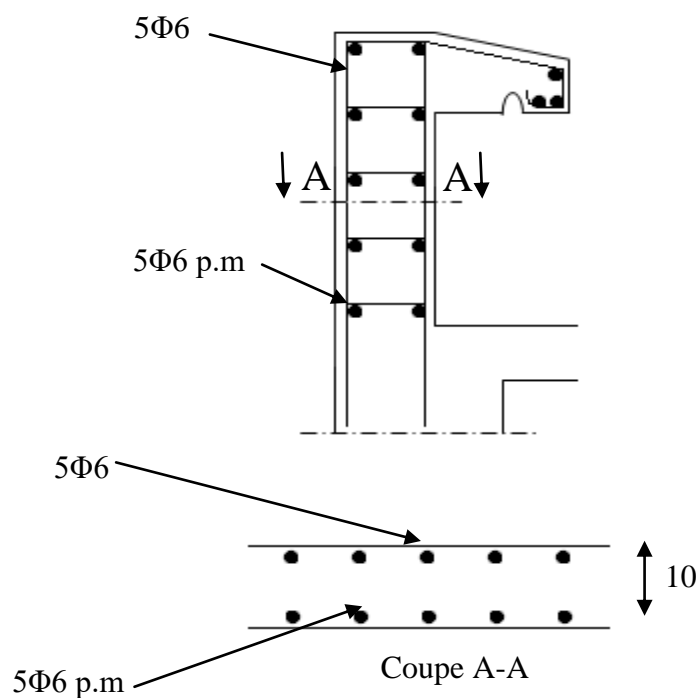
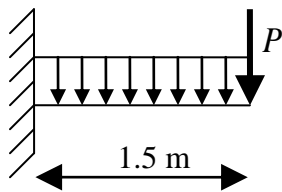


Fig IV. 2 : Ferrailage de l'acrotère.

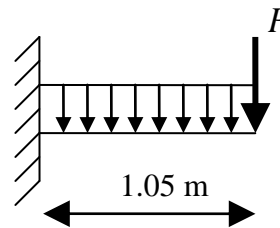
IV.2-Balcons :

Une installation est dite en balcon lorsqu'un élément est soutenu par une partie qui est elle-même au-dessus du vide, c'est-à-dire sans support immédiat en dessous de l'élément en « porte-à-faux ». Dans le langage courant, une installation en porte à faux évoque un risque de déséquilibre ou de rupture si elle est trop chargée, comme elle repose sur la solidité des supports qui la retiennent et que l'ensemble de l'installation n'est pas à l'aplomb de son point d'appui. On a deux types de balcon :

Type 01 :



Type 02 :



2.1 -Type 1 :

1.1- Balcon étages courants :

1. a- Les charges et des sollicitations :

$$G = 5,14 \text{ Kn/m}^2$$

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

a. a- Charge surfacique et linéaire :

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 5,14) + (1,5 \times 3,5) = 12,18 \text{ kN/m}^2 ; \text{ Charge surfacique}$$

$$Q_u = 12,18 \times 1 \text{ m} = 12,18 \text{ kN/ml} ; \text{ Charge linéaire}$$

$$Q_{ser} = G + Q = 5,14 + 3,50 = 8,64 \text{ kN/m}^2 ; \text{ Charge surfacique}$$

$$Q_{ser} = 8,64 \times 1 \text{ m} = 8,64 \text{ kN/ml} ; \text{ Charge linéaire}$$

a. b-Poids propre du mur :

Le porte à faux supporte la charge d'un mur en brique à double cloison de 1,5 m de hauteur..

$$P_{mur} = \delta \times b \times h \times 1 \text{ m} = (0,9 \times 1) + 2(2 \times 0,18) \times 1,5 \times 1 \text{ m} = 2,43 \text{ kN}$$

$$D'où : P_{u\ mur} = 1,35P_{mur} = 1,35 \times 2,43 = 3,28 \text{ kN}$$

a. c- Charges totales :

$$P_u = 3,28 \text{ kN}$$

$$P_{ser} = 2,43 \text{ kN}$$

1. b-Calcul du moment max et de l'effort tranchant max :

$$M_{max} = -\frac{Q_u l^2}{2} - P_u l = -\left(\frac{12,18 \times 1,50^2}{2}\right) - (3,28 \times 1,50) = -18,62 \text{ kN.m}$$

$$T_{max} = Q_U l + P_u = (12,18 \times 1,50) + 3,28 = 21,55 kN$$

1. c-Ferrailage :

$$d = 0,9h = 0,9 \times 15 = 13,50 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{18,55 \times 10^3}{100 \times 13,50^2 \times 14,17} = 0,071 < \mu_r = 0,392$$

Donc : A' n'existe pas et $\beta = 0,957$

$$A_{cal} = \frac{M_U}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{18,55 \times 10^3}{0,957 \times 13,50 \times 348} = 4,10 \text{ cm}^2$$

On adopte 4T12 et $A_{adpt} = 4,52 \text{ cm}^2$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 \text{ et } A_{adp} = 2,01 \text{ cm}^2$$

On prend 4T8, l'espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

1. d- Vérifications :**d. a- Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13,50 \times 2,10}{400} = 1,63 \text{ cm}^2/ml$$

$A_{adpt} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2$; Condition vérifiée

d. b- Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{21,55 \times 10}{100 \times 13,50} = 0,16 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa})$; Fissuration préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

1) $\tau_u = 0,16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$; Condition vérifiée

La reprise de bétonnage n'existe pas donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires,

d. c-Contraintes d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{T}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{21,55 \times 10^3}{0,9 \times 13,50 \times 4 \times 3,77 \times 10^2} = 1,17 \text{ MPa}$$

Avec :

n : Nombre d'armatures longitudinales tendues ; n = 4

μ : Périmètre d'armatures tendues ;

$\mu = 3,77 \text{ cm}$; tirée du tableau

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,50 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

ψ_s : Coefficient de scellement relatif à l'acier selon sa nature lisse ou HA

$$\begin{cases} \psi_s = 1 \rightarrow \text{Pour les aciers lisses} \\ \psi_s = 1,5 \rightarrow \text{Pour les aciers HA} \end{cases}$$

$$\tau_{se} = 1,10 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

La vérification des contraintes à l'E.L.S. :

$$M_{ser} = -\frac{Q_{ser}l^2}{2} - P_{ser}l = -\frac{8,64 \times 1,50^2}{2} - (2,43 \times 1,50) = -13,36 \text{ kN.m}$$

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 92,25y - 1245,37 = 0 \rightarrow y = 4,15 \text{ cm}$$

Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 4,15^3}{3} + ((15 \times 6,15)(13,50 - 4,15)^2) = 10447,17 \text{ cm}^4$$

d. d-Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{13,36 \times 10^3}{10447,17} \times 4,15 = 5,30 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 5,30 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

d. e-Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :

$$\sigma_{st} = \min \left[\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right] ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\eta : \text{Coefficient de fissuration pour HA } \Phi \geq 6 \text{ mm} ; \eta = 1,6$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{13,36 \times 10^3}{10447,17} \times (13,50 - 4,15) = 179,45,87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 179,87 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 202 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

d. h- Vérification de la flèche :

Pour les éléments supportés en console, la flèche F est égale à : $F = F_1 + F_2$

Avec :

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

Détermination du centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{\left((b \times h) \frac{h}{2} \right) + (\eta \times A_s \times d)}{b \times h} = \frac{(100 \times 15 \times 7,5) + (15 \times 4,52 \times 13,50)}{(100 \times 15) + (15 \times 4,52)}$$

$$Y_1 = Y_G = 4,73 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 10,26 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{bY_1^3}{3} + \frac{bY_2^3}{3} + \eta A(d - Y_1)^2 = 44743,67$$

$$= \frac{100 \times 4,73^3}{3} + \frac{100 \times 10,26^3}{3} + (15 \times 4,52 \times (13,50 - 4,73)^2)$$

Calcul de la flèche :

$$F = \frac{l^3}{EI} \left[\frac{Ql}{8} + \frac{P}{3} \right] = \frac{1,50^3 \times 10^2}{32164,19 \times 10^{-5} \times 44743,67} \times \left[\frac{8,64 \times 1,50}{8} \times \frac{2,43}{3} \right] = 0,021 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{150}{250} = 0,6 \text{ cm}$$

$$F_{cal} = 0,021 \text{ cm} < F_{adm} = 0,6 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée}$$

5-Tableau IV.1 Tableau récapitulatif des armatures des différents types des balcon :

Type	01	02
$M_U(kN.m)$	18,62	10,16
$T_u(kN.m)$	21,55	16,07
$M_{ser}(kN.m)$	13,36	10,70
M	0,071	0,039
A	0,975	0,9805
Z(cm)	12,92	14,01
$F_{cal}(cm^2/ml)$	4,57	3,06
$A_{min}(cm^2/ml)$	1,63	1,63
Choix d'acier(p.m)	4T12	4T12
$A_{adop}(cm^2/ml)$	4,52	4,52
$A_r(cm^2/ml)$	1,13	1,13
Choix d'acier(p.m)	4T8	4T8
$\sigma_{bc}(MPa)$	5,30	2,90
$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	15	15
$\tau_u(MPa)$	0,16	0,12
$\bar{\tau}_u(MPa)$	2,5	2,5
Flèche (cm)	0,021	0,046
$F_{adm}(cm)$	0,60	0,56

1.2-Porte à faux (Terrasse) :

Un porte-à-faux est une dalle pleine continue travaillant à la flexion simple. Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

L'épaisseur des dalles pleines résulte des conditions suivantes :

- Résistance à la flexion
- Isolation acoustique : $e \geq 12\text{cm}$
- Sécurité en matière d'indice : $e = 11\text{cm}$ pour 2 heures de coup feu.

Donc on adopte : e=15cm

Dans notre étude, les différents types des PORTES-A-FAUX sont les suivantes :

Poids propre G=6,28KN/m².

La charge des murs (force concentrée) p=1,73KN.

La charge d'exploitation (charge répartie) Q=1KN/m²

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 9,98 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = 1,35P = 2,34 \text{ KN/m}^2$$

2-1-calcul du moment Max et l'effort tranchant max :

$$M_{max} = -\frac{Q_u l^2}{2} - P_u l = -14,74 \text{ KN}$$

$$T_{max} = Q_u l + P_u = 17,31 \text{ KN}$$

$$d = 0,9h = 13,5\text{cm}$$

Tableau IV.2 Ferrailage des balcons :

M(KN.m)	μ	β	A'	A _{cal}	A _{adop} (cm ² /ml)	A _r =A _p /4	A _{adop} (cm ² /ml)
8,33	0,057	0,9755	0	3,22	4T12 pm A _p =4,52 S _t = 25cm	1,13cm ²	4T8 A _s = 2,01cm ² S _t = 25cm

4- Vérifications :

4-1- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13,50 \times 2,10}{400} = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

A= 3,22>1,63cm²... .. Condition vérifiée

4-2- Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{17,31 \times 10}{100 \times 13,50} = 0,128 \text{ MPa}$$

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

1) $\tau_u = 0,128 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

La reprise de bétonnage n'existe pas donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires,

4-3-Contraintes d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{T}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{17,31 \times 10^3}{0,9 \times 13,50 \times 4 \times 3,77 \times 10^2} = 0,94 \text{ MPa}$$

Avec :

n : Nombre d'armatures longitudinales tendues ; n = 4

μ : Périmètre d'armatures tendues ;

$\mu = 3,77 \text{ cm}$; tirée du tableau

$$\bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,50 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

ψ_s : Coefficient de scellement relatif à l'acier selon sa nature lisse ou HA

$$\begin{cases} \psi_s = 1 \rightarrow \text{Pour les aciers lisses} \\ \psi_s = 1,5 \rightarrow \text{Pour les aciers HA} \end{cases}$$

$$\tau_{se} = 0,94 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

5-La vérification des contraintes à l'E.L.S. :

$$Q_{ser} = G + Q = 7,28 \text{ KN/m} \text{ et } P_{ser} = 1,73 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = -\frac{Q_{ser}l^2}{2} - P_{ser}l = -\frac{7,28 \times 1,50^2}{2} - (1,73 \times 1,50) = -10,785 \text{ kN.m}$$

-Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 67,825y - 854,28 = 0 \rightarrow y = 3,51 \text{ cm}$$

Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,51^3}{3} + ((15 \times 6,15)(13,50 - 4,15)^2) = 9506,17 \text{ cm}^4$$

--Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{10,785 \times 10^3}{9506,17} \times 3,51 = 3,98 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 3,98 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée}$$

-Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :

$$\sigma_{st} = \min \left[\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right]; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

η : Coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{10,785 \times 10^3}{9506,17} \times (13,50 - 3,51) = 170 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 170 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 202 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification de la flèche :

Pour les éléments supportés en console, la flèche F est égale à : $F = F_1 + F_2$

Avec :

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

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{\left((b \times h) \frac{h}{2} \right) + (\eta \times A_s \times d)}{b \times h} = \frac{(100 \times 15 \times 7,5) + (15 \times 4,52 \times 13,50)}{(100 \times 15) + (15 \times 4,52)}$$

$$Y_1 = Y_G = 7.75 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 7,24 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{bY_1^3}{3} + \frac{bY_2^3}{3} + \eta A(d - Y_1)^2 = 30407,89 \text{ cm}^4$$

$$= \frac{100 \times 7,75^3}{3} + \frac{100 \times 7,24^3}{3} + (15 \times 4,52 \times (13,50 - 7,75)^2)$$

Calcul de la flèche :

$$F = \frac{l^3}{EI} \left[\frac{Ql}{8} + \frac{P}{3} \right] = \frac{1,50^3 \times 10^2}{32164,19 \times 10^{-5} \times 30407,89} \times \left[\frac{8,64 \times 1,50}{8} \times \frac{1,73}{3} \right] = 0,032 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{160}{250} = 0,6 \text{ cm}$$

$F_{cal} = 0,032 \text{ cm} < F_{adm} = 0,6 \text{ cm}$ Condition vérifiée

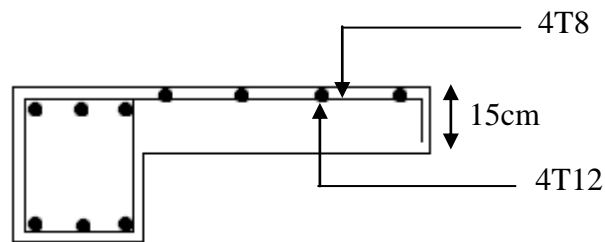


Fig IV. 3 : Schéma de ferrailage du balcon (étage courant) (Type 1,2)

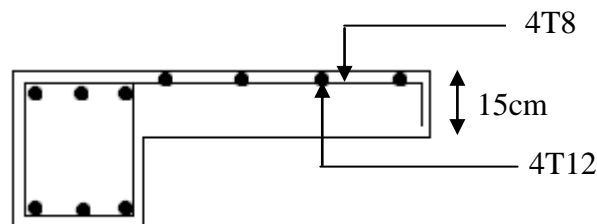


Fig IV. 4: Schéma de ferrailage du porte à faux (terrasse) (Type 1,2)

IV.3-Les escaliers :

3.1-Définition :

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant.

Ils constituent une issue de secours importante en cas d'incendie, l'établissement des escaliers nécessite le respect de certains facteurs, ils doivent être agréable à l'œil et fonctionnelle et aussi facile à monter.

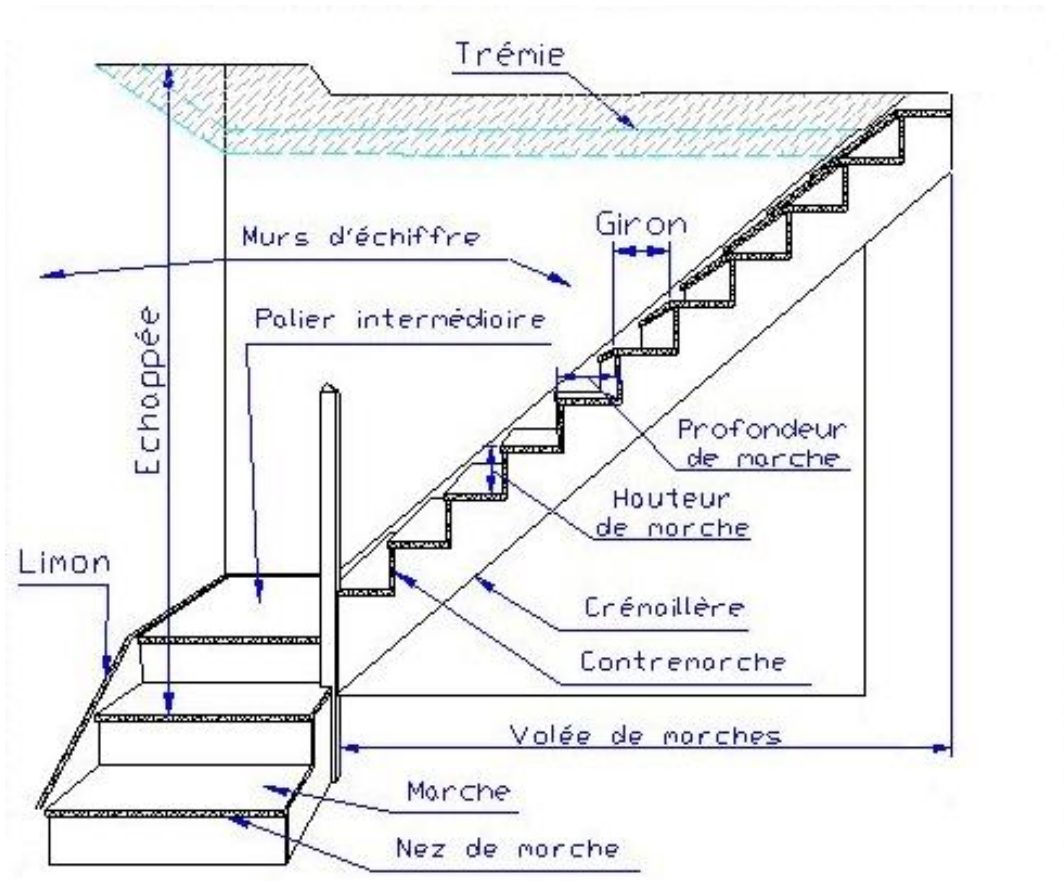


Fig IV. 5: Schéma descriptif d'un escalier

Notre bâtiment dispose un types d'escalier : escalier à1 volées

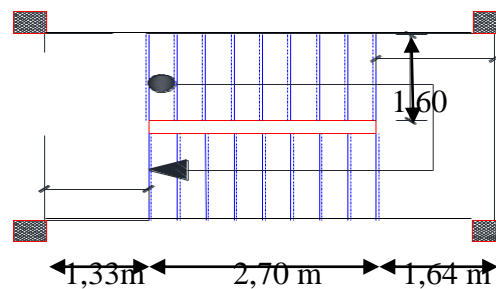


Fig.IV. 6 : Vus en plan de l'escalier

Pour arriver à faire le calcul d'un escalier il faut se baser sur les formules suivantes :

Formule de Blondel :

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

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

g : La largeur de la marche.

On prend : $2h + g = 66 \text{ cm}$ (usage publiques)

On a aussi c'est deux formules :

$$H = n \times h = \frac{h_e}{2} \text{ et } L = (n - 1)g$$

Avec : H : Hauteur entre les faces supérieurs des deux paliers successifs d'étage ;

n : Le nombre de contre marche :

L : La projection horizontale de la longueur total de la volée.

2.1-Dimensionnement des marches et contre marches :

D'après (1), on a : $He = 3,06\text{m}$ et $H = He/2 = 1,53\text{m}$

$$h = \frac{H}{n} \text{ et } g = \frac{L}{n - 1}$$

Donc d'après Blondel on a :

$$m = \left(\frac{L}{n - 1} + 2 \right) \times \frac{H}{n}$$

Et puis : $mn^2 - (m + L + 2H)n + 2H = 0 \dots \dots \dots (2)$

Avec : $m = 64\text{cm}$, $H = 153 \text{ cm}$ et $L = 240\text{cm}$

Donc l'équation (2) devient : $64n^2 - 610n + 306 = 0$

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

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

$$h = \frac{153}{9} = 17 \rightarrow h = 17 \text{ cm. et } g = \frac{L}{n - 1} = 30 \text{ cm}$$

On vérifie avec la formule de Blondel :

$59 \text{ cm} \leq (2 \times 17) + 30 \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 64\text{cm} \leq 66 \text{ cm}$; Condition vérifiée

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

L'angle d'inclinaison est : $\tan \alpha = \frac{17}{30} = 0,56 \Rightarrow \alpha = 32,49^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,87$

1. a- Epaisseur de la volée (e_v) :

$$\frac{l}{30} \leq e_v \leq \frac{l}{20} \rightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \rightarrow \frac{270}{30 \times 0,87} \leq e_v \leq \frac{270}{20 \times 0,87} \rightarrow$$

$$10,34 \leq e_v \leq 15,52$$

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

1. b- Epaisseur du palier (e_p):

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{12}{0,87} = 13,79 \text{ cm}$$

$$e_p = 14 \text{ cm}$$

2.2-Descente de charges**2. a-Paillasse :****Tableau IV. 3 : Charges et surcharge du volée de l'escalier (type 1)**

Désignation	e (m)	G (Kn/m ²)
Revêtement en carrelage horizontal	0,02	0,4
Mortier de ciment horizontal	0,02	0,4
Lit de sable	0,02	0,36
Revêtement en carrelage vertical	$0,02 \times \frac{18}{30}$	0,24
Mortier de ciment vertical	$0,02 \times \frac{18}{30}$	0,24
Poids propre de la paillasse	$\frac{e_p}{\cos \alpha} \times 0,25$	4,11
Poids propre des marches	$\frac{h}{2} \times 0,22$	1,98
Enduit en plâtre	$0,02 / \cos \alpha$	0,235
G		7,96
Q		2,5

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur : $\begin{cases} q_u = 14,5 \text{ kN/m} \\ q_{ser} = 10,46 \text{ kN/m} \end{cases}$

2. b- Palier :**Tableau IV. 1 : charges et surcharge du palier de l'escalier (type1)**

Désignation	e (m)	G (Kn/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	0,4
Mortier de ciment	0,02	0,4
Lit de sable	0,02	0,36
Poids propre du palier	$e_p \times 0,25$	4,25
Enduit en plâtre	0,02	0,2
G		5,61
Q		2,5

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur : $\begin{cases} q_u = 11,32 \text{ kN/m} \\ q_{ser} = 8,11 \text{ kN/m} \end{cases}$

2.3-Calcul du moment fléchissant et effort tranchant max à l'E.L.U :

$$\frac{q_{paillasse} - q_{palier}}{q_{palier}} = \frac{14,5 - 11,32}{11,32} = 0,28 > 10 \%$$

On garde le schéma statique réel.

