



وزارة البحث العلمي والتعليم العالي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPEREUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE
جامعة عبد الحميد بن باديس مستغانم
Université Abdelhamid Ibn Badis Mostaganem
كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de génie civil et d'architecture



N° d'ordre : M2. /GC. S/2019

Projet fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : Structure

INTITULE :

ETUDE D'UN BATIMENT DE (R+12+5 S.SOL)

❖ Présenté par :

- 1- MEKADDER DRISS
- 2- MENAD MOHAMED

❖ Encadré par :

Md. ZELLAT KAOUTAR

Soutenu le 08/07/ 2019 devant les jurys composés de :

❖ Examineur :

Md. DJILALI NASSIRA

❖ Président :

Mr. BENANANE ABDELKADER

Graduation batch
2018/2019

الملخص

هذا المشروع هو عبارة عن دراسة مفصلة لعمارة مكونة من خمس طوابق تحت الأرضي زائد طابق الأرضي واثنى عشر طابق علوي

اشتملت الدراسة على سبعة محاور

المحور الأول: تفصيل عام للمشروع يشتمل على تعريف المشروع والبنية

المحور الثاني: إعطاء الأبعاد الأولية للعناصر والحمولة كل عنصر المكونة له

المحور الثالث والرابع: يشتمل على دراسة الأجزاء المقاومة للبنية (الاعمدة العارضات الاساسات) ودراسة الطوابق اعتمادا على معايير القوانين الجزائرية

المحور الخامس: دراسة الأجزاء الثانوية من البنية (المدارج والبلاطات المفرغة والمملوءة ...)

المحور السادس: الدراسة الديناميكية للبنية بواسطة البرنامج الذي يزودنا بالنتائج النهائية التي تسمح بتسليح مختلف العناصر المكونة للبنية مع الاخذ بعين الاعتبار كل توصيات القوانين الجزائرية المقاومة للزلازل المنقحة سنة 1999

اما **المحور الأخير:** يشتمل على دراسة البنية التحتية للبنية.

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment de forme irrégulière à usage multiple constitué de Cinq sous-sols, un rez-de-chaussée + 12 étages, implanté dans la wilaya de Oran.

Cette étude se compose de sept parties.

-La première partie c'est la description générale du projet

-La deuxième partie : une présentation de l'aspect architectural des éléments du bâtiment, Ensuite le prédimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

-La troisième et la quatrième partie comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (fondation, poteaux, poutres).et études des planchers

Ceci, en tenant compte des recommandations du BAEL91, modifiée99 et des règlements parasismiques algériens RPA 99/2003.

-La cinquième partie a été consacrée aux éléments secondaires (l'escalier poutrelles, dalles pleines et l'acrotère).

-La sixième partie L'étude dynamique de la structure par robot afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanente, d'exploitation et charge sismique).

-La dernière partie comprend l'étude de l'infrastructure du bâtiment

Mots clés : bâtiment, béton, robot, Socotec, RPA 99/2003, BAEL91.

Summary

This project presents a detailed study of an irregularly shaped multi-use building consists of five basements; a ground floor + 12 Stores implanted in the City of Oran.

This study consists of seven parts.

- **The First part** includes the general description of the building and the project

- **The Second part** includes a presentation of the architectural aspects of building elements, pre dimensioning structure and finally the descent of the load.

- **The Third/Forth parts** include the reinforcement of the various resistance elements of the structure (foundation, columns, and beams).

Depending on the recommendations of BAEL91, modifiée99 Algerian seismic regulations and RPA 99/2003.

- **The fifth part** was devoted to secondary nutrients (the staircase beams, solid slabs and parapet wall).

- **The Sixth part** is about a dynamic study of the structure and it was begun in the third part and is determined by robot to various stresses due to loads (permanent loads, operational and seismic loading).

- **The Seventh part** is the last part and it includes a study of the building's infrastructure

Keywords: building, concrete, ROBOT, Socotec, Excel, RPA 99/2003, BAEL.