Les réactions d'appuis :

$$\sum F/y=0 \Rightarrow R_A + R_B = (14,5 \times 2,70) + (11,32 \times 1,33) + (11,32 \times 1,64) = 72,77 \text{ KN}$$

$$R_a = \frac{(11,32 \times 1,33) + (14,5 \times 2,7(1,35 + 1,33)) + (11,32 \times 1,64(0,82 + 2,7 + 1,33))}{3,75} = 32,71 \text{ Kn}$$

$$R_a = 36,15 \text{ Kn}$$

$$R_b = 36,61 \text{ Kn}$$

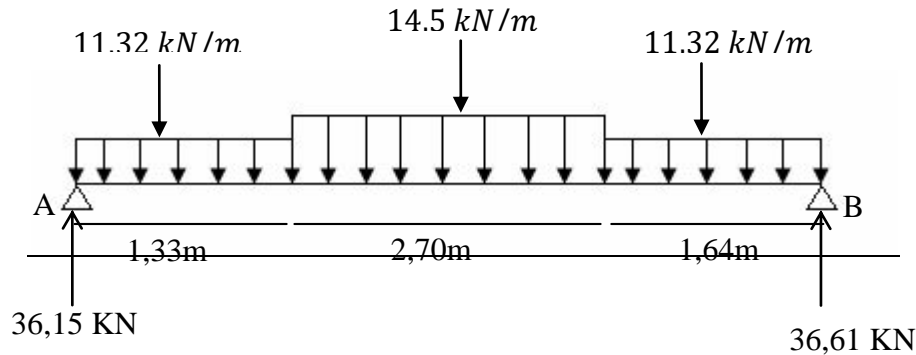


Fig IV. 7: Schéma statique de l'escalier

3. a-Moment fléchissant max :

$$M(x) = (36,61 \times x) - 11,32 \times 1,64 \times \left(x - \frac{1,64}{2}\right) - 14,5 \times \left(\frac{(x - 1,64)^2}{2}\right)$$

Position du moment max :

$$\frac{dM}{dx} = \frac{d \left[36,61x - 18,56 \times (x - 0,82) - 14,5 \times \left(\frac{x^2 - 3,28x + 1,64^2}{2}\right) \right]}{dx}$$

$$= 36,61 - 18,56 - 14,5 \times x + 23,78$$

$$\rightarrow x = 2,82 \text{ m}$$

Donc :

$$M_{max}(2,88) = 36,61 \times 2,82 - 11,32 \times 1,64 \times (2,82 - 0,82) - 14,5 \times \left(\frac{(2,82 - 1,64)^2}{2}\right)$$

$$M_{max} = 54,73 \text{ kn.m}$$

3. b-Effort tranchant :

0 ≤ x ≤ 1,64 :

$$T(x) = 36,61 - 11,32 \times x$$

$$T(0) = 36,61 \text{ Kn}$$

$$T(1,64) = 36,61 - 11,32 \times 1,64 = 18,04 \text{ KN}$$

1,64 ≤ x ≤ 4,34 :

$$T(x) = 36,61 - 11,32 \times x - 14,5 \times (x - 1,64)$$

$$T(1,64) = 18,04 \text{ Kn}$$

$$T(4,34) = 36,61 - 11,32 \times 4,34 - 14,50 \times 2,7 = 30 \text{ Kn}$$

4. 34 ≤ x ≤ 5. 67 :

$$T(x) = 36,61 - 11,32 \times x - 14,5 \times (x - 1,64) - 11,32 \times (x - 1,33)$$

$$T(4,34) =$$

$$T(x) = 36,61 - 11,32 \times x - 14,5 \times (x - 1,64)$$

3. c-Diagrammes M et T

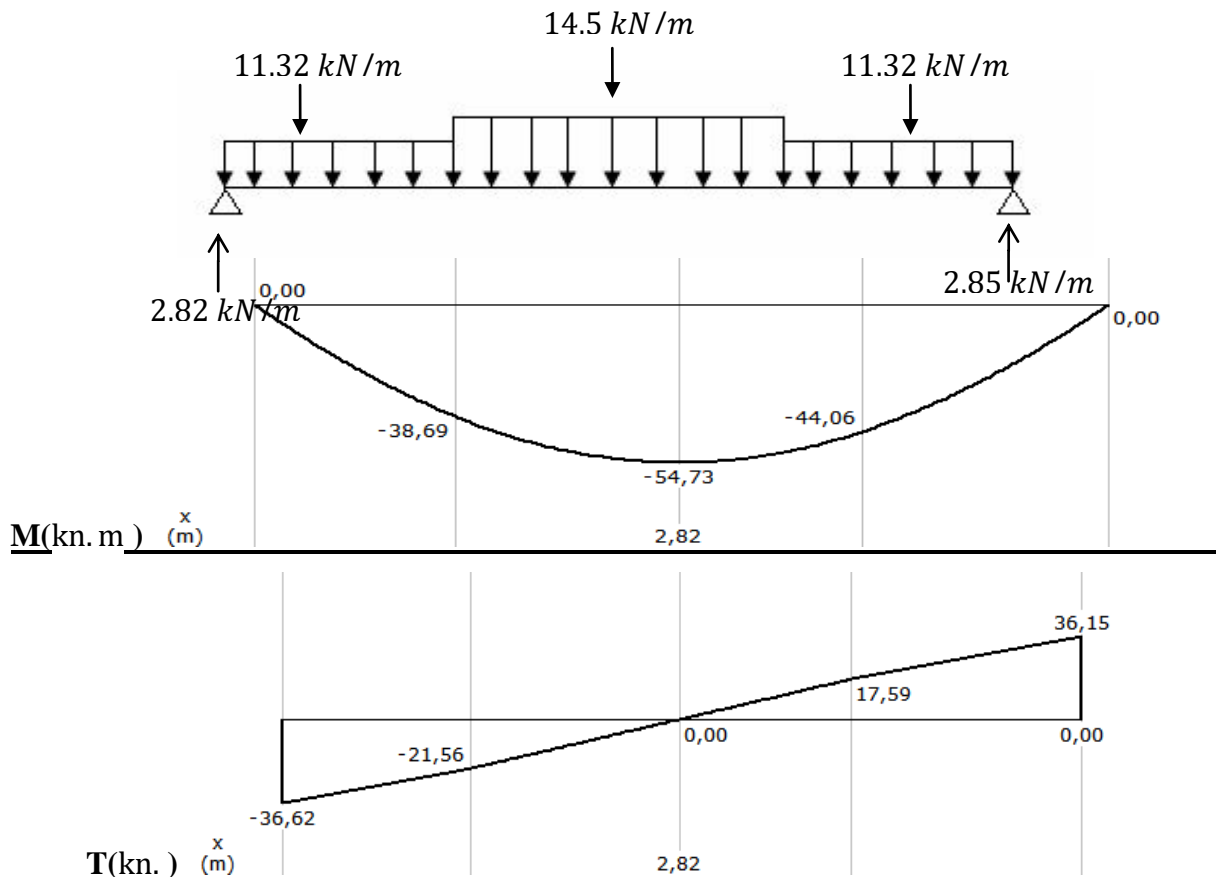


Fig IV. 8 : Diagrammes Moments et efforts tranchant (M,T) de l'escalier

3. d- Calcul des moments maximaux en travée à l'E.L.U :

On a : $M_{max} = 54,73 \text{ kN.m}$

$$M_t = 0,85 \times M_{max} = 46,52 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0,40 \times M_{max} = 21,89 \text{ kN.m}$$

2.4- Ferrailage de l'escalier :

4. a- En travée :

Le moment ultime :

$$M_t = 46,52 \text{ kN.m} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 0,9h = 13,5 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{46,52 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,180 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,900$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{46,52 \times 10^3}{0,900 \times 13,5 \times 348} = 11 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **4T14 p.m** avec : $A_{adm} = 12,06 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 3,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **4T10 p.m** avec : $A_{adm} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

4. b- Sur appuis :

$M_a = 21,89 \text{ kN.m}$; $h = 18 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 16,2 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{21,89 \times 10^3}{100 \times 16,2^2 \times 14,17} = 0,059 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,9695$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{21,89 \times 10^3}{0,9695 \times 16,2 \times 348} = 4,00 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **4T12** avec : $A_{adm} = 6,16 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 1,54 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte **4T8** avec : $A_{adm} = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

2.5-Vérifications :

5. a-Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13,5 \times 2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 12,32 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min}$$

$A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$; *Condition vérifiée.*

5. b- Justification vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \times 10 = \frac{36,62 \times 10}{100 \times 10,8} = 0,34 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,34 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$; *Condition vérifiée.*

5. c- Vérification au niveau des appuis :

$$A_{min} = \frac{1,15}{f_e} \left(T + \frac{M_a}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \times 10 \times \left((36,62) + \frac{21,89 \times 10^2}{0,9 \times 13,5} \right) = 5,37 \text{ cm}^2$$

$A_{adm} = 6,16 \text{ cm}^2 > A_{min} = 5,37 \text{ cm}^2$; Condition vérifiée

5. d- Les vérifications des contraintes à l'E.L.S :

$M_{t \max} = 46.52 \text{ kN, m}$; déterminé par méthode des coupures (RDM)

$M_{t \text{ ser}} = 0,85 \times M_{t \max} = 39,54 \text{ kN, m}$

$M_{a \text{ ser}} = 0,4 \times M_{t \max} = 18,60 \text{ kN, m}$

d,a -En travée :

$A_s = 6,16 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 54y - 997,92, = 0 \rightarrow y = 3,45 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée,

Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,45^3}{3} + (15 \times 6,16)(10,8 - 3,45)^2 = 6360,60 \text{ cm}^4$$

Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{11,05 \times 10^3}{6360,60} \times 3,45 = 6 \text{ MPa}$$

$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$\sigma_b = 6 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

d.b-Sur appuis :

$A_s = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 47,1y - 593,46 = 0 \rightarrow y = 2,94 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée,

Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} Y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 2,94^3}{3} + (15 \times 3,14)(12,6 - 2,94)^2 = 5242,23 \text{ cm}^4$$

Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{5,09 \times 10^3}{5242,23} \times 2,94 = 2,85 \text{ MPa}$$

$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_b = 2,85 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

5. e-Vérification de la flèche :

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{30} \Rightarrow \frac{14}{375} = 0,0373 > 0,0333 ; \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{A_s}{b}, d \geq \frac{2}{f_e} \Rightarrow 0,00503 > 0,005 \text{ Condition vérifiée,}$$

Il n'est nécessaire de calculer la flèche

2.6-Etude de la poutre palière :

6.1-Dimensionnement :

Selon le B.A.E.L 91/1999, le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{567}{15} \leq h \leq \frac{567}{10} \Rightarrow 37,8 \text{ cm} \leq h \leq 56,7 \text{ cm}$$

On prend : $h = 40 \text{ cm}$ donc $d = 0,9h = 36 \text{ cm}$

$$0,3d \leq b \leq 0,4d \Rightarrow 10,8 \text{ cm} \leq b \leq 14,4 \text{ cm}$$

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

Les vérifications des conditions du R.P.A, 99/2003 :

$$h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée ;}$$

$$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{h}{b} = 1,33 < 4 ; \text{Condition vérifiée,}$$

6.2 Charges supportées par la poutre :

$$\text{Poids propre de la poutre : } G_p = 0,40 \times 0,30 \times 25 = 3 \text{ kN/m}$$

$$\text{Poids du mur situé sur la poutre (enduit y compris) (25 cm): } G_m = 3,06 \times 1,53 = 4,68 \text{ kN/m}$$

$$\text{Réaction du palier : } R_b(Elu) = 36,62 \text{ kN/ml}$$

$$Q_u = (1,35 \times (3 + 4,68)) + 36,62 = 47 \text{ kN/m}$$

$$Q_{ser} = 3 + 4,68 + 36,62 = 44,3 \text{ kN/m}$$

2. a-Calcul des sollicitations à l'E.L.U :

$$M_0 = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{47 \times 5,67^2}{8} = 189,58 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85M_0 = 161,15 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0,40M_0 = 78,83 \text{ kN.m}$$

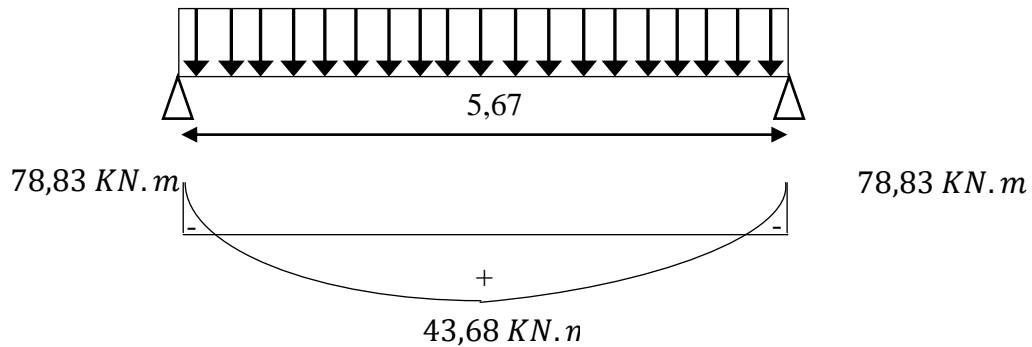


Fig IV.9 : Schéma statique de la poutre palière de l'escalier

6.2-Calcul du ferrailage à l'E.L.U :

On a : $b = 30 \text{ cm}$; $h = 40 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 36 \text{ cm}$

2, a-En travée :

Le moment ultime :

$$M_t = 161,15 \text{ kN}, m$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{161,15 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 14,17} = 0,292 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,823$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{161,15 \times 10^3}{0,823 \times 36 \times 348} = 15,63 \text{ cm}^2 / ml$$

On prend comme choix 8T16 avec : $A_{adm} = 16,08 \text{ cm}^2 / ml$

2. b-Sur appuis :

Le moment ultime :

$$M_a = 78,83 \text{ kN}, m$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{78,83 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 14,17} = 0,143 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,9225$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{78,83 \times 10^3}{0,9225 \times 36 \times 348} = 6,82 \text{ cm}^2 / ml$$

-On prend comme choix 5T14 avec : $A_{adm} = 7,70 \text{ cm}^2 / ml$

6.3- Les vérifications :

Tableau IV.5 : Vérification des différentes conditions (poutre palière)

Condition	Vérification	
Condition de non fragilité (travée)	$A_{\min} = 1,30 \text{ cm}^2$	$A = 15,63 \text{ cm}^2$ $A > A_{\min}$ Condition vérifiée
Condition de non fragilité (appui)	$A_{\min} = 1,30 \text{ cm}^2$	$A = 6,82 \text{ cm}^2$ $A > A_{\min}$ Condition vérifiée
Vérification des contraintes à L'ELS (travée)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y$ $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$	$\sigma_b = 6 < \bar{\sigma}_{bc}$ Condition vérifiée
Vérification des contraintes à L'ELS (appui)	$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y$ $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$	$\sigma_b = 2,85 < \bar{\sigma}_{bc}$ Condition vérifiée
Justification vis à vis de l'effort tranchant	$\tau = \frac{T}{b.d}$ $\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$	$\tau_u = 0,34 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée

3.1- Ferrailage des armatures transversales :**1. a- Détermination du diamètre des armatures transversal :**

$$\Phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_l\right\} = \min\{10 \text{ mm}; 30 \text{ mm}; 10 \text{ mm}\} \Rightarrow \Phi_t = 10 \text{ mm}$$

1. b- L'espace :

$$S_t \leq \min\{0,9d; 40 \text{ cm}\}$$

$$= \min\{28,35 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\}$$

D'après le R,P,A 99/2003 :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\{15 \text{ cm}; 10\Phi_l\} = \min\{15 \text{ cm}; 10 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq 15\Phi_l \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}; \text{ On prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

1.c-La longueur de scellement droit l_s :

$$l_s = \frac{\Phi_l f_e}{4\tau_e}$$

$$= \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

On adopte une courbure égale à : $r = 5,5\Phi_l = 7,7 \text{ cm}$

$$L_2 = d - \left(c + \frac{\Phi}{2} + r \right)$$

$$= 36 - (3 + 0,7 + 7,7) = 24,6 \text{ cm}$$

$$L_1 = \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87}$$

$$= \frac{49,38 - 16,86 - 24,6}{1,87} = 4,23 \text{ cm}$$

3.2 Calcul de la flèche :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{403} > \frac{1}{16} \Rightarrow 0,092 > 0,06 ; \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t \text{ ser}}}{10 \times M_{0 \text{ ser}}} \Rightarrow \frac{40}{434} > \frac{11,05}{10 \times 39,54} \Rightarrow 0,092 > 0,04 ; \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq 4,2/f_e \Rightarrow \frac{6,82}{30 \times 36} \leq 4,2/400 \Rightarrow 0,0063 < 0,0105 ; \text{Condition vérifiée,}$$

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

IV.4- La cage d'ascenseur :

L'Ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble, c'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité,

Les tout premiers modèles s'appelaient monte-charge, Ce dernier existe encore aujourd'hui sous une forme améliorée, Un ascenseur est constitué d'une plateforme ou d'une cabine qui se déplace le long de glissière verticale dans une cage, selon le appelée cage d'ascenseur de surface $S = 1,4 \times 1,4 = 1,96 \text{ m}^2$ pouvant charger 9 personnes et de faible vitesse $V=1\text{m/s}$, La charge totale que transmettent le système de levage et la cabine chargée est de 675 kg (DTU75,1), on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine,

La machinerie et le local dans lequel se trouve l'ensemble des organes moteurs assurant le

mouvement et l'arrêt de l'ascenseur, en général elle se trouve au-dessus de la gaine, Dans ce cas le plancher est calculé pour supporter la charge amenée par les organes moteurs, la cabine, les câbles et les divers accessoires,

L'ascenseur est un dispositif électromécanique, qui est utilisé afin de mouvoir verticalement des personnes ou des objets à travers les différents niveaux à l'intérieur d'un bâtiment, Il se trouve dans les constructions dépassants les 5 étages, où l'usage des escaliers devient fatigant,

L'ascenseur est installé dans la cage d'ascenseur, ou il y a une glissière qui sert à déplacer une cabine,

Dans notre projet, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes,

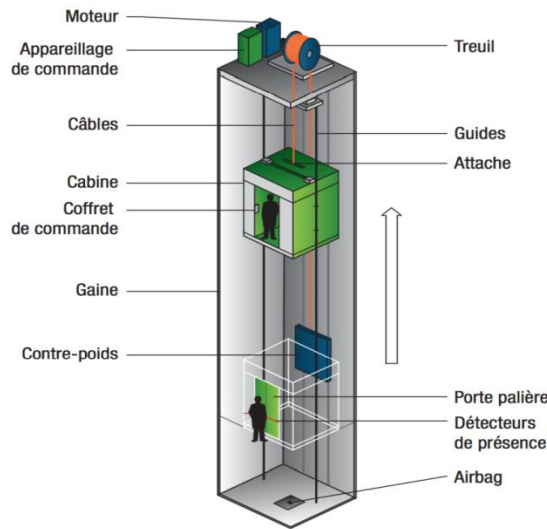


Fig IV. 17: Schéma d'un ascenseur,

4.1- Calcul du poids des composants de l'ascenseur :

L'ascenseur mécanique est constitué de :

- Treuil de levage et sa poulie ;
- Cabine ou bien une benne ;
- Un contre poids,

La cabine et le contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie soit :

P_m : Le poids mort de la cabine, étrier, accessoire, câbles ;

Q : La charge en cabine ;

P_p : Le poids de contre poids tel que : $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$

1. a- Les dimensions :

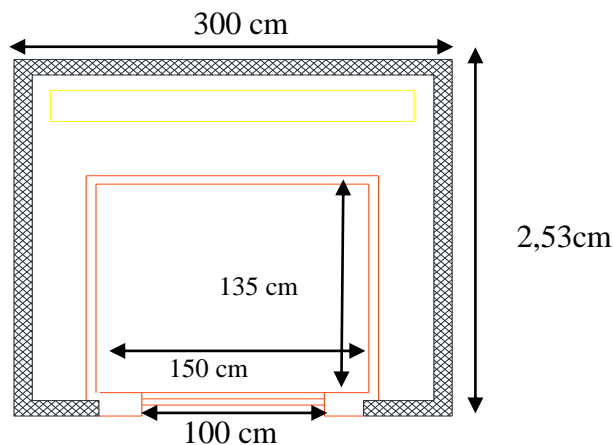


Fig IV. 20 : dimensionnement de l'ascenseur

Largeur de la cabine : 1,50 m
 Longueur de la cabine : 1,35 m
 Hauteur : 2,20 m

La largeur de passage libre : 1,00 m

La hauteur de passage libre : 2,00 m

La hauteur de la course : 30,60 m

La surface latérale : $S = 2 \times (1,35 + 1,5) \times 2,20 = 12,54 \text{ m}^2$,

1, b-Epaisseur de la dalle :

$$h_0 = \frac{L_x}{30} = \frac{300}{30} = 10 \text{ cm}$$

L'épaisseur minimale pour une dalle pleine est de 12cm selon le **RPA** ; donc on prend une épaisseur de 15 cm,

Tableau IV.06 : Poids mort de l'ascenseur

Poids de la cabine : $S = 2 \times (1,35 + 1,5) \times 2,20 = 12,54 \text{ m}^2$,	$M1 = 11,5 \times 12,54 \times 1,50 = 216,3 \text{ kg}$
Poids de plancher : $S = 2,05 \times 2,40 = 4,92 \text{ m}^2$	$M2 = 110 \times 4,92 = 541,2 \text{ kg}$
Poids du toit :	$M3 = 20 \times 4,92 = 98,40 \text{ kg}$
Poids l'arcade :	$M4 = 60 + (80 \times 1,50) = 180 \text{ kg}$
Poids de parachute :	$M5 = 40 \text{ kg}$
Poids des accessoires :	$M6 = 80 \text{ kg}$
Poids des poulies de moulage :	$M7 = 2 \times 30 = 60 \text{ kg}$
Poids de la porte de cabine : $= 2,2 \times 0,80 = 1,76 \text{ m}^2$	$M8 = 80 + (1,76 \times 25) = 124 \text{ kg}$

- Poids mort total : $P_m = \sum_{i=1}^{i=8} M_i = 1340 \text{ kg}$
- Contre poids : $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 1340 + \frac{675}{2} = 1677,5 \text{ kg}$

4.2- Calcul dès la charge total q_u :

2. a-Calcul de la charge de rupture :

Selon (DTU75,1), la valeur minimale du coefficient de sécurité C_s est de 10 et le rapport $\frac{D}{d}$ (D : diamètre de la poulie et d : diamètre du câble), est au minimum égale à 40, quel que soit le nombre des tirons,

$$\frac{D}{d} = 45 \text{ et } D = 550 \text{ mm} \rightarrow d = 12,22 \text{ mm}$$

On a : $C_r = C_s \times M$

Avec :

C_s : Coefficient de sécurité du câble et $C_s = 12$;

C_r : Quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble ;

M : Charge statique nominale portée par la nappe,

Et : $M = Q + P_m + M_g$

M_g : Poids du câble,

On néglige M_g devant $(Q + P_m)$ donc : $(M_g \ll Q + P_m) \rightarrow M = Q + P_m$

Donc : $C_r = C_s \times M = C_s \times (Q + P_m) = 12 \times (675 + 1340) = 24180 \text{ kg}$

C'est la charge de rupture effective, elle doit être divisée par le coefficient de câblage qui est égale à 0,85.

$$C_r = \frac{24180}{0,85} = 28447,05 \text{ kg}$$

La charge de rupture pour « n » câble est : $C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n$

Avec :

m : Type de moulage (2 brins, 3 brins, ...) ;

n : Nombres des câbles,

Pour un câble de $d=12,22 \text{ m}$ et $m=2$ on a : $C_{r(1 \text{ câble})} = 8152 \text{ kg}$

$$n = \frac{C_r}{C_{r(1 \text{ câble})} \times m} = \frac{25691,3}{8152 \times 2} = 1,74$$

On prend : $n = 2$ câbles, car le nombre de câbles doit être paire et cela pour compenser les efforts de tension des câbles,

2, b- Calcul des poids des câbles :

$$M_g = m \times n \times L$$

Avec :

m : La masse linéaire du câble, $m = 0,515 \text{ kg} / \text{m}$;

n : Nombre des câbles, $n = 2$;

L : Longueur du câble, $L = 30,60 \text{ m}$

$$M_g = m \times n \times L = 0,515 \times 2 \times 30,60 = 31,51 \text{ kg}$$

$$M = Q + P_m + M_g = 675 + 1340 + 31,51 = 2046,51 \text{ kg}$$

b, a- Vérification de C_r :

$$C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n = 8152 \times 2 \times 2 \times 0,85 = 27716,8 \text{ kg}$$

$$C_r = C_s \times M \rightarrow C_s = \frac{C_r}{M} = \frac{27716,8}{2046,51} = 13,54 > 12 ; \text{Condition vérifiée}$$

2, c- Calcul de la charge permanente total G :

On a : $P_{treuil} = 1200 \text{ kg}$

$$G = P_m + P_p + P_{treuil} + M_g = 1058,02 + 1395,52 + 1200 + 75,64 = 3729,18 \text{ kg}$$

$$Q = 675 \text{ kg}$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 6046,89 \text{ kg}$$

4,3- Vérification de la dalle au poinçonnement :

La dalle de l'ascenseur risque de se poinçonner sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 4 cotés), donc chaque appui reçoit le quart de la charge $q_u = 6046,89 \text{ kg}$,

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{6046,89}{4} = 1511,72 \text{ kg/m}$$

Selon le B,A,E,L 91/99 (A,5,2, 42), on doit vérifier la condition de non poinçonnement qui suit :

$$q_0 \leq 0,045\mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

q_0 : La charge de calcul à l'E.L.U ;

h_0 : Epaisseur totale de la dalle, $h_0 = 15 \text{ cm}$;

μ_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen,

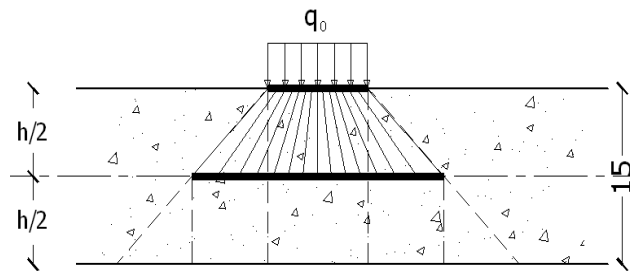


Fig IV. 21 : Répartition des charges sur la dalle d'ascenseur

La charge concentrée q_0 est appliquée sur un carré de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$,

$$\mu_c = 2(U + V)$$

$$U = a + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm}$$

$$V = b + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm}$$

$$\mu_c = 2(25 + 25) = 100 \text{ cm}$$

$$q_0 \leq 0,045\mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 100 \times 15 \times \frac{25 \times 10}{1,5} = 11250 \text{ kg} > q_0 = 1512 \text{ kg}$$

Il n'y a pas de risque de poinçonnement,

4,4-Evaluation des moments dus aux charges concentrées :

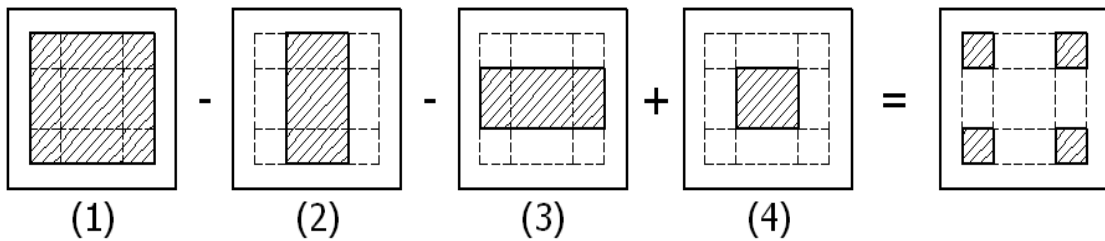


Fig IV. 22 : Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle

4,1-Distances des rectangles :

1) Rectangle (1) :

$$\begin{cases} U = 200 \text{ cm} \\ V = 153 \text{ cm} \end{cases}$$

2) Rectangle (2) :

$$\begin{cases} U = 150 \text{ cm} \\ V = 153 \text{ cm} \end{cases}$$

3) Rectangle (3) :

$$\begin{cases} U = 200 \text{ cm} \\ V = 103 \text{ cm} \end{cases}$$

4) Rectangle (4) :

$$\begin{cases} U = 150 \text{ cm} \\ V = 103 \text{ cm} \end{cases}$$

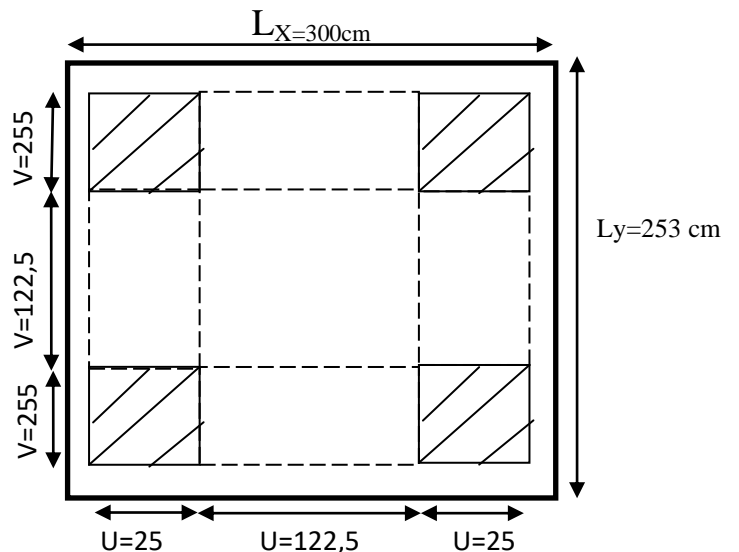


Fig IV. 23: Dessin montrant la concentration des charges

4,2- Calcul des moments suivant les deux directions :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)P \text{ et } M_y = (M_2 + \nu M_1)P$$

ν : le coefficient de Poisson,

$$\text{A l'E.L.U } (\nu = 0): M_x = M_1 \times P \text{ et } M_y = M_2 \times P \text{ et } P = P' \times S$$

La charge surfacique appliqué sur le rectangle A (25 × 25) cm² est :

$$P' = \frac{q_u}{u \times v} = \frac{1511,72}{0,25^2} = 24187,52 \text{ kg / m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant : $L_x = 3 \text{ m}$ et $L_y = 2,53 \text{ m}$,

Tableau IV.7 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M_1	M_2	S (m ²)	P=P'.S	M _x	M _y
						(Kg)	(Kg.m)	(Kg.m)
1	0,67	0,60	0,089	0,055	3,6	74013,811	6587,23	4070,76
2	0,50	0,60	0,098	0,063	2,295	55510,358	5440,02	3497,15
3	0,67	0,41	0,09	0,071	2,060	49826,291	4484,37	3537,67
4	0,50	0,41	0,112	0,081	1,545	37369,718	4185,41	3026,95

4.3- Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 848,256 \text{ kg, m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 62,88 \text{ kg, m}$$

4.4-Moments dus aux charges réparties (poids propre) :

4. a- Chargement :

$$L_x = 3 \text{ m et } L_y = 2,53 \text{ m et } h_0 = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Poids propre : } G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg / m}^2$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 100 \text{ kg / m}^2$$

$$\text{Charge ultime : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 656,25 \text{ kg / m}^2,$$

4. b- Sollicitations :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3}{2,53} = 1,19 \text{ donc la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\text{Donc la dalle travaille suivant les deux sens : } \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

$$\alpha = 0,84 \rightarrow \mu_x = 0,0517 \text{ et } \mu_y = 0,6678$$

$$\text{Donc : } M_{x2} = 305,353 \text{ kg.m et } M_{y2} = 203,915 \text{ kg.m}$$

4.c- Les moments appliqués à la dalle :

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 848,256 + 305,353 = 1153,609 \text{ kg, m}$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 203,915 + 62,88 = 266,802 \text{ kg, m}$$

4,5-Les moments retenus sont :

5, a-En travée :

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 865,207 \text{ kg . m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 200,102 \text{ kg . m}$$

5. b-Sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50M_{0x} = 576,805 \text{ kg , m}$$

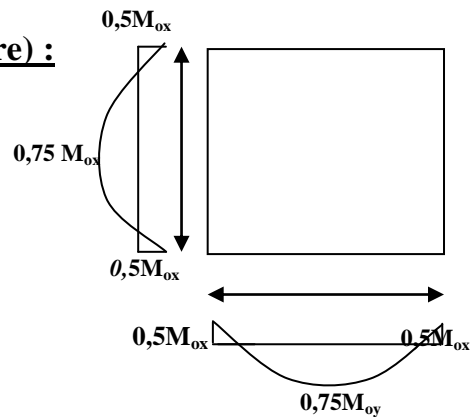


Fig IV. 24: Moments de la dalle

4.6- Calcul du ferrailage de la dalle :

Le ferrailage se fait sur une bande de 1 m de largeur,

On a : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $d = 13,5 \text{ cm}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;

$f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $\mu_1 = 0,392$; Fissuration peu préjudiciable,

6.1- En travée :**1. a-Sens L_x :**

Le moment ultime :

$$M_{tx} = 865,207 \text{ kg}, m = 8652,07 \text{ N}, m$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{8652,07}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,034 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,983$

La section d'acier :

$$A_{ax} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8652,07}{0,983 \times 13,5 \times 348} = 1,87 \text{ cm}^2 / ml$$

1. b-Sens L_y :

Le moment ultime :

$$M_{ty} = 200,102 \text{ kg} / m = 2001,02 \text{ N}, m$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2001,02}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,008 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,996$

La section d'acier :

$$A_{sy} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2001,02}{0,996 \times 13,5 \times 348} = 0,43 \text{ cm}^2 / ml$$

6.2-Sur appuis :

Le moment ultime :

$$M_{ax} = M_{ay} = 576,805 \text{ kg} / m = 5768,05 \text{ N}, m$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{5768,05}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,022 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,989$

La section d'acier :

$$A_a = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5768,05}{0,989 \times 13,5 \times 348} = 1,24 \text{ cm}^2 / ml$$

6.3-Section minimale des armatures :

Puisque $h_0 = 15 \text{ cm}$ ($12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$) et $\alpha = 0,9$, on peut appliquer la formule suivante :

3. a-Sens L_y :

$$A_{y \text{ min}} = 8h_0 = 8 \times 0,15 = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{ty} = 0,43 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{y \text{ min}} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ty} = A_{y \text{ min}} = 1,24 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ay} = 1,24 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{y \text{ min}} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ay} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

3. b-Sens L_x :

$$A_{x \text{ min}} = A_{y \text{ min}} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,2 \left(\frac{3 - 1,04}{2} \right) = 0,98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{tx} = 1,87 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{x \text{ min}} = 0,98 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{tx} = 1,87 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ax} = 1,24 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{x \text{ min}} = 0,98 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ax} = 1,24 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

6.4- Choix des aciers :

$$\Phi \leq \frac{h_0}{10} \Rightarrow \Phi \leq 15 \text{ mm}$$

4. a-En travée :

a. a-Sens L_x :

$$\begin{cases} A_{tx} = 1,84 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} \leq \min(3h_0 ; 33 \text{ cm}) \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T12 \text{ p, m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

a. b-Sens L_y :

$$\begin{cases} A_{ty} = 1,24 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq \min(4h_0 ; 45 \text{ cm}) \\ S_{ty} \leq 45 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T12 \text{ p, m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

a. c-Sur appuis (chapeaux) :

$$\begin{cases} A_a = 1,24 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T12 \text{ p, m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_t = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

6.5- Armatures transversal :

La mise des armatures transversales dépend de la condition suivante :

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

La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans son épaisseur,

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \text{ Avec :}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u \text{ tot}}}{b \times d} \text{ et } \bar{\tau}_u = \frac{10h_0}{3} \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$$

$$V_{u \text{ tot}} = V_x + V_y ; \text{Sens } L_x$$

$$V_{u\ tot} = V_y + V_u ; \text{Sens } L_y$$

V_x et V_y : sont les efforts tranchants dus aux charges réparties,

V_v et V_u : sont les efforts tranchants dus aux charges localisées,

On calcule V_x et V_y :

$$\alpha > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} V_x = q_u \frac{L_x}{2} \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} ; V_x > V_y \\ V_y = q_u \frac{L_x}{3} \end{cases}$$

$$V_x = 6562,5 \times \frac{3}{2} \frac{1}{1 + \frac{1,19}{2}} = 6171,63 N = 6,71 \text{ kN}$$

$$V_y = 6562,5 \times \frac{2,53}{3} = 5534,37 N = 5,53 \text{ kN}$$

$$V_y < V_x$$

On calcul V_v et V_u :

$$V_v = \frac{P_0}{2u + v} = \frac{1512}{(2 \times 0,25) + 0,25} = 2016,1 N = 20,16 \text{ kN}$$

$$V_u = \frac{P_0}{3u} = \frac{1512}{3 \times 0,25} = 2016,1 N = 20,16 \text{ kN}$$

$$V_v = V_u \text{ parce que } u = v$$

Donc :

$$V_{tot} = V_x + V_v = 6,71 + 20,16 = 135,27 \text{ kN} ; \text{Sens } L_x$$

$$V_{tot} = V_y + V_u = 5,53 + 20,16 = 111,5 \text{ kN} ; \text{Sens } L_y$$

$$\text{Et : } V_{u\ tot} = \max(V_{u\ tot\ x} ; V_{u\ tot\ y}) = 135,24 \text{ kN}$$

Donc on a :

$$\tau_u = \frac{V_{tot}}{b \times d} = \frac{135,27 \times 10^3}{1000 \times 135} = 1,002 \text{ MPa}$$

$15 \text{ cm} \leq h_0 = 15 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm}$; On vérifié que :

$$\bar{\tau}_u = \frac{10h_0}{3} \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \frac{10 \times 0,15}{3} \min(0,13 \times 25 ; 5 \text{ MPa}) = 1,625 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,625 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

On en déduit que les armatures transversal ne sont pas nécessaires,

6.6-Vérification à l'E.L.S :

6.1- Calcul des sollicitations sous l'effet des charges concentrées :

$$\begin{cases} M_{0x} = (M_1 + \nu M_2)P'_{ser} \\ M_{0y} = (M_2 + \nu M_1)P'_{ser} \end{cases} \text{ avec : } \nu = 0,2 (E, L, S)$$

$$P'_{ser} = q_{ser} \times S' = \frac{P_{a ser}}{u \times v} \times S'$$

$$P_{a ser} = (G + Q) \frac{1}{4} = (3729,18 + 675) \frac{1}{4} = 1101,04 \text{ kg}$$

$$q_{ser} = \frac{P_{a ser}}{u \times v} = \frac{1101,04}{0,25^2} = 17616,72 \text{ kg / m}^2$$

$$P'_{ser} = 17616,72 \times S'$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant : $L_x = 3 \text{ m}$ et $L_y = 2,53 \text{ m}$,

Tableau IV8: Les résultats des moments isostatiques des rectangles

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M_1	M_2	S (m ²)	P=P',S	M_x	M_y
						(Kg)	(Kg.m)	(Kg.m)
1	0,67	0,60	0,089	0,055	3,6	53907,163	4797,738	2964,894
2	0,50	0,60	0,098	0,063	2,295	40430,372	3962,176	2547,113
3	0,67	0,41	0,09	0,071	2,060	36290,443	3266,140	2576,621
4	0,50	0,41	0,112	0,081	1,545	27217,832	3048,397	2204,644

6.2-Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 544,53 \text{ kg, m}$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 40,87 \text{ kg, m}$$

6.3- Moments dus aux charges réparties (poids propre) :

3. a- Chargement :

$$L_x = 3 \text{ m et } L_y = 2,53 \text{ m et } h_0 = 15 \text{ cm}$$

- Poids propre : $G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg / m}$
- Charge d'exploitation : $Q = 100 \text{ kg / m}$

$$\text{Charge ultime : } q_{ser} = G + Q = 475 \text{ kg / m}$$

6. 4- Moments dus aux charges réparties (E.L.S) : $\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3}{2,53} = 1,19$

Donc la dalle travaille suivant les deux sens : $\begin{cases} M_{0xr} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \\ M_{0yr} = \mu_y \times M_{0xr} \end{cases}$

$\alpha = 0,84 \Rightarrow \mu_x = 0,0517$ et $\mu_y = 0,6678$; Tirée de l'abaques

Donc : $M_{0xr} = 221,018 \text{ kg}, m$ et $M_{0yr} = 147,59 \text{ kg}, m$

6.5- Les moments appliqués au centre d'impact du rectangle :

$$M_{0x} = M_{0xc} + M_{0xr} = 152,78 + 100,68 = 765,550 \text{ kg} / m$$

$$M_{0y} = M_{0yc} + M_{0yr} = 271,79 + 100,68 = 188,466 \text{ kg} / m$$

5.1-Les moments retenus :

1. a-En travée :

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 574,163 \text{ kg}, m$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 141,35 \text{ kg}, m$$

2. b-Sur appuis

$$:M_{ax} = M_{ay} = 0,50M_{0x} = 382,77 \text{ kg}, m$$

5.2-Vérification des contraintes dans le béton :

2. a-Suivant L_x :

a. a- En travée :

$$M_{tx} = 5741,63 \text{ N}, m ; A_{tx} = 3,14 \text{ cm}^2 / ml ; A' = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,1y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,12 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,12^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,12)^2) = 6087,14 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{5741,63}{6087,14} \times 3,12 = 2,94 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}^2$$

$$\sigma_{bc} = 2,94 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

a. b-Sur appuis :

$$M_a = 3827,7 \text{ N}, m ; A_a = 3,14 \text{ cm}^2 / ml ; A' = 0$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,10y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,12 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,12^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,12)^2) = 6087,14 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{3827,7}{6087,14} \times 3,12 = 1,96 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,96 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

2. b-Suivant L_y :

b. a- En travée :

$$M_{ty} = 1413,5 \text{ N} / \text{m} ; A_{ty} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A' = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,10y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,12 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,12^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,12)^2) = 6087,14 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1413,5}{6087,14} \times 3,12 = 0,72 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,72 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

4.7- Disposition du ferrailage :

7. a- Arrêt des barres :

La longueur de scellement L_s est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage correct,

$$\text{On a : } f_e 400 \text{ et } f_{c28} = 25 \text{ MPa,}$$

$$L_s = 40\phi = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm,}$$

7. b- Cas des charges uniformes :

Arrêt des armatures en travée et des chapeaux par moitié, les aciers traversant le contour sont ancrés au-delà de celui-ci,

7. c- Arrêt des barres sur appuis :

$$L_1 = \max\left(L_s ; \frac{1}{4}\left(0,3 + \frac{M_a}{M_{0x}}\right)L_x\right) = \max(32 \text{ cm} ; 62 \text{ cm}) = 62 \text{ cm}$$

$$L_2 = \max\left(L_s ; \frac{L_1}{2}\right) = \max(32 \text{ cm} ; 31 \text{ cm}) = 32 \text{ cm}$$

7. d- Arrêt des barres en travée dans les deux sens :

Les aciers armant à la flexion, la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis à raison d'un cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance :

$$\frac{L_x}{10} = \frac{300}{10} = 30 \text{ cm}$$

7.e- Armatures finales :**e. a-Suivant L_x :**

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Soit } 4T12 \text{ p, m avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Soit } 4T12 \text{ p, m avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

e. b-Suivant L_y :

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Soit } 4T12 \text{ p, m avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Soit } 4T12 \text{ p, m avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

4.8-Voile de la cage d'ascenseur :

D'après le RPA 99/2003, l'épaisseur du voile doit être $e_p \geq 15 \text{ cm}$,

On adopte une épaisseur $e_p = 15 \text{ cm}$,

Dans notre cas le voile de la cage d'ascenseur n'est pas un élément porteur, il sera ferrailé par :

$$A_{min} = 0,1\% \times b \times h_t = 0,1\% \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le voile est ferrailé en deux nappes avec 5T12 / ml soit : $A_{adop} = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

L'espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$

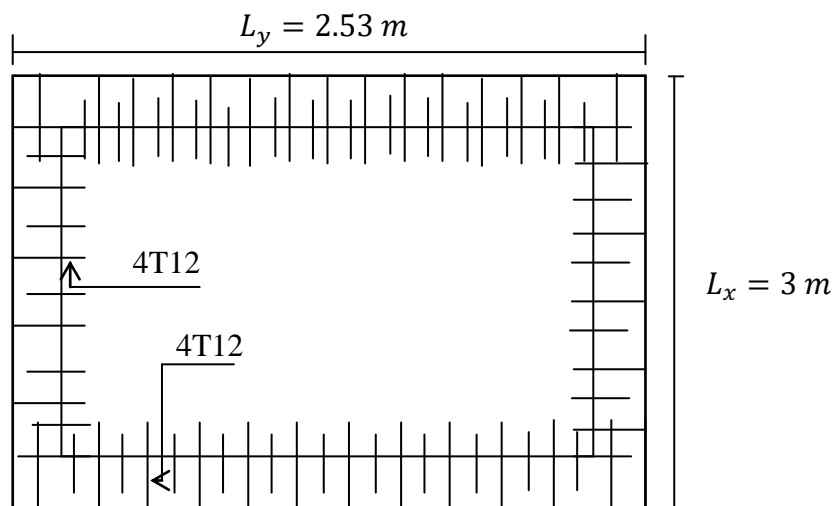


Fig IV. 25: Ferrailage supérieur de la dalle de l'ascenseur,

$$L_y = 2.53 \text{ m}$$

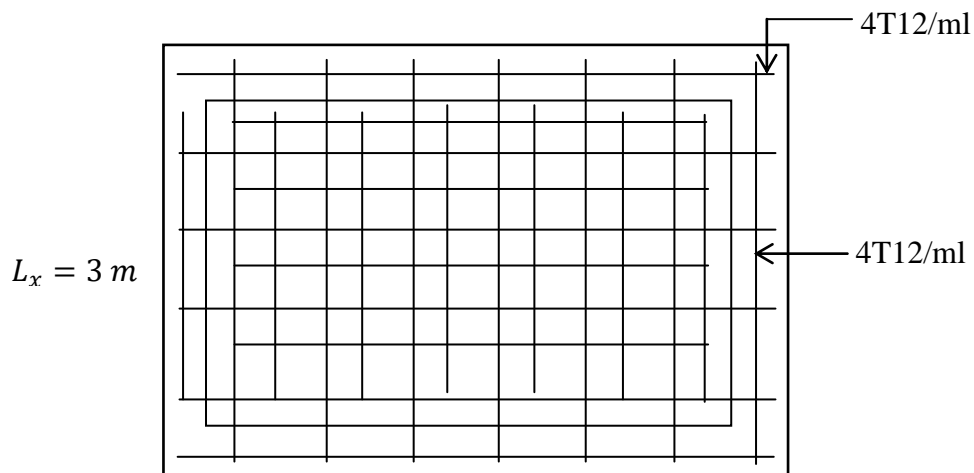


Fig IV.26: Ferrailage inférieur de la dalle de l'ascenseur

Chapitre 05 :
L'étude sismique du bâtiment

V.1 Introduction :

Il est nécessaire d'étudier le comportement ou bien la réponse de la structure sous l'action sismique pour garantir un degré de protection acceptable à la construction en cas de séisme et d'éviter au maximum les dégâts qui pourraient être provoqués par ce phénomène.