SOMMAIRE

Résumé :	i-ii
Liste des tableaux :	iii-iv
Liste des figures :	v-vi
Liste des symboles :	vii-viii-ix
Dédicaces :	x
Remerciements :	xi
Chapitre I : Introduction et Présentation de projet	
• Présentation de l'ouvrage.....	02
• Hypothèses de calcul.....	04
• Caractéristiques des matériaux.....	6
Chapitre II : Pré dimensionnement	
• Pré dimensionnement des planchers	12
• Pré dimensionnement des poutres	15
• Pré dimensionnement des poteaux	16
• Pré dimensionnement des voiles	22

SOMMAIRE

Chapitre III : CALCUL DES PLANCHER

- Introduction.....24
- Etude des poutrelles.....25
- Ferrailage27
- Dalle pleine30

Chapitre IV : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

- Vérification spécifique selon le RPA35
- Ferrailage des poteaux.....35
- Vérification du poteau à l'effort tranchant.....43
- Ferrailage des poutres.....46
- Ferrailage des voiles.....63

Chapitre V : ETUDE DES ELEMENTS NON- STRUCTURAUX

- Etude de l'acrotère70
- Etude du balcon74
- Etude des escaliers78

Chapitre VI : Etude sismique

- Introduction et méthode de calcul.....96
- Calcul de la force sismique99
- Méthode dynamique :.....102
- Vérification de la force sismique.....104
- Vérification des déplacements d'étages.....107
- Justification de l'effet $P-\Delta$ 108
- Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble.....110

SOMMAIRE

Chapitre VII : Etude de la fondation

- Introduction.....112
- Mode de fonctionnement du radier112
- Pré dimensionnement du radier113
- Pré dimensionnement des libages116
- Etude du radier117
- Ferrailage du Radier.....118
- Ferrailage des libages121
- Etude du voile périphérique125
- Ferrailage du voile périphérique126

Conclusion générale :xii-xiii

Bibliographiexiv

Chapitre 2 (PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES)

Tableau II.1 Descente de charges (plancher terrasse inaccessible)	13
Tableau II.2 Plancher étage courant, RDC, 4Sous-sol	14
Tableau II.3 Plancher dalle plain du dernier Sous-sol	14
Tableau II.4 Charge G et Q du Tous Les Niveaux	16
Tableau II.5 La Dégression Des Charges	18
Tableau II.6 Valeur Cumulées Des Charges Et Surcharges	19
Tableau II.7 Vérification En R.P.A	21
Tableau II.8 Vérification De R.P.A et De Flambement	21

Chapitre 3 (ETUDE DES PLANCHERS)

Tableau III-1 - Evaluations Des Charge Terrasse/Étage Courant ELU Et ELS	26
Tableau III-2 - Ferrailage Des Nervures	28
Tableau III-3 - Ferrailage De La Dalle Plain ELU	32
Tableau III-4 - Ferrailage De La Dalle Plain ELS	35
Tableau III-5 - Ferrailage De La Dalle Plaine	35

Chapitre 4 (CALCUL DES ELEMENTS STRUCTURAUX)

Tableau IV-1- Caractéristique Mécaniques Des Matériaux.....	35
Tableau IV-2 - Moment / Effort Normal.....	40
Tableau IV-3 -Récapitulatif Pour Poteaux	44
Tableau IV-4 - Valeurs Moments (Appui/Travée) Et Effort Tranchante Des Poutres.....	49
Tableau IV- 5 - Effort Réduits Voile V 20	69

Chapitre 5 (CALCUL DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX)

Tableau V-1- Poids De Volée.....	81
----------------------------------	----

Tableau V-2 - Poids De Palier.....	82
------------------------------------	----

Chapitre 6 (ETUDE SISMIQUE)

Tableau VI-1 - La Somme Des Charges G Et Q Totale De La Structure	101
Tableau VI-2 - Les Valeurs De "V" Statique.....	101
Tableau VI-3 -Valeur "V" Dynamique Ex	102
Tableau VI-4 -Valeur "V" Dynamique Ey	102
Tableau VI-5 - Les Facteurs De Participation Massique Modale	103
Tableau VI-6 - La Période Cumule	104
Tableau VI-7 -Les Forces Total, Force Sur Poteaux, Force Sur Voile (EY).....	105
Tableau VI-8 -Les Forces Total, Force Sur Poteaux, Force Sur Voile (EX)	106
Tableau VI-9 -Vérifications des déplacements	107
Tableau VI-10 - Déplacement d UX	107
Tableau VI-11 - Déplacement d UY	108
Tableau VI-12 - Justification P Delta Sens Longitudinal	108
Tableau VI-13 -Justification P Delta Sens Transversal	109
Tableau VI-14 - Vérification De L'équilibre D'ensemble Sens Longitudinal	110
Tableau VI-15 -Vérification De L'équilibre D'ensemble Sens Transversal.....	111