V.2 Présentation du logiciel ROBOT:

ROBOT est un logiciel de calcul des structure Génie Mécanique, Maritime et Civil entre autres les structures de bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI...Etc.).

De plus de par sa spécificité pour le calcul des bâtiments, **ROBOT** offre un avantage certain par rapport aux codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre des masses et des rigidités, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- Les voiles ont été modélisés par des éléments « SHELL » à quatre nœuds.
- Les dalles ont été modélisées par des éléments « SHELL » (dalles pleines).

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité βQ selon RPA99/version 2003 (dans notre cas $\beta=0,2$) correspondant à la surcharge d'exploitation. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir $2,5 \text{ t/m}^3$.

V.3 Méthode de calcul :

Le calcul de la réponse sismique et la répartition des efforts dans les différents éléments de la structure, on distingue principalement deux méthodes d'analyse :

1. Méthode d'analyse statique équivalente ;
2. Méthode d'analyse modale spectrale.

Pour l'évaluation des forces sismiques, on utilise le logiciel ETABS qui peut les calculer suivant différentes méthodes : Réponse Spectrum fonction, Time History Fonction, ...

Réponse Spectrum Fonction a été choisi parce qu'elle est basée sur la méthode dynamique modale spectrale et qui prend en compte la réponse de la structure suivant les modes déterminés en se basant sur les hypothèses suivantes :

- Masse supposée concentrée au niveau des nœuds principaux (nœud maître) ;
- Seul les déplacements horizontaux sont pris en compte ;
- Les planchers et les fondations sont considérés rigides dans leur plan ;
- Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation modale soit au moins égale à 90%.

V.4 Méthode d'analyse modale spectrale :

V.4.1 Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode est de rechercher, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets qu'engendrent les forces sismiques dans la structure, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets seront combinés pour avoir la réponse de la structure. La méthode la plus couramment employée pour le calcul dynamique des structures sont basées sur l'utilisation de spectre de réponse.

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Pour la détermination de la fonction du spectre de réponse, on utilise le programme « spectre RPA » qui permet de donner les valeurs du spectre de réponse en fonction des périodes.

V.4.2 Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représenté par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1}\right) \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3.0 \text{ S} \end{cases}$$

V.4.3 Nombre de mode à considérer :

D'après le RPA 99/2003 (article 4.3.4 -a) :

1. Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de mode de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :
 - La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
 - Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.
2. Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_k \leq 0,20 \text{ sec}$

N : nombre de niveau au-dessus du sol et T_k : la période du mode K.

V.5 Calcul sismique :**V.5.1 Définition des masses :**

ROBOT définit automatiquement chaque masse ou moment d'inertie massique affectée aux nœuds de chaque niveau d'où :

$$I_m = \frac{M}{S} (I_{xg} + I_{yg})$$

I_m : Inertie massique (t.m²) ;

M : Masse sismique qui est égale au rapport W/g ;

W : Poids de chaque niveau i ;

g : L'accélération de la pesanteur = 9,81 m/s² ;

S : Surface du plancher ;

I_{xg} : Inertie du plancher suivant l'axe X ;

I_{yg} : Inertie du plancher suivant l'axe Y ;

x_g et y_g : Coordonnées du centre de gravité ;

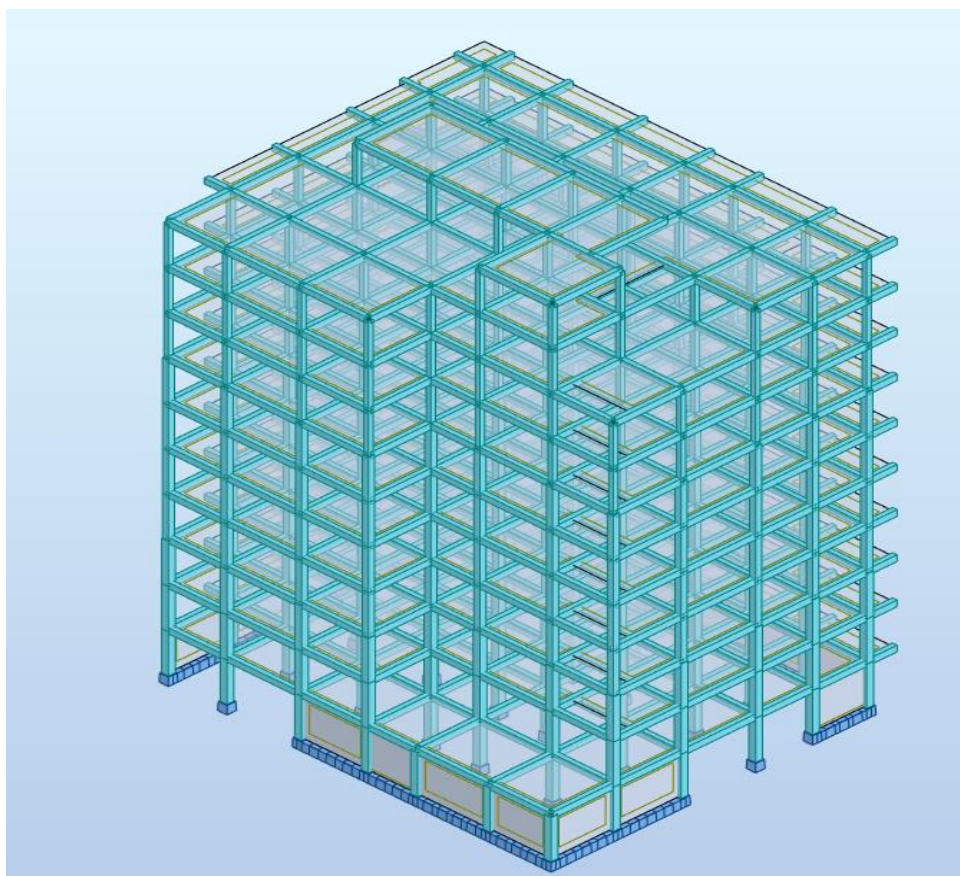
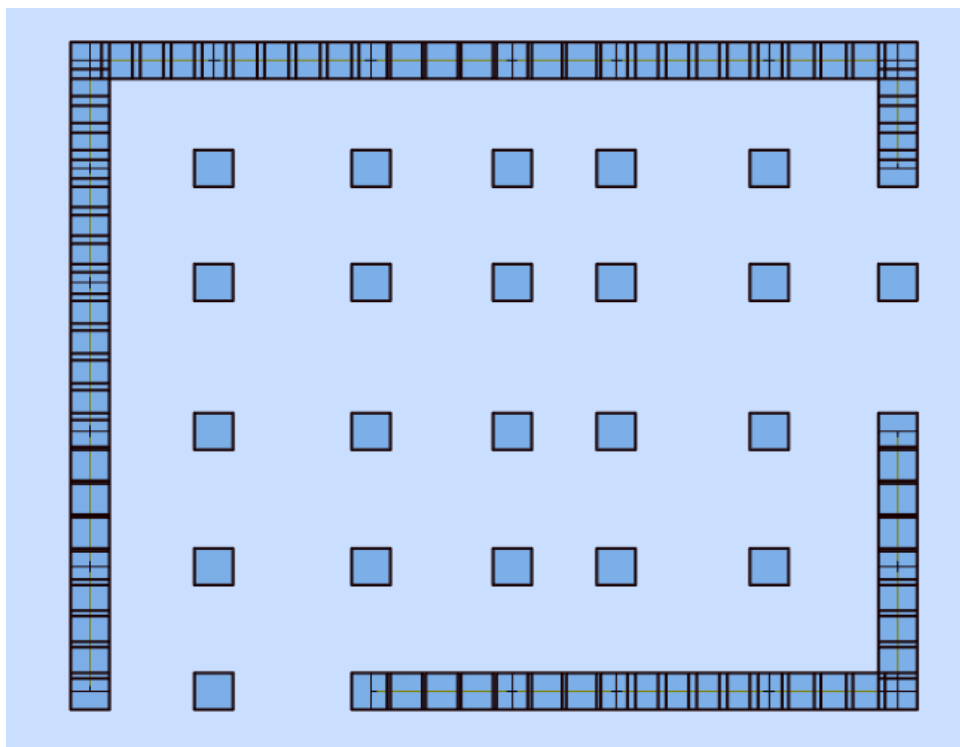
X_G et Y_G : Coordonnées de l'excentricité fictive de 5% de la longueur max :

$$\begin{cases} X_G = x_g + 0,05L_{max} \\ Y_G = y_g + 0,05L_{max} \end{cases}$$

Le logiciel **ROBOT** calcul automatiquement l'inertie massique

Pour une meilleure disposition de voiles, on se propose d'étudier plusieurs variantes de structures de notre bâtiment en commençant tout d'abord par la structure auto stable (variante 01)

Variante 01 : Portiques auto stables



V.5.2 Vérification Article 4.2.4 RPA 99 V 2003(Période fondamentale de la structure)

Les valeurs de T calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus 30%.

$$T_{\text{statique}} = 0.45\text{s}$$

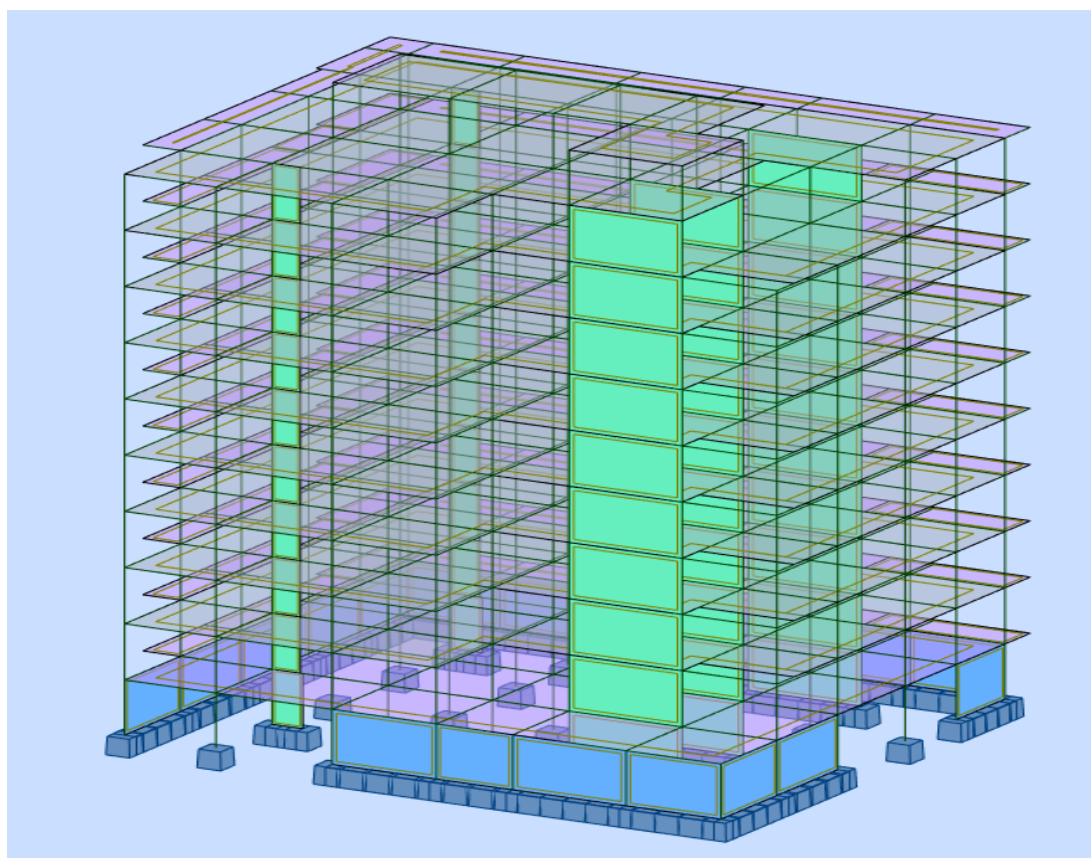
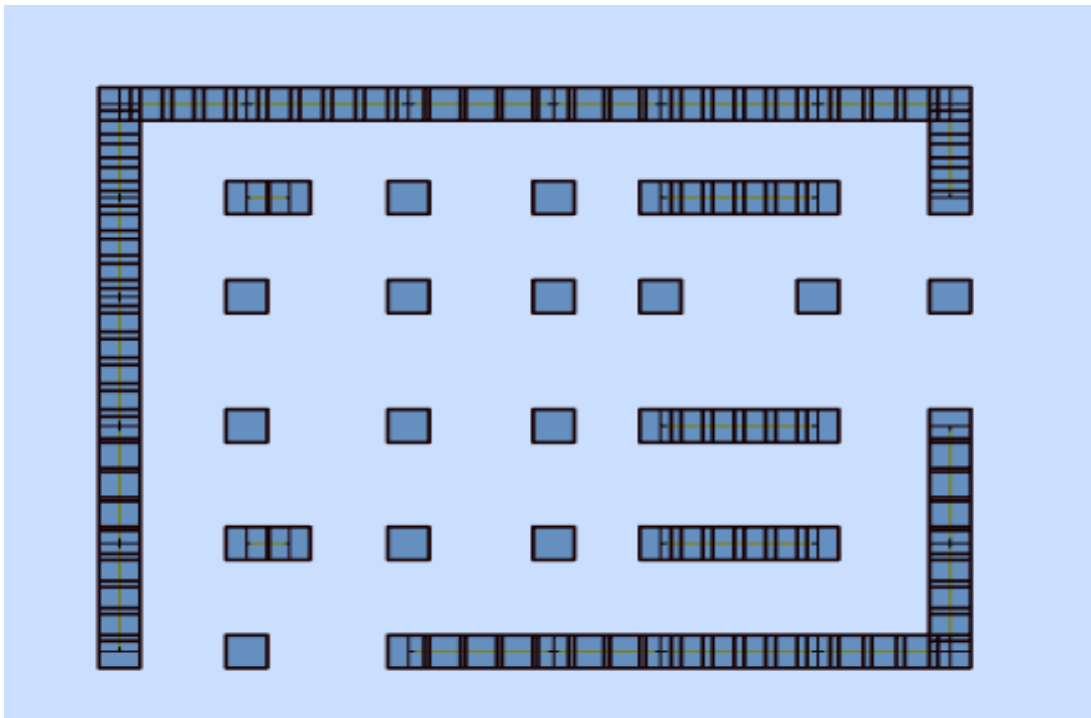
$$1.30 * T_{\text{statique}} = 0.59\text{s}$$

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
5/ 1	0,75	1,34	67,25	0,04
5/ 2	0,81	1,24	67,37	61,73
5/ 3	0,89	1,12	67,63	67,35
5/ 4	2,02	0,50	77,79	67,37
5/ 5	2,14	0,47	77,83	77,52
5/ 6	2,35	0,43	77,88	78,16
5/ 7	3,55	0,28	81,70	78,17
5/ 8	3,76	0,27	81,70	81,91
5/ 9	4,07	0,25	81,70	81,91
5/ 10	4,63	0,22	83,44	81,91
5/ 11	4,78	0,21	83,45	83,78
5/ 12	5,00	0,20	83,50	83,86
5/ 13	5,50	0,18	84,01	84,09
5/ 14	5,64	0,18	84,35	84,44
5/ 15	5,82	0,17	84,39	84,82
5/ 16	6,14	0,16	84,51	84,94
5/ 17	6,34	0,16	84,53	85,07
5/ 18	6,87	0,15	84,79	85,07
5/ 19	7,04	0,14	85,83	85,11
5/ 20	7,28	0,14	85,92	86,36

$$T_{\text{dynamique}} = 1.34 > 1.30 T_{\text{statique}} \Rightarrow \text{CONDITION NON VERIFIEE}$$

On rigidifie alors notre structure par des voiles d'épaisseur 15 cm dans le sens X-X (variante 02)

Variante 02 : Voiles e=15cm du sens X-X

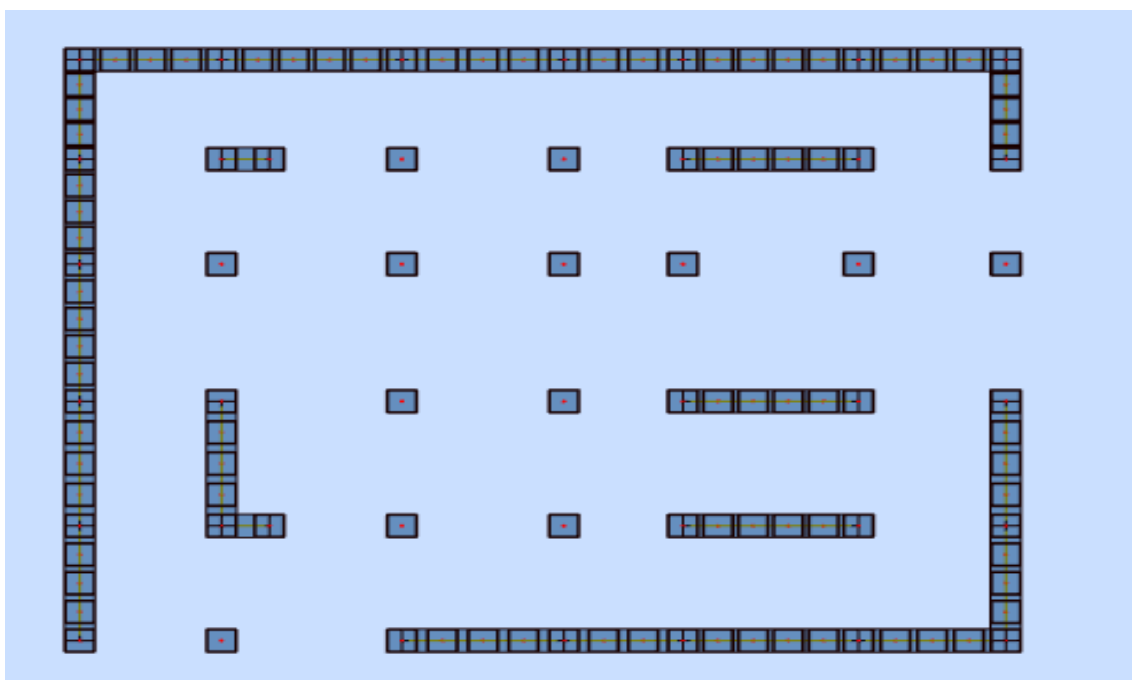


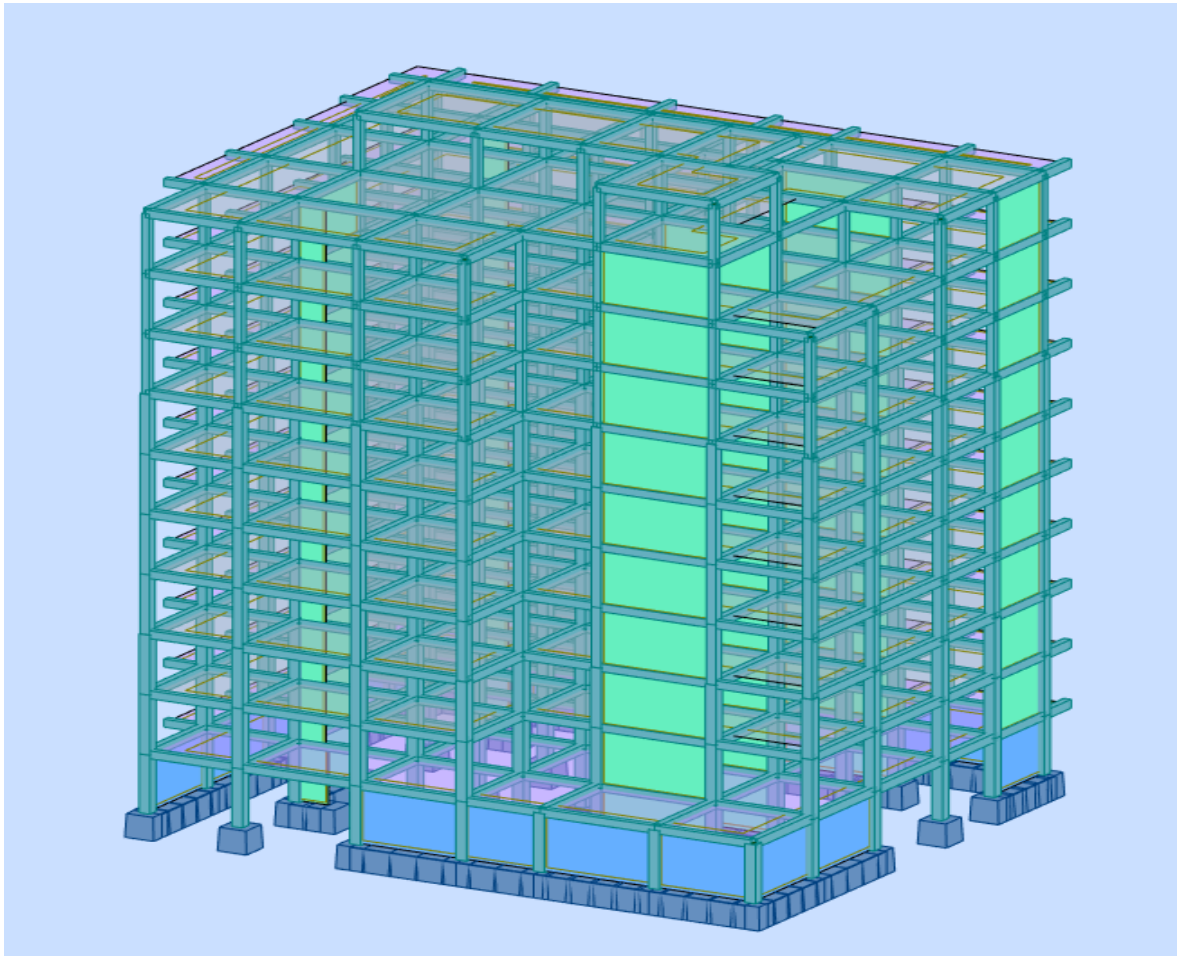
Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
5/ 1	0,81	1,24	0,01	67,33
5/ 2	1,06	0,94	7,84	67,69
5/ 3	1,29	0,77	63,46	67,71
5/ 4	2,16	0,46	63,46	78,25
5/ 5	3,44	0,29	64,48	78,25
5/ 6	3,77	0,27	64,49	82,08
5/ 7	4,42	0,23	71,26	82,10
5/ 8	4,77	0,21	71,27	83,84
5/ 9	4,99	0,20	71,72	83,84
5/ 10	5,62	0,18	78,74	83,85
5/ 11	5,77	0,17	78,75	85,03
5/ 12	6,07	0,16	80,64	85,03
5/ 13	6,37	0,16	80,68	85,15
5/ 14	6,95	0,14	80,71	85,15
5/ 15	7,34	0,14	81,12	85,50
5/ 16	7,43	0,13	81,20	86,61
5/ 17	7,56	0,13	81,35	86,74
5/ 18	8,80	0,11	81,35	87,29
5/ 19	9,27	0,11	81,36	87,29
5/ 20	10,92	0,09	81,36	88,42

$T_{\text{dynamique}}=1.24 > 1.30T_{\text{statique}} \Rightarrow$ **CONDITION NON VERIFIEE**

On rigidifie cette fois ci notre structure par des voiles d'épaisseur 15 cm dans les 02 sens X-X et Y-Y (variante 03)

Variante 03 : Voiles e=15cm du sens X-X et Y-Y



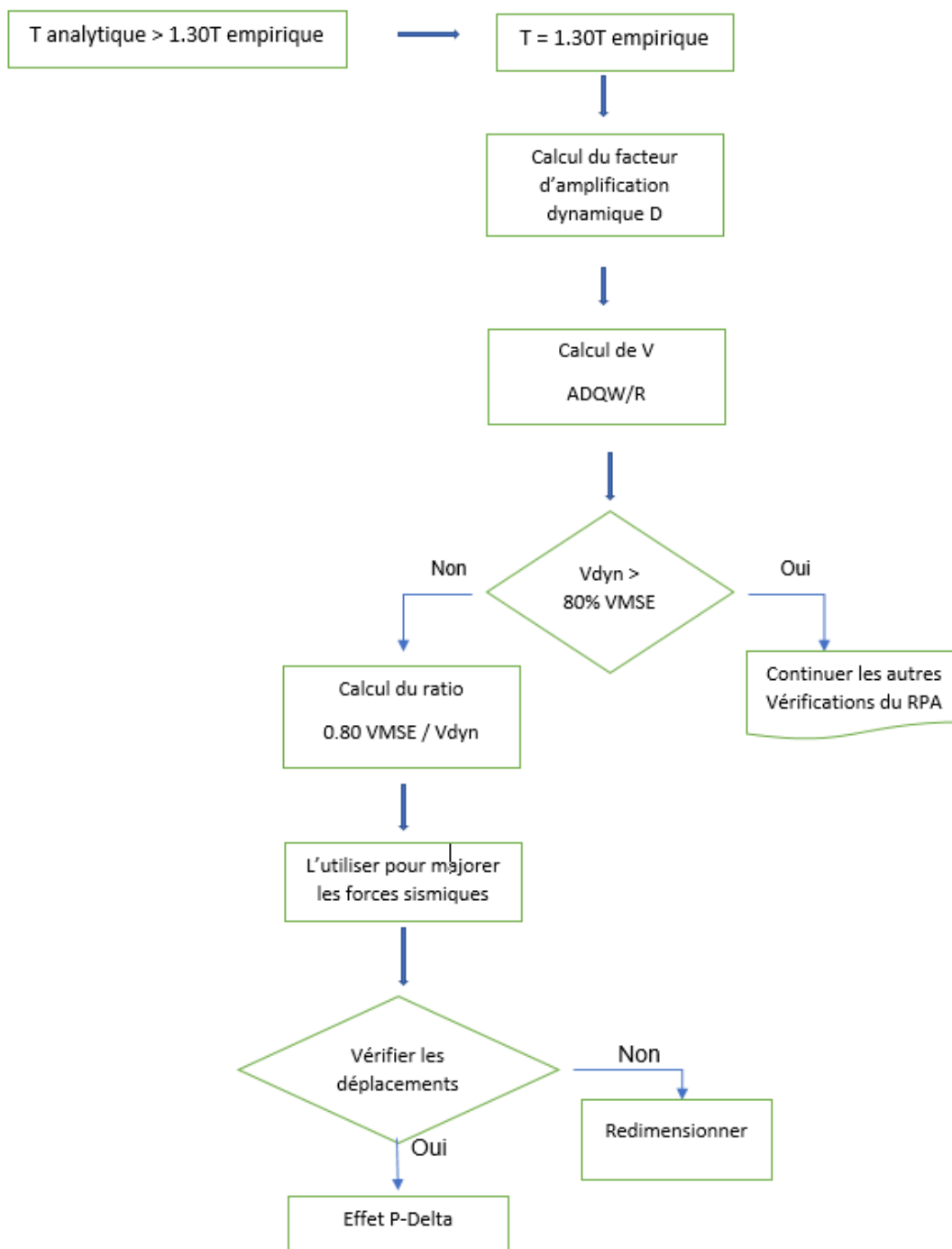


Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
5/ 1	1,07	0,94	0,02	63,93
5/ 2	1,20	0,83	38,92	63,93
5/ 3	1,35	0,74	63,52	63,99
5/ 4	3,74	0,27	63,52	77,57
5/ 5	4,29	0,23	71,67	77,60
5/ 6	4,64	0,22	72,02	78,03
5/ 7	4,99	0,20	72,16	80,27
5/ 8	5,16	0,19	73,76	80,68
5/ 9	5,69	0,18	78,32	80,68
5/ 10	6,14	0,16	80,69	80,68
5/ 11	6,38	0,16	80,73	80,76
5/ 12	7,04	0,14	80,93	80,76
5/ 13	7,55	0,13	80,97	80,77
5/ 14	8,75	0,11	80,98	86,48
5/ 15	9,27	0,11	80,98	86,51
5/ 16	10,11	0,10	83,34	86,53
5/ 17	12,23	0,08	86,75	86,53
5/ 18	13,78	0,07	86,75	86,88
5/ 19	13,97	0,07	86,76	89,53
5/ 20	16,35	0,06	87,94	89,62

$T_{\text{dynamique}}=0,94 > 1,30T_{\text{statique}} \Rightarrow$ **CONDITION NON VERIFIEE**

REMARQUE : Nous disposons d'une liberté limitée dans l'emplacement des voiles. Cela est dû non seulement aux ouvertures mais aussi à la présence d'un parking au S/SOL ; car certains emplacements qui nous semblent réduire significativement la période causeront préjudice à la circulation des véhicules au S/SOL.

La démarche à suivre pour palier à ce problème est la suivante :



V.5.3 Vérification Article 3.4 RPA 99 V 2003(justification du R)

Dans le cas où le système de contreventement est constitué de voiles et de portiques, les voiles reprennent 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

Noeud/Cas	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
9/ 3 (C)	-9,30	53,54	633,00	16,84	-9,26	0,03
11/ 3 (C)	-23,11	-80,02	850,40	-9,99	24,92	-0,70
15/ 3 (C)	-66,84	-1,03	709,94	2,11	13,80	0,01
17/ 3 (C)	-121,69	3,16	1365,29	-2,16	26,86	0,05
21/ 3 (C)	-110,80	-4,21	1196,05	5,13	22,10	0,06
27/ 3 (C)	79,08	-0,33	1020,38	1,28	-20,00	-0,07
29/ 3 (C)	137,17	3,07	1654,53	-2,17	-31,33	-0,10
33/ 3 (C)	115,49	-4,19	1429,56	5,12	-28,21	0,05
63/ 3 (C)	58,63	127,85	1687,16	39,03	-68,82	-0,29
65/ 3 (C)	8,71	-122,36	1687,71	-56,24	9,66	-0,10
69/ 3 (C)	80,01	-4,98	1862,44	6,20	-105,85	-0,11
2018/ 3 (C)	-1,38	6,27	379,08	0,20	-1,27	-0,01
2020/ 3 (C)	-0,88	-13,78	385,63	1,13	-0,92	-0,02
2025/ 3 (C)	-0,65	-34,46	385,89	1,93	-0,59	0,01
3216/ 3 (C)	15,69	-0,03	477,74	0,10	4,04	0,00
3217/ 3 (C)	-0,95	-0,01	442,86	0,10	2,77	-0,00
3218/ 3 (C)	-14,48	-0,02	410,05	0,11	2,05	-0,00
3219/ 3 (C)	-26,11	-0,07	379,53	0,14	0,74	-0,00
3240/ 3 (C)	27,18	-0,30	690,25	0,37	4,10	-0,00
3241/ 3 (C)	2,08	-0,27	664,07	0,36	2,33	-0,00
3242/ 3 (C)	-20,49	-0,29	638,55	0,36	1,34	-0,00
3243/ 3 (C)	-40,79	-0,33	614,68	0,39	-0,67	-0,00
3744/ 3 (C)	36,06	0,20	794,49	-0,12	5,12	-0,00
3745/ 3 (C)	8,48	0,13	762,22	-0,08	2,85	-0,00
3746/ 3 (C)	-16,82	0,14	732,34	-0,09	1,66	0,00
3747/ 3 (C)	-40,59	0,21	704,42	-0,13	-0,49	0,00
4133/ 3 (C)	-52,31	0,35	399,45	-0,41	79,34	-0,03
4150/ 3 (C)	-82,31	-0,30	605,91	0,35	118,14	0,03
4267/ 3 (C)	10,38	-0,77	323,37	0,56	-6,22	-0,06
4282/ 3 (C)	0,53	55,76	765,72	2,97	0,54	0,03
4283/ 3 (C)	0,35	26,43	830,20	5,84	0,51	0,02
4288/ 3 (C)	0,58	-18,11	888,61	9,45	0,68	0,06
Cas 3 (C)	ELU					
Somme totale	-49,07	-8,75	26371,51	28,69	49,94	-1,14
Somme réactions	-0,00	-0,00	74385,94	892206,74	-858548,12	-0,01
Somme efforts	0,0	0,0	-74385,94	-892206,79	858548,05	0,0
Vérification	-0,00	-0,00	-0,00	-0,04	-0,07	-0,01
Précision	1,18422e-05	2,22076e-14				

Les sollicitations dues aux charges verticales reprises par les voiles est de **11113.33 KN**, ce qui représente à 35% > 20% de celles de la structure entière est de **48305.02kN**.

Donc le choix du **R=5** n'est pas justifié

R=3.5: SYSTEME DE CONTREVENTEMENT CONSTITUE PAR DES VOILES PORTEURS EN BETON ARME

V.5.4 Vérification Article 4.3.6 RPA 99 V 2003 (force sismique à la base)

La force sismique totale « V » est appliqué à la base de la structure et doit être calculée successivement dans deux directions horizontales et orthogonales, selon la formule :

Tableau V. 1 : Facteur de qualité

Critère q	Observé	Non observé
1. Condition minimales sur les filles de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

A : Coefficient d'accélération = 0.1

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3 s \end{cases}$$

$$T_2 \leq T \leq 3 s \Rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0,88 \times \left(\frac{0,5}{0,59}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.97$$

Avec : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$; $\xi=7\%$

Q : Facteur de qualité (**Q_x= 1.25** ; **Q_y= 1.25**)

R : Coefficient de comportement = **3.5**

W : Poids total de la structure = G= **48266.19**

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
5/ 1	1,07	0,94	0,02	63,93	0,0	0,02	63,93	0,0	4826618,74	4826618,74
5/ 2	1,20	0,83	38,92	63,93	0,0	38,90	0,00	0,0	4826618,74	4826618,74
5/ 3	1,35	0,74	63,52	63,99	0,0	24,59	0,06	0,0	4826618,74	4826618,74
5/ 4	3,74	0,27	63,52	77,57	0,0	0,00	13,58	0,0	4826618,74	4826618,74
5/ 5	4,29	0,23	71,67	77,60	0,0	8,14	0,03	0,0	4826618,74	4826618,74
5/ 6	4,64	0,22	72,02	78,03	0,0	0,35	0,43	0,0	4826618,74	4826618,74
5/ 7	4,99	0,20	72,16	80,27	0,0	0,15	2,24	0,0	4826618,74	4826618,74
5/ 8	5,16	0,19	73,76	80,68	0,0	1,60	0,40	0,0	4826618,74	4826618,74
5/ 9	5,69	0,18	78,32	80,68	0,0	4,56	0,00	0,0	4826618,74	4826618,74
5/ 10	6,14	0,16	80,69	80,68	0,0	2,36	0,00	0,0	4826618,74	4826618,74
5/ 11	6,38	0,16	80,73	80,76	0,0	0,05	0,08	0,0	4826618,74	4826618,74
5/ 12	7,04	0,14	80,93	80,76	0,0	0,19	0,00	0,0	4826618,74	4826618,74
5/ 13	7,55	0,13	80,97	80,77	0,0	0,04	0,02	0,0	4826618,74	4826618,74
5/ 14	8,75	0,11	80,98	86,48	0,0	0,01	5,70	0,0	4826618,74	4826618,74
5/ 15	9,27	0,11	80,98	86,51	0,0	0,01	0,03	0,0	4826618,74	4826618,74
5/ 16	10,11	0,10	83,34	86,53	0,0	2,36	0,02	0,0	4826618,74	4826618,74
5/ 17	12,23	0,08	86,75	86,53	0,0	3,41	0,00	0,0	4826618,74	4826618,74
5/ 18	13,78	0,07	86,75	86,88	0,0	0,00	0,35	0,0	4826618,74	4826618,74
5/ 19	13,97	0,07	86,76	89,53	0,0	0,01	2,65	0,0	4826618,74	4826618,74
5/ 20	16,35	0,06	87,94	89,62	0,0	1,18	0,09	0,0	4826618,74	4826618,74

$$V = \frac{0.10 \times 1.97 \times 1.25}{3.5} \times 48266.19 = 3395.87 \text{ kN}$$

80% V_{STATIQUE}=2716.69 KN

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 de la force sismique déterminée par la méthode statique équivalente.

Valeurs de V_{dx} :

6 - VX						
3018,17	880,97	15100,35	225,26	689,51	8,81	
2054,63	61,03	0,00	1234,36	45335,45	26795,82	
2054,62	61,05	0,0	1234,36	45335,76	26796,05	
4109,24	122,08	0,00	2468,72	90671,21	53591,87	
1,10861e-02	7,76327e-05					

Valeurs de V_{dy} :

7 - VY						
953,74	2465,88	12855,03	749,81	369,71	9,26	
61,06	2111,35	0,00	45785,69	1118,41	24435,93	
61,05	2111,37	0,0	45785,92	1118,42	24436,09	
122,11	4222,72	0,00	91571,61	2236,84	48872,02	
1,10861e-02	7,76327e-05					

$V_{dx} = 3018.17 \text{ KN} > 80\% V_{STAT} = 2716.69 \text{ KN} \Rightarrow$ **CONDITION VERIFIEE**

$V_{dy} = 2145.63 \text{ KN} < 80\% V_{STAT} = 2716.69 \text{ kN} \Rightarrow \text{CONDITION NON VERIFIEE}$

➤ Calcul du Ratio ($0.80 V_{MSE} / V_{dyn}$) dans la direction y-y

$0.80 V_{MSE} / V_{dyn} = 2716.69 / 2465.88 = 1.102$

➤ Insertion dans le logiciel ROBOT afin de majorer les forces sismiques



Valeurs de V_{dy} :

7 - VY					
1051,02	2717,40	14166,24	826,29	407,42	10,21
67,29	2326,71	0,00	50455,83	1232,49	26928,42
67,28	2326,73	0,0	50456,09	1232,50	26928,58
134,56	4653,44	0,00	100911,92	2464,99	53857,00
1,11546e-02	9,33525e-05				

$V_{dy} = 2717.40 \text{ KN} > 80\% V_{STAT} = 2716.69 \text{ KN} \Rightarrow \text{CONDITION VERIFIEE}$

V.5.5 Vérification Article 5.10 RPA 99 V 2003(déplacement inter-étages)

Les déplacements relatifs d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \overline{\delta}_k \text{ avec : } \delta_k = R\delta_{ek}$$

- **R** : Coefficient de comportement ; $R = 3.5$
- δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de torsion)
- $\overline{\delta}_k$: Déplacement admissible (égale à 1% h_e)

$h_e = 306 \text{ cm} \Rightarrow 1\% h_e = 3.06 \text{ cm}$

Δ_k dans les deux sens :

Cas/Etage	UX [cm]	UY [cm]	dr UX [cm]	dr UY [cm]
6/ 1	0,1	0,0	0,1	0,0
6/ 2	0,4	0,1	0,3	0,1
6/ 3	0,9	0,3	0,5	0,2
6/ 4	1,5	0,5	0,6	0,2
6/ 5	2,1	0,8	0,6	0,2
6/ 6	2,8	1,1	0,7	0,3
6/ 7	3,5	1,3	0,7	0,3
6/ 8	4,2	1,6	0,7	0,3
6/ 9	4,9	1,9	0,7	0,3
6/ 10	5,6	2,1	0,7	0,2
6/ 11	5,6	1,5	-0,0	-0,6

Le déplacement max dans les deux est égale à 0.7cm x R=2.45cm < 1%he=3.06cm.

=> **CONDITION VERIFIEE**

V.5.6 Calcul des coefficients de participation modale :

On doit vérifier que : $\sum \bar{\alpha}_i \geq 90\%$ avec :

$$\bar{\alpha}_i = \frac{(\sum_{k=1}^n W_k \Phi_{Ki})^2}{\sum_{k=1}^n W_k \Phi_{Ki}^2} \times \frac{1}{\sum_{k=1}^n W_k}$$

$$W = \sum W_k = 48266.19 \text{ kN}$$

Le logiciel **ROBOT** peut déterminer directement les valeurs des coefficients de participation modale, les valeurs données sont :

- Sens longitudinal :

$$\sum \alpha_x = 90,43\% > 90\% ; \text{Condition vérifiée}$$

- Sens transversal:

$$\sum \alpha_y = 91,24\% > 90\% ; \text{Condition vérifiée}$$

V.5.7 Vérification Article 5.9 RPA 99 V 2003 (effet P-Δ) :

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

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « K » :

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « K »

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « K » par rapport à « K-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « K » :

- Si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur : $\frac{1}{1 - \theta_k}$;
- Si $\theta_k > 0,20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats obtenus sont regroupés

dans le tableau suivant :

Niveau	P [KN]	P _K [KN]	Δk_x [cm]	Δk_y [cm]	V _X [KN]	V _Y [KN]	h _k [cm]	θ_x	θ_y
8	4887,16	4887,16	0.60	0.50	2650,88	2650,88	306	0.019	0.015
7	4839,15	9726,31	0.60	0.50	2705,15	2705,15	306	0.022	0.017
6	4839,15	14565,46	0.60	0.50	2790,96	2790,96	306	0.025	0.019
5	4819,52	19384,98	0.60	0.50	2801,58	2801,58	306	0.028	0.021
4	4819,52	24204,50	0.60	0.50	2856,23	2856,23	306	0.030	0.023
3	4811,26	29015,76	0.50	0.40	2901,25	2901,25	306	0.028	0.020
2	4811,26	33827,02	0.40	0.30	2987,25	2987,25	306	0.024	0.017
1	4813,06	38640,08	0.30	0.20	3300,01	3300,01	306	0.020	0.012
RDC	4813,06	43453,14	0.20	0.10	3345,95	3345,95	306	0.014	0.003
S/sol	4813,06	48266,20	0.20	0.10	3395,87	3395,87	300	0.014	0.003

Tableau V.15 : Effet P- Δ .

⇒CONDITION VERIFIEE

Chapitre 06 :
Ferraillage des portiques

VI.1 Introduction :

L'étude sous charge verticales et horizontales, nous permet de déterminer tous les efforts qui sollicitent les éléments (poteaux et poutres) dans les différents nœuds et travées. Le logiciel ETABS a été utilisé pour déterminer les sollicitations, ce qui permettra le calcul des portiques.

VI.1.1 Les combinaisons de calcul :

Les combinaisons des actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont donnée ci-dessous, les éléments de la structure doivent être ferrailés par les combinaisons des charges sur la base des règlements BAEL 91 et RPA 99/2003.