Chapitre 7 (ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE)

Tableau VII-1 - Dimensionnement De Libage.....	116
Tableau VII-2 - Les Moments De La Dalle En ELU	119
Tableau VII-3 -Les Moments De La Dalle En ELS	120
Tableau VII-4 -Ferrailage De Libage.....	123
Tableau VII-5 - Moment Voile Périphérique	127
Tableau VII-6 - Ferrailage Voile Périphérique	127

Chapitre 1 (INTRODUCTION ET PRESENTATION DU PROJET)

Figure I-1 -présentation de l'ouvrage en 3D.....	2
Figure I-2 - Murs extérieurs et intérieurs.....	4
Figure I-3 - Diagramme contraintes et déformations de Béton en ELU.....	7
Figure I-4 - Diagramme Contraintes et Déformations du Béton en ELS.....	8
Figure I-5 - Diagramme des déformations limites de la section (Règle des trois pivots)	9
Figure I-6 -Diagramme contrainte et Déformations du l'acier	10

Chapitre 2 (PREDIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES)

Figure II-1 - Coupe Plancher Corps Creux.....	12
Figure II-2 - Coupe Poutre Principale (30x55)	15
Figure II-3 - Coupe Poutre Secondaire (30x50)	15
Figure II-4 - Coupe 2éme type du Poutre Secondaire (30x35)	16
Figure II-5 - Coupe du Poteaux	16
Figure II-6 - Coupe De Voile En Elévation	22

Chapitre 3 (ETUDE DES PLANCHERS)

Figure III-1 - Coupe De Poutrelle.....	24
Figure III-2 -Disposition Constructive Des Armatures De La Dalle De Compression.....	25
Figure III-3 - Diagramme de Moment Fléchissant En ELU (Solives Etage/Terrasse).....	26
Figure III-4 - Diagramme De Moment Fléchissant En ELS (Solives Etage/Terrasse).....	26
Figure III-5 - Diagramme Des Efforts Tranchants (Solives Etage/Terrasse).....	27
Figure III-6 - Coupe De Ferrailage Plancher Terrasse 3 Travées.....	29
Figure III-7 - Coupe De Ferrailage Plancher Terrasse 2 Travées.....	29
Figure III-8 - Coupe De Ferrailage Plancher Etage Courant 3 Travées.....	30
Figure III-9 - Coupe De Ferrailage Plancher Etage Courant 2 Travées.....	30
Figure III-10 - Croquis De Ferrailage De La Dalle D1.....	36

Chapitre 4 (CALCUL DES ELEMENTS STRUCTURAUX)

Figure IV-1-Vue 3d Des Poteaux De La Structures.....	36
Figure IV-2- Organigramme De Calcule De Ferrailage En Flexion Composée.....	39
Figure IV-3 -Coupe De La Zone Nodale.....	44
Figure IV-4 -Coupe de ferrailage poteaux.....	46
Figure IV-5 - Vue En 3d Poutres Principales De La Structures (30x55).....	47
Figure IV-6- Vue En 3d Poutres Secondaire De La Structures (30x50).....	47
Figure IV-7 - Vue En 3d Poutres Secondaire De La Structures (30x35).....	48
Figure IV-8 - Coupe de ferrailage des poutre principal et secondaire.....	63
Figure IV-9 - Vue En 3D Voile 20 De La Structure.....	64
Figure IV-10 - Vue En 3D Voile 15 De La Structure.....	65
Figure IV-11 - Démontions Du Voile.....	66
Figure IV-12 - Disposition Des Armatures Verticales Dans Les Voiles.....	68
Figure IV-13 - Dispositions Du Ferrailage Du Voile	69
Figure IV-14- Croque Ferrailage Du Voile V1 (Zone 1).....	69

Chapitre 5 (CALCUL DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX)

Figure V-1 - Dimensionnement De L'acrotère	70
Figure V-2 -Ferrailage De L 'acrotère.....	74
Figure V-3 - Ferrailage Du Balcon Et Contre Poids.....	78
Figure V-4 - Les Composants Des Escalier.....	79
Figure V-5- Diagramme De Charge En ELS Des Paliers.....	82
Figure V-6 - Diagramme D'effort Tranchant En ELS Des Paliers.....	83
Figure V-7 - Diagramme De Moment En ELS Des Paliers.....	83
Figure V-8 - Diagramme De Charge En ELU Des Paliers.....	83
Figure V-9 - Diagramme D'effort Tranchant En ELU Des Paliers.....	84
Figure V-10 - Diagramme De Moment En ELU Des Paliers.....	84
Figure V-11 - Diagramme Du Charge Due Sur La Poutre Palière En ELU.....	87