- Poutres : $\left\{ \begin{array}{l} \text{Sollicitations du 1er genre (BAEL 91)} : 1,35G + 1,5Q \\ \text{Sollicitations du 2ème genre (RPA 99/2003)} : \begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases} \end{array} \right.$
- Poteaux : $\left\{ \begin{array}{l} \text{Sollicitations du 1er genre (BAEL 91)} : 1,35G + 1,5Q \\ \text{Sollicitations du 2ème genre (RPA 99/2003)} : \begin{cases} G + Q \pm 1,2E \\ G + Q \pm E \end{cases} \end{array} \right.$

Avec :

G : Charges permanentes ;

Q : Charges d'exploitation ;

E : Effort sismique.

VI.2 Ferraillage des poutres :

VI.2.1 Méthode de calcul :

En cas générale, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent, le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort normal dans les poutres est très faible, donc on fait le calcul en flexion simple.

Le ferraillage se fera à l'ELU, car la fissuration est jugée peu préjudiciable.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1^{ier} et du 2^{ème} genre :

Sollicitations du 1^{ier} genre (BAEL 91) :

$$S_{p1} = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp1}$$

Sollicitations du 2^{ème} genre (RPA 99/2003) :

$$\begin{cases} S_{p2} = 0,8G \pm E \\ S_{p2} = G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp2}$$

$$\text{Si : } \begin{cases} \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} < 1,15 ; \text{ On détermine les armatures sous } S_{p2} \\ \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} > 1,15 ; \text{ On détermine les armatures sous } S_{p1} \end{cases}$$

Dans le calcul relatif à l'ELU, on induit des coefficients de sécurité (γ_s ; γ_b).

$$\text{Pour la situation accidentelle : } \begin{cases} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\text{Pour la situation normale ou durable : } \begin{cases} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa} \end{cases}$$

VI.2.2 Recommandations du DTR pour les armatures longitudinales :

D'après le RPA 99/2003 (article 7.4.2) on a :

- Section d'armature minimale : $A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t$;
- Section d'armature maximale : $\begin{cases} A_{max1} = 4\% \times b \times h_t ; \text{ Zone courante} \\ A_{max2} = 6\% \times b \times h_t ; \text{ Zone de recouvrement} \end{cases}$;
- Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- La longueur minimale des recouvrements est de : $\begin{cases} 40\Phi \text{ en zone I et II} \\ 50\Phi \text{ en zone III} \end{cases}$
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90° .

Dans ce cas, le ferrailage se fera sur les poutres les plus sollicitées, et il se fera pour une situation accidentelle (le cas le plus défavorable).

Les poutres en travées seront ferrillées pour une situation durable et sur appuis pour une situation accidentelle.

VI.2.3 Exemple de calcul :

Une seule poutre sera calculée en détail, les résultats des autres poutres seront résumés dans un tableau.

VI.2.3.1 Ferrailage d'une poutre :

L'exemple ci-dessous sera fait sur une poutre principale de rive, les moments M_{sp1} et M_{sp2} sont tirés à partir du logiciel ETABS.

a) Ferrailage sur appuis :

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = 9,721 \text{ t.m} \\ M_{sp2} = 10,08 \text{ t.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 0,67 < 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous } S_{p2}$$

Données :

- Largeur de la poutre : $b = 30 \text{ cm}$;
- Hauteur de la section : $h = 45 \text{ cm}$;
- Hauteur utile des aciers tendus : $d = 0,9h = 40,5 \text{ cm}$;
- Contrainte des aciers utilisés : $f_e = 400 \text{ MPa}$;
- Contrainte du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;
- Contrainte limite du béton : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$;

- Fissuration peu préjudiciable.

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{sp2}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{100,80 \times 10^3}{30 \times 40,5^2 \times 18,48} = 0,111 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,941$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{sp2}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{100,8 \times 10^3}{0,941 \times 40,5 \times 400} = 6,61 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : **3T12 (F) + 3T12 (C)** ce qui nous donne **A = 6,79 cm²**

b) Ferrailage en travée :

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = 5,631 \text{ t.m} \\ M_{sp2} = 6,559 \text{ t.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 0,86 < 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous } S_{p2}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{sp2}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{65,59 \times 10^3}{35 \times 40,5^2 \times 18,48} = 0,072 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,963$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{sp2}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{65,59 \times 10^3}{0,963 \times 40,5 \times 400} = 4,21 \text{ m}^2$$

Donc on prend : **3T14** ce qui nous donne **A = 4,62 cm²**

VI.2.3.2 Vérification du ferrailage de la poutre :

a) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 40,5 \times 2,10}{400} = 1,47 \text{ cm}^2$$

$A_{adpt} > A_{min}$; Condition vérifiée

$A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t = 7,87 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée sur toute la section.

b) Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{78,6 \times 10}{35 \times 40,5} = 0,55 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$; Fissuration préjudiciable

$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0,55 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$; Condition vérifiée.

Il n'y a pas de risque de cisaillement, les cadres seront perpendiculaire à la ligne moyenne de la poutre.

c) Détermination du diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_l \right\} = \min \{ 12,85 \text{ mm} ; 35 \text{ mm} ; 16 \text{ mm} \} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

d) L'espacement :

$$S_t \leq \min \{ 0,9d ; 40 \text{ cm} \} = \min \{ 36,45 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} \}$$

D'après le R.P.A 99/2003 :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 30 \text{ cm} ; 12\Phi_l \right\} = \min \{ 11,25 ; 30 \text{ cm} ; 19,2 \text{ cm} \} \Rightarrow$$

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = 22,5 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

e) Vérification de la section d'armatures minimale :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right\} = \max \{ 0,275 ; 0,4 \} = 0,40 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,40 \times 35}{235} = 0,06 \text{ cm} \quad (1)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t \times \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3Kf_{tj}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,55 - (0,3 \times 1 \times 2,1)) \times 35 \times 1,15}{0,9 \times 1 \times 235} = -0,015 \text{ cm} \quad (2)$$

$$\text{On prend le max (1) et (2)} \left\{ \begin{array}{l} A_t \geq 0,06 S_t \\ \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm} \\ A_t \geq 0,9 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

f) Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T = 7,86 \text{ t} ; M_{ap} = 10,08 \text{ t.m}$$

$$\delta_u = \frac{M_{ap}}{Z} = \frac{10,08}{0,9 \times 40,5 \times 10^{-2}} = 25,65 \text{ t} > 7,86 \text{ t}$$

Les armatures longitudinales ne sont pas soumises à un effort de traction.

g) Compression de la bielle d'about :

La contrainte de compression dans la biellette est de :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} ; \text{ Avec : } \left\{ \begin{array}{l} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab}{\sqrt{2}} \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab} ; \text{ Où } a \text{ est la longueur d'appui de la biellette.}$$

$$\text{On doit avoir : } \bar{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la biellette est légèrement différente de 45°, donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b \times f_{c28}} \Rightarrow a \geq \frac{2 \times 78,6 \times 1,5}{0,8 \times 30 \times 25 \times 10}$$

$$= 0,033m = 3,36cm$$

$$a' = b - 4 = 31 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) = \min(31 \text{ cm} ; 36,45cm) = 31 \text{ cm} ; a > 3,36 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée.}$$

h) Entraînement des armatures :

h.1) Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \bar{\tau}_{ser} = \psi_s \times f_{t28}$$

ψ_s : Coefficient de cisaillement ; $\psi_s = 1,5$ pour H.A ;

T : L'effort tranchant maximum ; T = 78,6 KN ;

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ; n = 6 ;

μ : Périmètre d'armatures tendue ; $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1,4 = 4,39 \text{ cm}$

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{78,6 \times 10^3}{36,45 \times 4,39 \times 6 \times 10^2} = 0,81 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = 0,81 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{ser} = 3,15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

h.2) Ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit « L_s » est la longueur qui ne doit pas avoir une barre droite de diamètre Φ pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_s .

La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\begin{cases} \tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa} \\ L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,83} = 49,46 \text{ cm} \end{cases}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre secondaire (b = 30 cm), on est obligés de courber les armatures d'une valeur « r » : $r = 5,5\Phi = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm}$

h.3) Calcul des crochets :

$$\text{Crochets courant d'angle de } 90^\circ : L_2 = d - (c + \Phi/2 + r) ; L_1 \geq L_s - 2,19r - L_2/1,87$$

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} L_2 = 27,1 \text{ cm} \\ L_1 = 18,10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\Phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} L_2 = 28,3 \text{ cm} \\ L_1 = 12,81 \text{ cm} \end{cases}$$

h.4) La longueur de recouvrement :

D'après le RPA 99/2003, la longueur minimale de recouvrement est de :

$$\begin{cases} 40\Phi \text{ en zone I et II} \\ 50\Phi \text{ en zone III} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \Phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow l = 56 \text{ cm} \\ \Phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow l = 48 \text{ cm} \end{cases}$$

i) Vérification des contraintes à l'ELS :

$$M_{ser} = 4,18t.m ; A = 6,79 cm^2$$

i.1) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 17,5y^2 + 138,6y - 5613,3 = 0 \rightarrow y = 13,53cm$$

i.2) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30 \times 13,53^3}{3} + (15 \times 6,79 \times (40,5 - 13,53)^2) = 98\,852,0cm^4$$

i.3) Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{4,18 \times 10^4}{98\,852,0} \times 13,53 = 5,72 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 5,72MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 MPa ; \text{Condition vérifiée}$$

Les résultats obtenus sont notés dans le tableau suivant :

Sens longitudinal : « poutre principale (30x45) cm² »

Tableau VII.1: Ferraillage des différents niveaux (poutre de rive sens principale)

Niveau	Section	Moments (t.m)		A min (cm ²)	A calculée (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}			
RDC....au 08 ^{eme}	Appuis	9,721	10,08	6,75	6,61	3T12+3T12=6,79
	Travée	5,31	6,89	6,75	4,42	3T14=4,62
Terrasse	Appui	7,63	12,86	6,75	6,48	3T12+3T12=6,79
	Travée	5,43	6,52	6,75	4,58	3T14=4,62

Tableau VII.2 : Ferraillage des différents niveaux (Poutre inter sens principale

Poutre intermédiaire :

Niveau	Section	Moments (t.m)		A min (cm ²)	A calculée (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}			
RDC....au 08 ^{eme}	Appuis	10,25	13,46	6,75	8,90	3T14+3T14=9,24
	Travée	5,07	11,03	6,75	5,20	3T14+1T14=6,16
Terrasse	Appuis	13,14	13,44	6,75	9,22	3T14+3T14=9,24
	Travée	7,23	8,09	6,75	6,28	3T14+2T14=7,70

2-Sens transversal : « poutre secondaire (30x40) cm² »

Armature longitudinale :

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter on a :

$$A_{min} = 0,5\% bht = 0,5 \times 30 \times 40 / 100 = 6 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section)}$$

Poutre de rive : Tableau VII.3 : Ferraillage des différents niveaux poutre principale

Niveau	Section	Moments (t.m)		A min (cm ²)	A calculée (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}			
RDC....au 08 ^{eme}	Appuis	7,15	1,18	6	6,12	3T12+3T12=6,79
	Travée	4,24	7,29	6	4,05	3T14=4,62
Terrasse	Appuis	5,48	10,5	6	6,23	3T12+3T12=6,79
	Travée	3,51	7,13	6	4,22	3T12+1T12=4,52

Poutre intermédiaire :

Niveau	section	Moments (t.m)		A min (cm ²)	A calculée (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}			
RDC....au 09 ^{eme}	Appuis	9,21	11,94	6	7,32	3T12 (F) +3T14(C) =8,01
	Travée	6,75	8,05	6	5,11	3T12+2T12=5,65
Terrasse	Appuis	10,98	11,31	6	7,28	3T14+2T14=7,70
	Travée	7,48	6,38	6	5,35	3T12+2T12=5,65

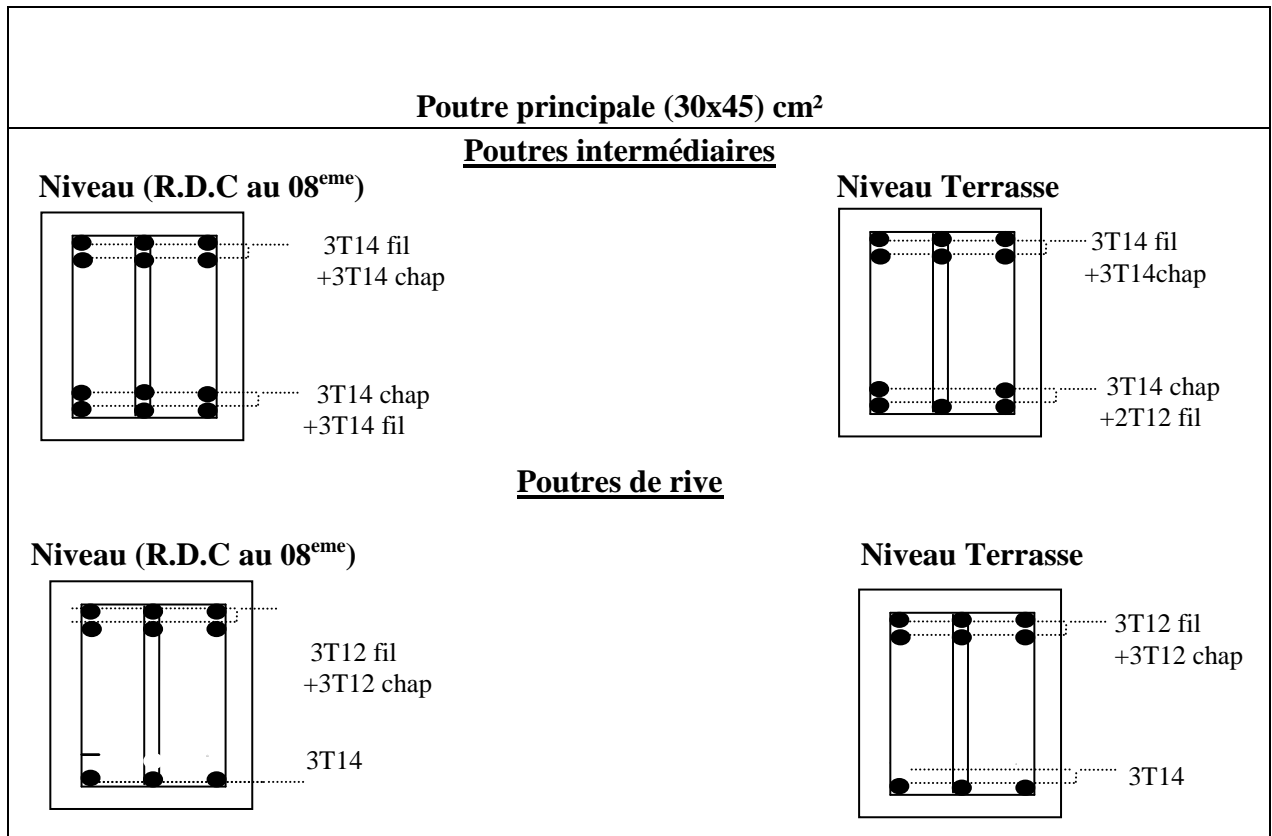
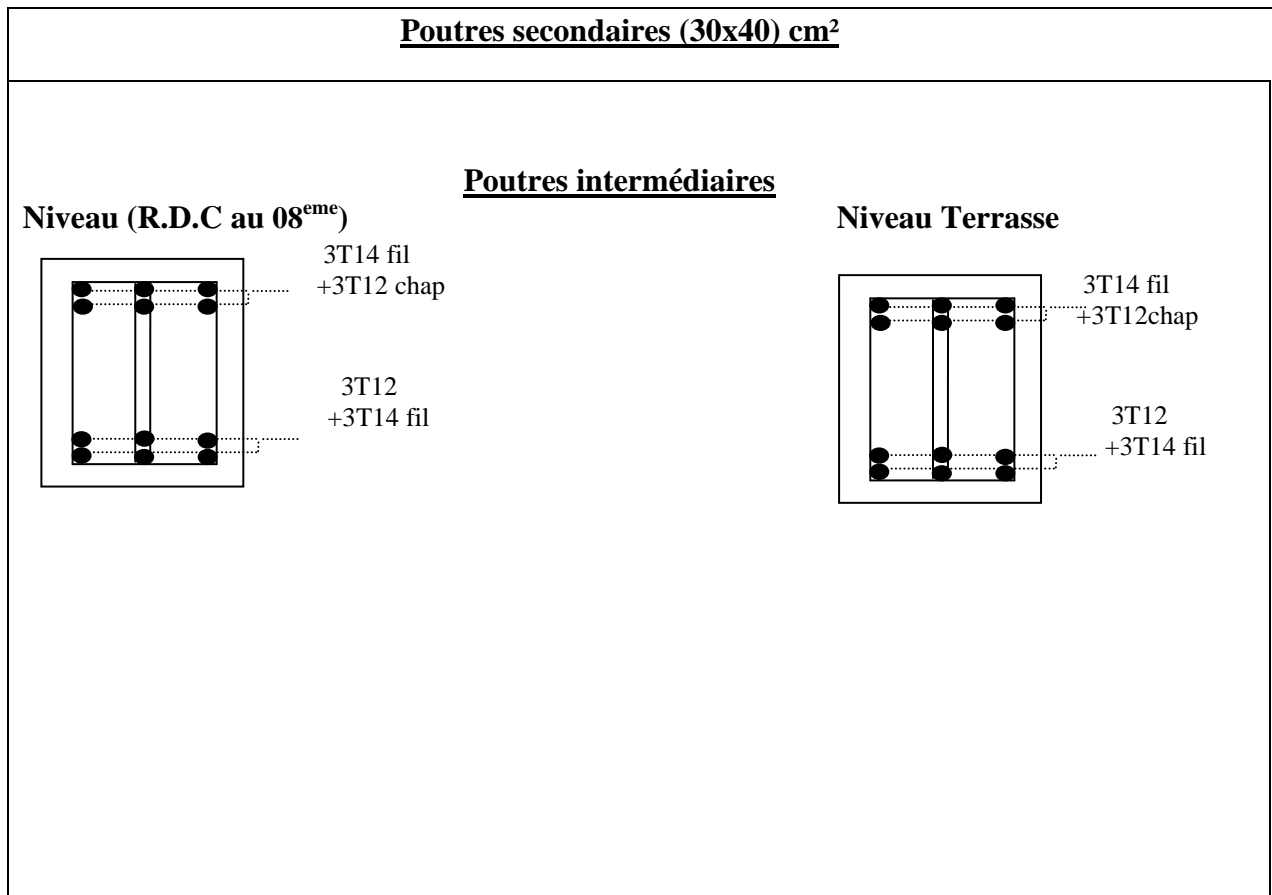


Figure VI.1 : dessin de ferrailage des sections des poutres principales



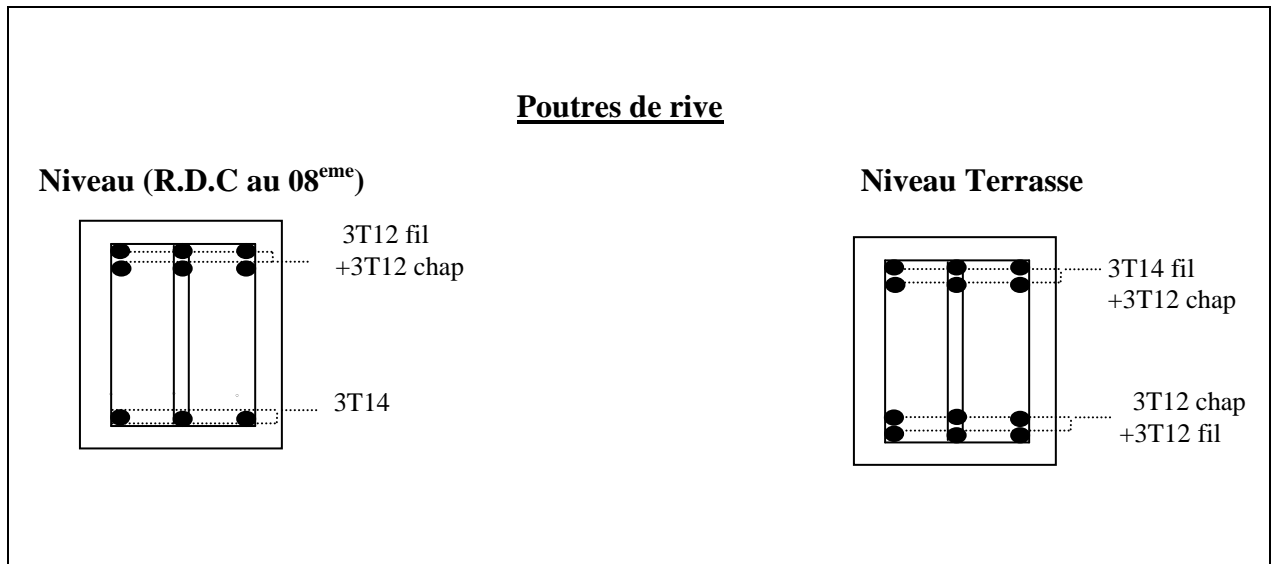


Figure VI.2 : dessin de ferrailage des sections des poutres secondaire.

VI.3 Ferrailage des poteaux :

a) Méthode de calcul :

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion, un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée. La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les 6 combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Premier genre : } 1,35G + 1,5Q \Rightarrow \begin{cases} N_{max} ; M_{correspondant} \rightarrow A_1 \\ N_{min} ; M_{correspondant} \rightarrow A_2 \\ M_{max} ; N_{correspondant} \rightarrow A_3 \end{cases} \\ \text{Deuxième genre : } \begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm 1,2E \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{max} ; M_{correspondant} \rightarrow A_4 \\ N_{min} ; M_{correspondant} \rightarrow A_5 \\ M_{max} ; N_{correspondant} \rightarrow A_6 \end{cases} \end{array} \right.$$

Dans le calcul relatif aux ELU, on introduit des coefficients de sécurité $\gamma_s ; \gamma_b$:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Situation accidentelle : } \begin{cases} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa} \end{cases} \\ \text{Situation normale : } \begin{cases} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa} \end{cases} \end{array} \right.$$

b) Ferrailage exigé par le RPA 99/2003 :

- Les armatures longitudinales doivent être haute adhérences droites et sans crochet ;
- Le pourcentage minimale des aciers sur toute la longueur sera de 0,7% (zone I) ;
- Le pourcentage minimale des aciers sur toute la longueur sera de 0,4% en zone courante, 0,6% en zone de recouvrement ;
- Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- La longueur minimale des recouvrements est de : $\begin{cases} 40\Phi \text{ en zone I et II} \\ 50\Phi \text{ en zone III} \end{cases}$

- La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm ;
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieure des zones nodales.