Figure V-12- Diagramme D'efforts tranchant De La Poutre Palière En ELU	87
Figure V-13 - Diagramme De Moment Du Poutre Palière En ELU.....	88
Figure V-14 - Diagramme Du Charge Due Sur La Poutre Palière En ELS.....	88
Figure V-15 - Diagramme D'efforts tranchant De La Poutre Palière En ELS.....	88
Figure V-16 - Diagramme De Moment Du Poutre Palière En ELS.....	89

Chapitre 6 (ETUDE SISMIQUE)

Figure VI-1 - Disposition Des Voiles.....	98
---	----

Chapitre 7 (ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE)

FigureVII-1 -Coupe De Radier Général.....	113
Figure VII-2 - Dimensions D'un anneau De Dalle Le Plus Défavorable.....	113
Figure VII-3 - Dimensionnement du feuillet moyen.....	115
Figure VII-4 - Dimension du radier.....	116
Figure VII-5 -Dimensionnement De Libage.....	117
Figure VII-6 - Coupe De Ferrailage De Libage (appui).....	124
Figure VII-7 -Coupe De Ferrailage De Libage (travée).....	125

Principales notations utilisées

A : coefficient d'accélération de zone
Aa : section d'armature en appui
A_l : section d'armature longitudinale
A_{min} : section d'armature minimale déterminée par les règlements
Ar : section d'armature de répartition
A_{ser} : section d'armature d'état limite de service
At : section d'armature de travée ou transversale
A_u : section d'armature d'état limite ultime de résistance
A_x : section d'armature du sens x-x
A_y : section d'armature du sens y-y
A' : section d'armature comprimée
A₁ : section de l'armature la plus tendue ou la moins comprimée
A₂ : section de l'armature la moins tendue ou la plus comprimée
Br : section réduite du béton
Cp : facteur de force horizontale
Cs : coefficient de sécurité
Cr : charge de rupture
Crn : charge de rupture minimale nécessaire
D : coefficient d'amplification dynamique
E : module de déformation longitudinale
E_{ij} : module de déformation longitudinale instantanée
E_{iv} : module de déformation longitudinale différée
G : action permanente
H : hauteur
HA : armature à haute adhérence
I : moment d'inertie
I_f : moment d'inertie fictif
J : action permanente avant mise en place des cloisons
L : longueur
Le : longueur en élévation
Ln : entre axe des nervures
Lp : longueur en plan
M : moment fléchissant
Ma : moment fléchissant en appui
Mc : moment fléchissant en centre ; masse de la cabine ; moment de la console
Md : moment fléchissant de la droite
Me : masse du câble ; moment au centre de la section
Mf : moment fléchissant totale
Mg : moment fléchissant sous charge permanente ; masse du treuil ; moment dû au garde corps
Mj : moment fléchissant sous charge permanente avant mise en place des cloisons

M_l : masse linéaire
 M_{ser} : moment fléchissant d'état limite de service
 M_t : moment fléchissant de travée
 M_u : moment fléchissant d'état limite ultime de résistance
 M_w : moment fléchissant de la gauche
 M_x : moment fléchissant du sens x-x
 M_y : moment fléchissant du sens y-y
 M_0 : moment de flexion d'une poutre simplement appuyée
 M_1 : moment par rapport aux armatures tendues ; coefficient de Pigeaud
 M_2 : coefficient de Pigeaud
 M_{22} : moment suivant le sens 2-2
 M_{33} : moment suivant le sens 3-3
 N : effort normal
 N_e : effort normal au centre de la section
 N_{pp} : effort normal dû au poids des poutres principales
 N_{ps} : effort normal dû au poids des poutres secondaires
 N_{ser} : effort normal d'état limite de service
 N_u : effort normal d'état limite ultime de résistance
 P : poids propre ; périmètre
 P_r : poids propre du radier
 Q : action variable quelconque ; facteur de qualité
 R : rayon ; coefficient de comportement de la structure
 S : surface
 S_r : surface du radier
 T : effort tranchant
 T_x : période fondamentale dans le sens x-x
 T_y : période fondamentale dans le sens y-y
 U_c : périmètre du contour
 V : action sismique ; effort horizontal
 V_t : effort sismique à la base de la structure
 W : poids total de la structure
 W_p : poids de l'élément en considération.
 a : longueur ; distance ; dimension
 b : largeur
 b_0 : largeur de la nervure
 b_1 : largeur de poteau
 c : enrobage
 d : hauteur utile ;
 e : excentricité ; espacement
 e_a : excentricité additionnelle
 f : flèche
 f_c : contrainte caractéristique du béton à la compression
 f_e : limite élastique d'acier
 f_t : contrainte caractéristique du béton à la traction
 g : giron de la marche
 h : hauteur
 h_c : hauteur du corps creux
 h_d : hauteur de la dalle