On fait un seul exemple de calcul, pour un seul niveau et les résultats des calculs des autres niveaux donnés dans des tableaux.

Le tableau suivant donne les sections minimale et maximale imposée par le RPA 99/2003 :

Tableau VI.4 : Armatures minimales et maximales pour les poteaux.

Type de poteaux	$A_{min} = 0,7\% \times S[\text{cm}^2]$	$A_{max1} = 4\% \times S[\text{cm}^2]$	$A_{max2} = 6\% \times S[\text{cm}^2]$
Type 1 (45x45) cm ²	14,18	81	121,5
Type 2 (40x40 cm)	11,20	64	96
Type 2 (30x30 cm)	06,30	36	54

VI.3.1 Exemple de calcul :

VI.3.1.1 Les sollicitations défavorables :

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du premier genre, l'unité est de t.m :

Tableau VI.5 : Sollicitations du premier genre.

Etages		Type 1 (45x 45) cm ²	Type 2 (40 x 40) cm ²	Type 3 (30 x 30) cm ²
Combinaison				
A	$N_{max}[t]$	282,56	188,27	135,09
	$M_{cor}[t.m]$	1,17	2,9	3,37
B	$N_{min}[t]$	0,79	28,78	1,43
	$M_{cor}[t.m]$	0,1	2,09	2,43
C	$M_{max}[t.m]$	7,14	9,67	10,51
	$N_{cor}[t]$	128,98	53,15	20,09

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du deuxième genre, l'unité est de [t.m]:

Tableau VI.6 : Sollicitations du deuxième genre.

Etages		Type 1 (45 x 45) cm ²	Type 2 (40 x 40) cm ²	Type 3 (30 x 30) cm ²
Combinaison				
A	$N_{max}[t]$	305,1	193,92	105,06
	$M_{cor}[t.m]$	0,64	3,06	4,41
B	$N_{min}[t]$	118,05	81,32	14,18
	$M_{cor}[t.m]$	1,68	0,85	1,87
C	$M_{max}[t.m]$	13,90	14,97	13,97
	$N_{cor}[t]$	133,1	64,18	44,18

VI.3.1.2 Calcul d'un poteau :

Un seul poteau de type 1 sera calculé en détail, les résultats des autres poteaux seront notés dans un tableau.

Données :

- Enrobage : $c = 2,5$ cm ;
- Hauteur utile des aciers tendus : $d = h - c$;
- Contrainte des aciers utilisés : $f_e = 400$ MPa ;
- Contrainte du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25$ MPa ;
- Contrainte limite du béton: $f_{t28} = 2,1$ MPa ;
- Fissuration peu préjudiciable.

Méthode de calcul :

Pour cet exemple le calcul se fera à l'aide des combinaisons de premier genre.

1. On détermine le centre de pression puis le moment :

$$\begin{cases} e = \frac{M}{N} \\ M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) \end{cases}$$

2. On vérifie si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \times \left(\frac{1 - 0,514 N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases}$$

Si les conditions sont vérifiées, alors la section est surabondante et les armatures ne sont pas nécessaires ($A = A' = 0$)

3. Sinon, on calcul la section des armatures :

$$\begin{cases} \mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \\ A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} \\ A_{sl} = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} \end{cases}$$

4. On calcul la section des armatures minimale, puis on choisit la plus grande section calculée précédemment :

$$\begin{cases} A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t \\ A_{adoptée} = \max\{A_1 ; A_2 ; \dots ; A_{min}\} \end{cases}$$

Les résultats obtenus sont notés dans le tableau suivant :

Tableau VI.7 : Ferrailage des poteaux.

Niveaux	Combi	1 ^{ier} genre			2 ^{ème} genre				A _{adoptée} [cm ²]
		N _u [t]	M _u [t.m]	A _{cal} [cm ²]	N _{ACC} [t]	M _{ACC} [t.m]	A _{st} [cm ²]	A _{min} [cm ²]	
Type 1 (45 x 45) cm ²	A	282,56	1,17	0	305,1	0,64	0	14,18	4T16+ 4T14 = 14,20
	B	0,79	0,10	0,52	118,05	1,68	0		
	C	128,98	7,14	0	133,1	13,9	0		
Type 2 (40 x 40) cm ²	A	188,27	2,9	0	193,92	3,06	0	11,20	8T14= 12,32
	B	28,78	2,09	0	81,32	0,85	0		
	C	53,15	9,67	0	64,18	14,97	0		
Type 3 (30 x 30) cm ²	A	135,09	3,37	0	105,06	4,41	0	06,30	8T12 = 09,05
	B	1,43	2,43	1,34	14,18	1,87	0		
	C	20,09	10,51	0	44,18	13,97	0		

VI.3.1.3 Vérifications de la contrainte de cisaillement :

Le poteau le plus sollicité est de type 1 (45 x 45 cm²).

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{6,01 \times 10}{50 \times 45} = 0,026 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$; Fissuration préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,026 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$; Condition vérifiée

Il n y a pas de risque de cisaillement.

VI.3.1.4 Calcul des armatures transversales :

Le calcul des armatures transversales se fait suivant les directives données par l'article 7.4.2.2 du RPA 99/2003.

a) Le diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t = \frac{\Phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm}$$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_l \times f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul ;

h_l : Hauteur totale de la section brute ;

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;

ρ_a : Coefficient correcteur égale à : $\begin{cases} 2,5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 \text{ si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$

S_t : Espacement des armatures transversales.

b) L'espacement :

D'après le RPA 99/2003 on a dans

la : $\begin{cases} \text{Zone nodale : } S_t \leq \min\{10\Phi_l ; 15 \text{ cm}\} = 16 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{Zone courante : } S_t \leq 15\Phi_l = 24 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$

c) Calcul de l'élançement géométrique :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0,7L_0}{b} = \frac{0,7 \times 3,06}{0,45} = 6,048 > 5 \rightarrow \rho_a = 2,5$$

Donc :

$$A_t = \frac{S_t \times \rho_a \times V_u}{h_l \times f_e} = \frac{15 \times 2,5 \times 60,1}{45 \times 235} = 0,19 \text{ cm}^2$$

d) Quantité d'armatures transversales minimales :

$A_t/T \times b$ en % est donné comme suit : $\lambda_g > 5 \rightarrow 0,3\%$

$$\text{Alors : } \begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0,3\% \times 10 \times 45 = 1,35 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,3\% \times 15 \times 45 = 2,03 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_t = 4\Phi 8 = 5,03 \text{ cm}^2 \\ S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

e) Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max\{\tau_u = 0,026 ; 0,4 \text{ MPa}\} = 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow A_t \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} = 0,75 \text{ cm}^2$$

$< 2,25 \text{ cm}^2 ; \text{Condition vérifiée}$

f) Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit, et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure suivante :

$$\left\{ h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6} ; b ; h ; 60 \text{ cm} \right\} = \max\{51 \text{ cm} ; 45 \text{ cm} ; 45 \text{ cm} ; 60 \text{ cm}\} = 60 \text{ cm} \right.$$

$$L' = 2h = 90 \text{ cm}$$

Figure VI.3 : La zone nodale.

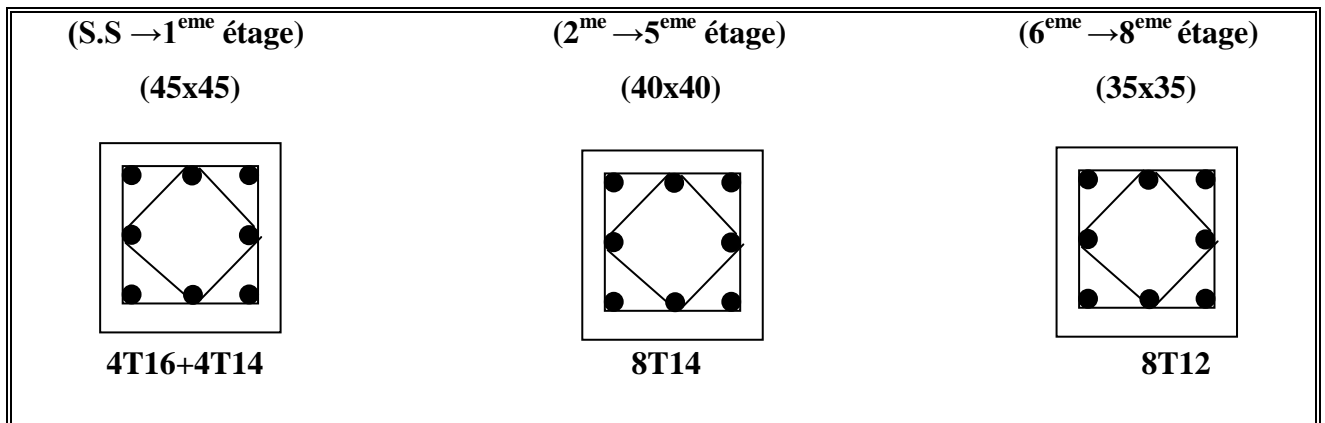
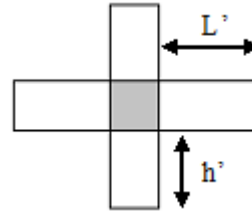


Fig. VII.4-Dessin de ferrailages des sections des poteaux

Chapitre 07 :
Calcul et ferrailage des voiles

VII.1 Introduction :

Le voile ou mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction. Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités. Pour cette structure, la hauteur est de 3,00 m pour le sous-sol, puis de 3,06 m pour le reste des étages, à cet effet l'épaisseur du voile sera prise en appliquant la formule suivante :

$$e = h_e / 25 = 306 / 25 = 12,24 \text{ cm, L'épaisseur des voiles a été prise égale à 15 cm.}$$

Les voiles sont des éléments verticaux ayant deux dimensions grandes par rapport à l'épaisseur, ainsi tout poteau «allongé» de longueur supérieure à cinq fois son épaisseur est considéré comme un voile.

VII.2 Le système de contreventement :

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux actions climatiques et géologiques, dans cette construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique), il est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structure qui obéissent à des lois de comportement différentes de l'interaction portique-voile, naissent des forces qui peuvent changées de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'à ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacement. Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure.

a) Conception :

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (torsion) ;
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher) ;
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

b) Calcul :

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique - voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

VII.3 Le principe de calcul :

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable selon les combinaisons suivantes :

- $G + Q \pm E$; Vérification du béton ;
- $0,8G + E$; Calcul des aciers de flexion.

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode de contraintes et vérifier selon le règlement RPA 99/2003.

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- Armatures verticales ;
- Armatures horizontales (parallèles aux faces des murs) ;
- Armatures transversales.

a) La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la RDM) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \times V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec :

N : effort normal appliqué ;

V : distance entre le centre de gravité du

M : moment fléchissant appliqué ;

voile et la fibre la plus éloignée ;

A : section du voile ;

I : moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

- Premier cas :

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$; La section du voile est entièrement comprimée « pas de zone tendue ». La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 99/2003 : $A_{min} = 0,15 \times a \times L$

- Deuxième cas :

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$; La section du voile est entièrement tendue « pas de zone comprimée ». On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$A_v = F_t / f_e$; On compare A_v par la section minimale exigée par le RPA 99/2003 :

- Si : $A_v < A_{min} = 0,15\% \times a \times L$, on ferraille avec la section minimale ;
- Si : $A_v > A_{min}$, on ferraille avec A_v .

- Troisième cas :

(σ_1 et σ_2) Sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

b) Armatures verticale :

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le RPA exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton. Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

c) Armatures horizontales :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément du mur limité par des ouvertures, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales données comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15% ;
- En zone courante 0,10%.

d) Armatures transversales :

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieure ou égal à 12 mm Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètres de 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieure ou égal à 20 mm et de 8 mm dans le cas contraire.

e) Armatures de coutures :

L'effort tranchant doit être repris par des aciers de coutures tout au long des joints de reprise de coulage, leur section est donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} \\ T = 1,4V_u \end{cases}$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

VII.4 Ferrailage des voiles :

$A = 0,5325 \text{ m}^2$

$I = 0,559 \text{ m}^4$

$V = 1,775 \text{ m}$

$0,8G + EY :$

$N = 137,281 \text{ t}$

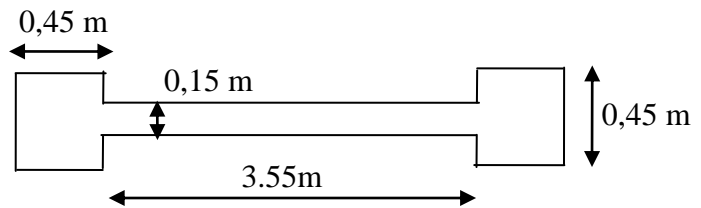


Figure VII.1 : Schéma du voile + poteaux.

$M = 5,437 \text{ t.m}$

$V_u = 7,52 \text{ t}$

a) Détermination des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = \frac{137,281}{1,54} + \frac{5,437 \times 2,6}{2,35} = 275,062 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V}{I} = \frac{137,281}{1,54} - \frac{5,437 \times 2,6}{2,35} = 240,548 \text{ t/m}^2 \end{cases}$$

On est dans le 1^{er} cas, $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$, La section du voile est entièrement comprimée « pas de zone tendue ». La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 99/2003 :

$A_{min} = 0,15 \times a \times L.$

b) Calcul des armatures verticales :

D'après le RPA99 (version 2003) on a :

$A_{min} = 0,15\% .a.L$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1m :

$A_{min} = 0,15\% \times a \times 1\text{m} \Rightarrow A_{min} = 0,15\% \times 15 \times 100 = 2,25 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

- Le diamètre

$D \leq 1.a / 10 \text{ (mm)} \Rightarrow D \leq \frac{1 \times 150}{10} \Rightarrow D \leq 15 \text{ mm}$

On adopte : $D = 12 \text{ mm}$

Donc : on prend : **5T12 p.ml** = 5,65 cm²

c) Armatures de couture :

$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e} = 1,1 \frac{1,4V_u}{f_e} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 7,52}{40000} = 0,00289 \text{ m}^2 = 2,89 \text{ cm}^2$

d) Armatures totale :

$A_v = A_{min} + A_{vj} = 2,25 + 2,89 = 5,14 \text{ cm}^2$

Donc : on prend : **5T12 p.ml** = 5,65 cm²

e) L'espaceur :

Selon le BAEL 91, on a : $S_t \leq \min\{2a ; 33 \text{ cm}\} = \min\{40 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}$

VII.5 Vérification à l'ELS :

a) L'espaceur :

Selon le RPA 99/03 : $S_t \leq \min\{1,5a ; 30 \text{ cm}\} = \min\{22,5 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t \leq 22,5 \text{ cm}$

Donc : $S_t \leq \min\{S_{t \text{ BAEL}} ; S_{t \text{ RPA}}\} \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$

On adopte un espaceur de $S_t = 15 \text{ cm}$

b) Vérification des contraintes de cisaillement :

- BAEL 91 :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{7,52 \times 100}{15 \times 0,9 \times (355)} = 0,16 \text{ MPa}$$

$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$; Fissuration préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$; Condition vérifiée

- RPA 99/2003 :

$$\tau_b = \frac{T}{b \times d} = \frac{1,4 \times 7,52 \times 100}{15 \times 0,9 \times (355)} = 0,220 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 0,220 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$; Condition vérifiée

Donc pas de risque de cisaillement

VII.6 Disposition des armatures :

VII.6.1 Armatures verticales :

- Les arrêts, jonctions et enrobage des armatures verticales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur.
- La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 33 cm, selon le BAEL 91 et ne doit pas dépasser 1,5 fois l'épaisseur du mur ni 30 cm, selon le RPA 99/2003.

A chaque extrémité du voile l'espaceur des barres ne doit pas être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la largeur du voile. Cet espaceur d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm :

$$\text{On a : } \begin{cases} S_t = 15 \text{ cm} \rightarrow \frac{S_t}{2} = 7,5 \text{ cm} < 15 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée} \\ L = 3,55 \text{ m} \rightarrow \frac{L}{10} = 35 \text{ cm} \end{cases}$$

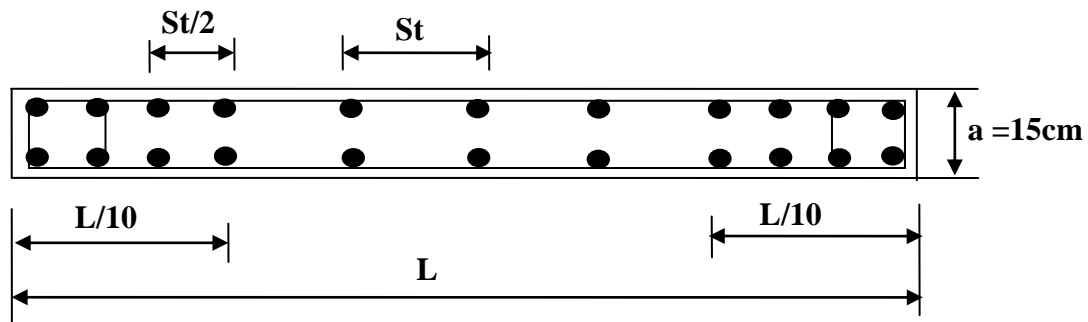


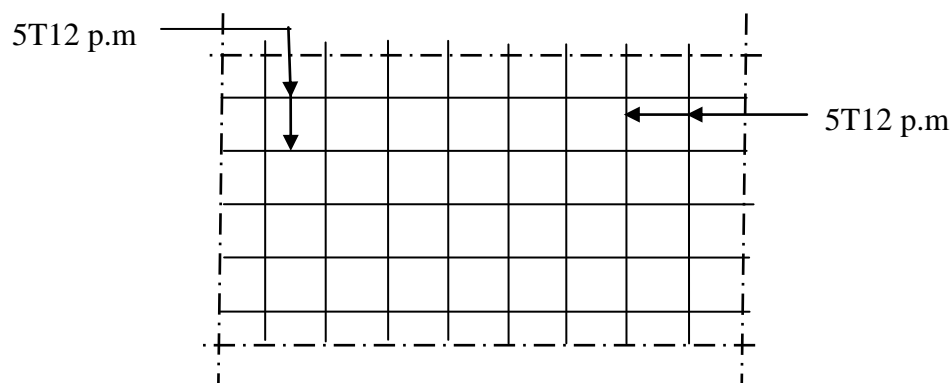
Fig. VIII.2-Disposition des armatures verticales dans les voiles.

VII.6.2 Armatures horizontales :

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ ;
- Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur ;
- Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur : $S_t \leq \min\{1,5e ; 30\text{ cm}\}$;
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

VII.6.3 Armatures transversales :

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré ;
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.



FigureVII.2 : La disposition du ferrailage du voile.

Chapitre 08 :
Étude de l'infrastructure

VIII.1 Introduction :

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le sous-dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales et les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

VIII.2. Le voile périphérique :

Afin de donner plus de rigidité à la partie sous-sol de la construction et une capacité de reprendre les efforts de poussée des terres à ce niveau, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique armé d'un double quadrillage d'armatures.

D'après le RPA 99/2003, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur ≥ 15 cm ;
- Les armatures sont constituées de deux nappes ;
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical) ;
- Un recouvrement de 40Φ pour le renforcement des angles.

On adopte $e = 20$ cm, la hauteur du voile périphérique = 3,0 m et on fait le calcul pour une bande de 1 m de largeur :

- Q : surcharge d'exploitation = $1,5 \text{ KN/m}^2$;
- γ : poids volumique de la terre = 17 KN/m^3 ;
- Φ : angle de frottement interne du sol = 35° ;
- Ka : coefficient de poussée des terres : $Ka = \tan^2(\pi/4 - \Phi/2)$

On a : $\beta = \lambda = 0^\circ$

$$Ka' = \frac{Ka}{\cos(\beta - \lambda)} = Ka = \tan^2(45^\circ - 17,5^\circ) = 0,271$$

VIII.2.2 Calcul des charges :

On prend comme hypothèse pour le calcul des voiles, un encastrement parfait au niveau du massif des fondations et libre à l'autre côté.

a) Poussée des terres :

$$p_1 = Ka \times \gamma \times h = 0,271 \times 17 \times 3,0 = 1,382 \text{ t/ml}$$

b) Poussée supplémentaire due à la surcharge :

$$p_2 = Ka' \times q \times h = 0,271 \times 0,15 \times 3,0 = 0,122 \text{ t/ml}$$

Le diagramme des pressions correspondant à p_2 est alors un rectangle de hauteur h et de base $K\alpha' \cdot \Phi$ et la résultante p_2 passe au milieu de la hauteur du mur.

c) la charge pondérée :

$$Q = 1,35p_1 + 1,5p_2 = 2,049 \text{ t/ml}$$

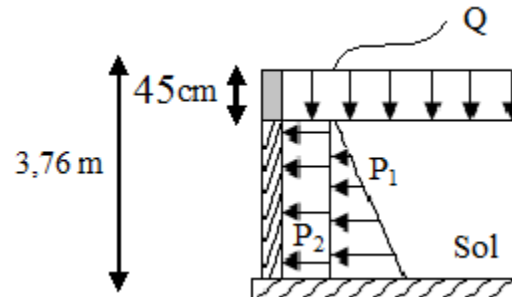


Figure VIII.1 : Coupe explicative des charges que subit le voile périphérique.

VIII.2.3 Calcul des sollicitations :

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée.

$$\begin{cases} L_x = 3,0 - 0,45 = 2,55 \text{ m} \\ L_y = 3,55 - 0,45 = 3,10 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,82 > 0,4$$

Ce qui veut dire que la dalle qui est appuyée sur 4 cotés travaille dans les deux sens.

$$\text{Avec : } \begin{cases} \alpha = 0,82 \\ \nu = 0 \text{ (ELU)} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0539 \\ \mu_y = 0,6313 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,0539 \times 2,049 \times 2,55^2 = 0,718 \text{ t.m} \\ M_{0y} = 0,6313 \times 0,718 = 0,453 \text{ t.m} \end{cases}$$

Les valeurs des moments en travées sont : $\begin{cases} M_{tx} = 0,85M_{0x} = 0,610 \text{ t.m} \\ M_{ty} = 0,85M_{0y} = 0,385 \text{ t.m} \end{cases}$

- Vérification :

$$M_{ty} \geq \frac{M_{tx}}{4} \Rightarrow 0,385 \text{ t.m} > 0,152 \text{ t.m}$$

VIII.2.4 Calcul du ferrailage :

- Sens x :

$$M_{tx} = 0,610 \text{ t.m} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 0,9 \times h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{f_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{0,610 \times 10^4}{14,17 \times 18^2 \times 100} = 0,013 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0,013 \rightarrow \beta = 0,993 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0,610 \times 10^4}{0,993 \times 18 \times 348} = 0,98 \text{ cm}^2$$

- Sens-y :

$$M_{ty} = 0,385 \text{ t.m} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 0,9 \times h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{f_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{0,385 \times 10^4}{14,17 \times 18^2 \times 100} = 0,008 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0,008 \rightarrow \beta = 0,996 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0,385 \times 10^4}{0,996 \times 18 \times 348} = 0,62 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :
- Sens L_y :

D'après le RPA 99/2003 :

$$A_{y \min} = 0,1\%b \times h = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'après le BAEL 91 :

$$A_{y \min} = 8h = 8 \times 0,20 = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Donc : } A_{adoptée} = \max\{A_{t \text{ cal}} ; A_{\min \text{ RPA}} ; A_{\min \text{ BAEL}}\} = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend : } \mathbf{4T10} \rightarrow A_{ty} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Sens L_x :

D'après le RPA 99/2003 :

$$A_{x \min} = 0,1\%b \times h = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'après le BAEL 91 :

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 2 \left(\frac{3 - 0,82}{2} \right) = 1,74 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Donc : } A_{adoptée} = \max\{A_{t \text{ cal}} ; A_{\min \text{ RPA}} ; A_{\min \text{ BAEL}}\} = 2,0 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend : } \mathbf{4T10} \rightarrow A_{tx} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

VIII.2.5 Les vérifications :

a) Vérification de l'effort tranchant :

On a $\alpha = 0,82 > 0,4$ donc :

$$\begin{cases} V_x = Q_u \times \frac{L_x}{2 \left(1 + \frac{\alpha}{2}\right)} = 2,049 \times \frac{2,55}{2 \left(1 + \frac{0,82}{2}\right)} = 1,851 \text{ t} \\ V_y = Q_u \times \frac{L_x}{3} \leq V_x \Rightarrow 2,049 \times \frac{2,55}{3} = 1,742 \text{ t} < V_x = 1,851 \text{ t} \end{cases}$$

$$V_x = V_{\max} = 1,851 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{db_0} = \frac{1,851 \times 10^4}{18 \times 100 \times 10^2} = 0,01 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ultime} = \frac{0,18 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,18 \times 25}{1,5} = 3 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \tau_{ultime} \Rightarrow$ La dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

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

$$\text{Avec : } \begin{cases} \alpha = 0,82 \\ \nu = 0,2 \text{ (ELS)} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0607 \\ \mu_y = 0,7381 \end{cases}$$

$$Q_{ser} = p_1 + p_2 = 1,382 + 0,122 = 1,504 \text{ t/ml}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,0607 \times 1,504 \times 2,55^2 = 0,594 \text{ t.m} \\ M_{0y} = 0,7381 \times 0,594 = 0,438 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$\text{Les valeurs des moments en travées sont : } \begin{cases} M_{tx} = 0,85M_{0x} = 0,505 \text{ t.m} \\ M_{ty} = 0,85M_{0y} = 0,372 \text{ t.m} \end{cases}$$

• Sens x :

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3,14 \times 100}{100 \times 18} = 0,17 \xrightarrow{\text{abaque}} K = 58,53 ; \beta = 0,932$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta \times d \times A_s} = \frac{0,505 \times 10^4}{0,932 \times 18 \times 3,14} = 95,85 \text{ MPa}$$

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

Avec :

η : coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ Mpa}$$

$\sigma_s = 95,85 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa}$; Condition vérifiée

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{95,85}{58,53} = 1,64 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent.

• Sens-y :

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3,14 \times 100}{100 \times 18} = 0,17 \xrightarrow{\text{abaque}} K = 58,53 ; \beta = 0,932$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta \times d \times A_s} = \frac{0,372 \times 10^4}{0,932 \times 18 \times 3,14} = 70,62 \text{ MPa}$$

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

Avec :

η : coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ Mpa}$$

$\sigma_s = 70,62 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa}$; Condition vérifiée

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{70,62}{58,53} = 1,21 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent.

Le voile périphérique sera ferrailé en deux nappes avec 4T10 = 3,14 cm²/ml chacune et avec un espacement de 25 cm.

VIII.3. Etude des fondations :

La fondation est la partie d'un ouvrage qui sert exclusivement à transmettre au sol naturel le poids de cet ouvrage, elle doit être telle que la construction dans son ensemble soit stable.

Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaître d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevé et d'autre part la force portante du sol.

D'après le rapport du sol notre terrain a une contrainte admissible de 1,6 bar à un ancrage de 3,0 m.

- Pour qu'il n'y a pas chevauchement entre deux fondations, il faut au minimum une distance de 40 cm ;
- Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura 10 cm d'épaisseur ;
- Le calcul des fondations se fait comme suit :
 1. Dimensionnement à l'ELS ;
 2. Ferrailage à l'ELU.

Le choix du type des fondations dépend de :

- Type d'ouvrage à construire ;
- La nature et l'homogénéité du bon sol ;
- La capacité portante du terrain de fondation ;
- La raison économique ;
- La facilité de réalisation.

VIII.3.1 Choix du type de fondations :

Avec une capacité portante du terrain égale à 1,6 bar, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelles filantes ;
- Radier général.

Commençant par la semelle filante, pour cela on procède à une première vérification qui est : la surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

$$\left(\frac{S_{semelle}}{S_{bâtiment}} < 50\% \right).$$

La surface de la semelle est donnée par : $S \geq N/\sigma_{sol}$

Avec :

S : la surface totale de la semelle ;

$$\sigma_{sol} = 1,6 \text{ bar} = 16 \text{ t/m}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u = 9218,22 \text{ t} \Rightarrow S = 576,139 \text{ m}^2 \\ N_{ser} = 7811,52 \text{ t} \Rightarrow S = 488,22 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

VIII.3.1.1 Vérification du chevauchement :

La surface du bâtiment est de : $S = 579,0625 \text{ m}^2$

$$\frac{S_{semelle}}{S_{bâtiment}} = 84\% < 50\% ; \text{Condition non vérifiée}$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Vu la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure, ainsi que l'existence de plusieurs voiles dans cette construction et la faible portance du sol, un radier général a été opter comme type de fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure ;
- La réduction des tassements différentiels ;
- La facilité d'exécution ;

VIII.3.2 Définition du radier :

Le radier est une semelle de très grande dimension supportant toute la construction et qui a une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes de sol.

Un radier général qui constitue un ensemble rigide qui doit remplir les conditions suivantes :

- Assurer l'encastrement de la structure dans le sol ;
- Transmettre au sol la totalité des efforts ;
- Eviter les tassements différentiels.

Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité (réaction de sol \cong poids total de la structure).

VIII.3.3 Pré dimensionnement du radier :

a) Calcul du débordement :

$$D \geq \max \left\{ \frac{h}{2} ; 30 \text{ cm} \right\} = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } D = 50 \text{ cm}$$

Et de ce fait, la surface du radier est : $S_r = 612,513 \text{ m}^2$

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

b) Condition de cisaillement :

$$\begin{cases} \frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \\ L = 3,55 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow 14,2 \text{ cm} \leq d \leq 17,75 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} d = 17,5 \text{ cm} \\ h = d + c = 17,5 + 5 = 22,5 \text{ cm} \end{cases}$$

c) Condition forfaitaire :

D'après le BAEL 91 :

V_u : Valeur de calcul de l'effort tranchant à l'ELU ;

b : Désigne la largeur.

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0,07 f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,07 f_{c28} \times b} \\ V_u = \frac{q_u \times L_{max}}{2} \Rightarrow V_u = \frac{16 \times 3,55}{2} = 28,4 \text{ t} \\ q_u = \frac{N_u}{S} = \frac{9218,22}{576,139} = 16 \text{ t/m}^2 \\ q_u = 16 \times 1 = 16 \text{ t.m} \\ d \geq \frac{28,4 \times 10^{-2}}{0,07 \times 25 \times 1} = 0,16 \text{ m} \end{array} \right.$$

d) Choix final :

L'épaisseur qui satisfait aux trois conditions citées ci-avant, nous amène à choisir une hauteur totale du radier égale à 40 cm , $h_t = 40 \text{ cm}$.

e) Détermination de la hauteur de la poutre de libage :

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$\left\{ \frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 39,44 \text{ cm} \leq h \leq 59,44 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } h = 60 \text{ cm} ; d = 54 \text{ cm} ; b = 45 \text{ cm} \right.$$

L : la longueur maximale d'une poutre de libage, $L = 3,55 \text{ m}$

f) Vérification des contraintes du sol sous la charge vertical :

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol, le calcul sera fait en tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$\begin{aligned}
 G_{radier} &= \gamma_b \left[(h_r \times S_r) + (h_p \times b_p \times \sum L_i) \right] \\
 &= 2,5[(0,40 \times 612,513) + (0,6 \times 0,45 \times 279,2)] = 800,973 \text{ t} \\
 N_{ser} &= 800,973 + 7811,52 = 8612,493 \text{ t} \\
 \frac{N_{ser}}{S_r} &= 14,06 \text{ t/m}^2 < 16 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}; \text{ Condition vérifiée}
 \end{aligned}$$

g) La longueur élastique :

La longueur élastique de la poutre est donnée par : $L_e = \sqrt[4]{4EI/K \times b}$

I : inertie de la poutre : $I = bh^3/12 = 0,0081 \text{ m}^4$

K : Coefficient de raideur du sol $K = 500 \text{ t/m}^3$;

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216419 \times 0,0081}{500 \times 0,45}} = 4,63 \text{ m}$$

$$L_{max} = 3,55 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \times L_e = 7,29 \text{ m}; \text{ Condition vérifiée}$$

L_{max} : Longueur maximale entre nœuds des poteaux.

Donc on peut considérer que le radier est infiniment rigide.

h) Evaluation des charges pour le calcul du radier :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N_{ser}}{S_r} = \frac{8612,493}{612,513} = 14,06 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_{radier} = \gamma_b \times h = 2,5 \times 0,4 = 1 \text{ t/m}^2 \end{cases} \Rightarrow Q = \sigma_{max} - \sigma_{radier} = 13,06 \text{ t/m}^2$$

Donc la charge en « m² » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est de :

$$Q = 13,06 \text{ t/m}^2$$

i) Vérifications diverses :

i.1) Vérification de l'effet de surpression :

On vérifié que la structure ne doit pas avoir de soulèvement, pour ce faire on doit satisfaire l'inégalité suivante : $N_u \geq \gamma_w \times f_s \times S \times Z$.

γ_w :Densité de l'eau ;

Z : Hauteur de la partie immergée = 3,0 m ;

f_s :Coefficient de sécurité vis-à-vis du risque de soulèvement = 1,5.

$$\gamma_w \times f_s \times S \times Z = 1 \times 1,5 \times 612,513 \times 3,0 = 2756,31 \text{ t} \rightarrow N_u = 9289,22 \text{ t}$$

$$\geq 2756,31 \text{ t} ; \text{Condition vérifiée}$$

VIII.3.4 Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les voiles qui est soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges. Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut-être alternativement noyé et émergé en eau douce.

VIII.3.4.1 Méthode de calcul :

Ce radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie. Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur unité (1ml) et ont pour valeurs :

- Dans le sens de grande portée : $M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$
- Dans le sens de petite portée : $M_{0y} = \mu_y \times M_x$

Tel que :

μ_x et μ_y : sont des coefficients fonction de α et ν (prend 0 à l'ELS, 0,2 à l'ELU) (cours béton arme BAEL 91).

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastres aux niveaux des appuis d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis :

- Moment en travée : $\begin{cases} M_t = 0.85 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau de rive} \\ M_t = 0.75 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau intermédiaire} \end{cases}$
- Moment sur appuis : $\begin{cases} M_a = 0.35 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau de rive} \\ M_a = 0.5 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau intermédiaire} \end{cases}$

VIII.3.4.2 Evaluation des charges :

$$\begin{cases} q_u = \frac{N_u}{S_r} = \frac{9218,22}{612,513} = 15,05 \text{ t/m}^2 \\ q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_r} = \frac{7811,52}{612,513} = 12,75 \text{ t/m}^2 \end{cases}$$

VIII.3.4.3 Calcul du ferrailage :

a) Détermination des efforts :

Tableau VIII.1 : Les moments fléchissant suivant les 2 sens.

Les efforts à l'ELU $\nu = 0$										
L_x (m)	L_y (m)	α	Sens x				Sens-y			
			μ_x	M_0 (t.m)	M_t (t.m)	M_a (t.m)	μ_y	M_0 (t.m)	M_t (t.m)	M_a (t.m)
4,77	4,90	0,973	0,0392	16,1	13,68	5,63	0,9322	16,1	13,68	5,63
Les efforts à l'ELS $\nu = 0,2$										
L_x (m)	L_y (m)	α	Sens x				Sens-y			
			μ_x	M_0 (t.m)	M_t (t.m)	M_a (t.m)	μ_y	M_0 (t.m)	M_t (t.m)	M_a (t.m)
4,77	4,90	0,973	0,4065	11,82	10,05	4,13	0,9543	11,82	10,05	4,13

b) Calcul des armatures :

- Suivant L_x et L_y :

1. En travée :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{13,68 \times 10^4}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,074 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,074 \rightarrow \beta = 0,962$; β est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{13,68 \times 10^4}{0,962 \times 36 \times 348} = 11,35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **8T14** = 12,32 cm², avec un espacement de 13 cm.

2. Sur appuis :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{5,63 \times 10^4}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,030 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,030 \rightarrow \beta = 0,985$; β est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5,63 \times 10^4}{0,985 \times 36 \times 348} = 4,56 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : **5T12** = 5,65 cm², avec un espacement de 20 cm.

c) Condition de non fragilité :

Pour une dalle travaillant dans les deux sens, la condition de non fragilité est la suivante :

- Sens-y :

$$A_y = 11,35 \text{ cm}^2 \geq A_{y \text{ min}} = 8 \times \text{épaisseur} = 3,2 \text{ cm} ; \text{Pour Fe400} ; \text{Condition vérifiée}$$

- Sens x :

$$A_x = 11,35 \text{ cm}^2 \geq A_{x \text{ min}} = A_{y \text{ min}} \frac{\left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)}{2} = 3,24 \text{ cm}^2 ; \text{Condition vérifiée}$$

d) Vérification de l'espacement :

$$\text{Dans le sens le plus sollicité : } \begin{cases} S_t \leq \min\{3h ; 33 \text{ cm}\} \\ S_t \leq 33 \text{ cm} \end{cases} ; \text{Condition vérifiée}$$

VIII.3.4.4 Ferrailage des poutres de libages :

Le rapport $\alpha = L_x/L_y$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges

transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

a) Sens longitudinal :

a.1) Calcul de Q' :

Q : Elle est tirée du chargement de la poutre.

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

$$\begin{cases} Q' = \frac{Q}{2} \left[\left(1 - \frac{L^2_{x1}}{3L^2_{y1}}\right) L_{x1} + \left(1 - \frac{L^2_{x2}}{3L^2_{y1}}\right) L_{x2} \right] = \frac{13,37}{2} \left[\left(1 - \frac{2,35^2}{3 \times 5^2}\right) 2,35 + \left(1 - \frac{2,35^2}{3 \times 5^2}\right) 2,35 \right] \\ Q' = 25,18 \text{ t/m} \\ M_0 = \frac{Q' \times l^2}{8} = \frac{25,18 \times 4,9^2}{8} = 75,57 \text{ t.m} \end{cases}$$

a.2) Calcul du ferrailage :

- En travée :

$$M_t = 0,85 \times M_0 = 64,24 \text{ t.m}$$

$$\begin{cases} \mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{64,24 \times 10^4}{45 \times 54^2 \times 14,17} = 0,346 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0 \rightarrow \beta = 0,778 \\ A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{64,24 \times 10^4}{0,881 \times 54 \times 348} = 35,02 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{On adopte : } \begin{cases} 1^{ier} \text{ lit : 4T20} \\ 2^{éme} \text{ lit : 4T20} \\ 3^{éme} \text{ lit : 4T20} \end{cases} \rightarrow A = 37,70 \text{ cm}^2$$

Sur appui :

Tableau VIII.2 : Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens longitudinal.

	Intermédiaire	Rive
$M_a (t.m)$	$= 0.5 \times M_0 = 45,47$	$= 0.35 \times M_0 = 31,83$
$\mu \rightarrow \beta$	0,123 → 0,9345	0,086 → 0,955
$A_s (cm^2)$	19,41	13,30
$A_{adoptée}(cm^2)$	4T20 (fil) + 4T16 (chap) = 20,61	4T16 (fil) + 4T14 (chap) = 14,20

b) Sens transversal:

b.1) Calcul de Q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

$$\begin{cases} Q' = \frac{2}{3} \times Q \times L_{x1} = \frac{2}{3} \times 13,37 \times 2,35 = 20,95 t/m \\ M_0 = \frac{Q' \times l^2}{8} = \frac{20,95 \times 5^2}{8} = 55,46 t.m \end{cases}$$

b.2) Calcul du ferrailage :

- En travée :

$$M_t = 0.85 \times M_0 = 47,14. m$$

$$\begin{cases} \mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{47,14 \times 10^4}{45 \times 54^2 \times 14,17} = 0,254 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0 \rightarrow \beta = 0,851 \\ A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{47,14 \times 10^4}{0,851 \times 54 \times 348} = 29,49 cm^2 \end{cases}$$

$$\text{On adopte : } \begin{cases} 1^{ier} \text{ lit : } 4 T20 \\ 2^{ème} \text{ lit : } 4 T20 \\ 3^{ème} \text{ lit : } 2 T20 \end{cases} \rightarrow A = 31,42 cm^2$$

- Sur appui :

Tableau VIII. 3 : Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens transversale.

	Intermédiaire	Rive
$M_a (t.m)$	$= 0.5 \times M_0 = 32,73$	$= 0.35 \times M_0 = 22,91$
$\mu \rightarrow \beta$	0,089 → 0,9535	0,062 → 0,963
$A_s (cm^2)$	13,69	9,49
$A_{adoptée}(cm^2)$	4T16 (fil) + 4T14 (chap) = 14,2	4T14 (fil) + 4T12 (chap) = 10,68

VIII.3.4.5 Les armatures de peau :

Selon le BAEL 91 la hauteur de l'âme de la poutre : $h_a \geq 2(60 - 0,1f_e) = 40 cm$

Dans notre cas $h_a=60$ cm (vérifiée), donc notre poutre est de grande hauteur, dans ce cas il devient nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau). En effet, les armatures déterminées par le calcul et placées à la partie inférieure de la poutre n'empêchent pas la fissuration que dans leur voisinage et les fissures risquent d'apparaître dans la zone de béton tendue. Ces armatures, qui doivent être placées le long de la paroi de chaque côté de la nervure, elles sont obligatoires lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable, mais il semble très recommandable d'en prévoir également lorsque la fissuration peu préjudiciable; leur section est d'au moins 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi, pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

Donc pour une poutre de section $(0,8 \times 0,5) \text{ m}^2$ on a :

$$A_{sp} = 3 \times 2(b + h) = 3 \times 2(0,45 + 0,6) = 6,3 \text{ cm}^2$$

On prend : **4T16** = $8,04 \text{ cm}^2$

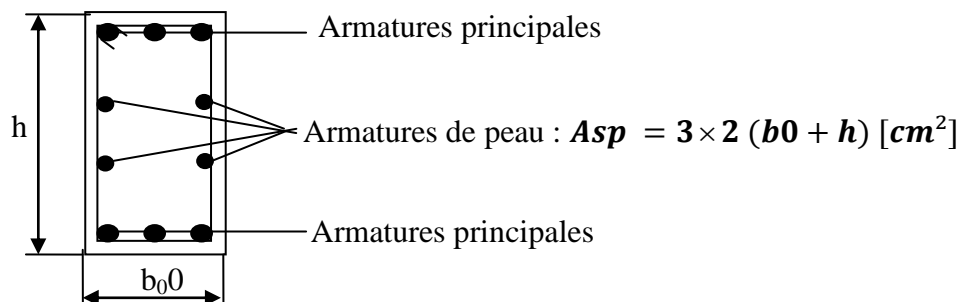


Fig IX. 1 : Schéma des armatures de peau

Figure VIII.2 : Schéma représentant la poutre de libage

a) Contrainte de cisaillement :

$$T = \frac{q \times l}{2} = \frac{17,5 \times 5}{2} = 43,75 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{43,75 \times 10}{50 \times 72} = 0,121 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa} \\ \tau_u = 0,121 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

b) Diamètre :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \Phi_l ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 17,14 ; 12 ; 45 \} = 12 \text{ mm} \rightarrow \Phi_t = 10 \text{ mm}$$

c) Espacement :

$$S_t = \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\Phi_l \right\} = \min \{ 15 ; 14,4 \} = 14,4 \text{ cm} \rightarrow S_t = 14 \text{ cm}$$

Donc on utilise des armatures, Fe235, soit **4T10** = 3,14 cm²

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right\} \Leftrightarrow 1,05 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion générale

Conclusion

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en exergue les connaissances théoriques acquises pendant la durée des études pour analyser et étudier un projet de bâtiment réel. Nous avons compris combien qu'il est important de bien analyser une structure avant de la calculer. L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

L'objectif primordial étant bien sûr, la protection des vies humaines lors d'un séisme majeur.

La surabondance des voiles dans une structure ne veut pas dire automatiquement, une bonne résistance, vis-à-vis des séismes, mais peut nuire à la stabilité de la structure, lorsque ces dernières sont mal placées.

Finalement cette étude, nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

Notons qu'enfin ce projet qui constitue pour nous une première expérience et nous a été très bénéfique puisque l'utilisation de l'outil informatique nous a permis d'économiser beaucoup de temps, mais la maîtrise du logiciel reste une étape très importante qui demande les connaissances de certaines notions de base des sciences de l'ingénieur

Références bibliographiques

Règlements :

1. DTR B C 2-48 RPA99/Version2003:Règles parasismiques Algériennes
2. DTU P 18-702 BAEL91:Béton armé aux états limites
3. DTR B C 2-41 CBA93:Règle de conception et de calcul des structures en Béton armé

Mémoires:

1. Mémoire Haddou Mohamed Amine et Hacini Belkacem Abdeldjaoued, Étude d'un bâtiment en béton arme (R+8) à usage d'habitation (2016-2017), Université de Tiaret.

Logiciels et programmes:

1. AUTOCAD2004(Dessin)
2. Robot (Analyse des structures)
3. Office2007 (Excel, Word)
4. RDM 6