h_e : hauteur libre
 h_{moy} : hauteur moyenne
 h_t : hauteur totale
 h' : hauteur de la zone nodale
 h_1 : hauteur du poteau
 i : rayon de giration
 j : nombre des jours
 l : longueur ; distance
 l_f : longueur de flambement
 l_x : la petite dimension du panneau de la dalle
 l_y : la grande dimension du panneau de la dalle
 l' : longueur de la zone nodale
 l_0 : longueur libre
 q_b : charge linéaire induite par les marches
 q_{eq} : charge linéaire équivalente
 q_l : charge linéaire
 q_{ser} : charge linéaire d'état limite de service
 q_u : charge linéaire d'état limite ultime de résistance
 q_p : charge linéaire du palier
 s : espacement
 t : espacement ; période
 x : abscisse
 y : ordonnée
 y_1 : ordonnée du centre de gravité de la section homogène
 α : Angle, coefficient sans dimension
 γ : Coefficient partiel de sécurité, rapport des moments
 β : Coefficient sans dimension, coefficient de pondération
 ε : Coefficient de réponse
 η : Coefficient de fissuration relatif, facteur de correction d'amortissement
 θ : Déviation angulaire, coefficient sans dimension, coefficient globale dépendant du type de construction
 λ : Élançement mécanique d'un élément comprimé, coefficient sans dimension, rapport des dimensions
 μ : Moment réduit
 ν : Coefficient de poisson
 ρ : Rapport de deux dimensions
 σ : contrainte de béton ou d'acier
 τ : Contrainte tangentielle ou de cisaillement
 ψ : Coefficient de pondération
 ξ : Pourcentage d'amortissement critique
 δ : Coefficient de réduction, espacement des armatures transversales, déplacement
 Σ : Sommation
 ϕ : Diamètre d'armature transversale ou treillis soudés

DEDICACE

A ma famille

A mes amis

Aux gent qui m'aiment et m'estiment....

Je dédie ce mémoire.

Remerciement

Nous remercions nos très chers parents pour leur soutien et leur patience.

Nous exprimons nos profonds remerciements à notre encadreur M_{d.} zelat.k pour son orientation et ses précieux conseils et aussi pour toute l'attention qu'il éprouvé a notre égard .

Nous remercions chaleureusement tous les professeurs qui ont contribué à notre formation.

Nous voudrions aussi remercier tous les étudiants et le personnel d'Institut de Génie Civil et de Mostaganem

Et surtout cherifi rida qui a été plus que présent durant toute l'étude de ce projet

Nous remercions également les membres des jurys pour l'effort qu'ils feront dans le but d'examiner ce travail

Chapitre I:

Introduction et présentation du projet

Introduction générale :

Le rôle de l'ingénieur en structure de génie-civil dans un projet de construction d'un Immeuble est fondamental.

Il doit concevoir et calculer les éléments de la Structure de manière qu'ils puissent résister à toutes les sollicitations prévues et à présenter une durabilité et une sécurité satisfaisante pendant toute la période d'exploitation

Les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé aux états limités (B.A.E.L.91) et les règles parasismiques algériennes R.P.A 99(2003) sont utilisées dans ce projet, Certains calculs sont effectués avec les logiciels ROBOT et EXCEL et les autres calculs ont été faits manuellement

I. PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX :

I.1 PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Le projet consiste en l'étude d'un bâtiment R + 12 + 5 S/S a posé 50 ilots 06 à Bir El Djir wilaya d'Oran, implanté à ORAN zone de moyenne sismicité (Z.II-a), selon le règlement parasismique algérien **RPA99/version2003**.

Le projet est composé d'un bloc dont les étages sont destinés à l'usage d'habitation et le rez-de-chaussée et entresol sont à usage commercial, avec sous-sol destiné au parking.

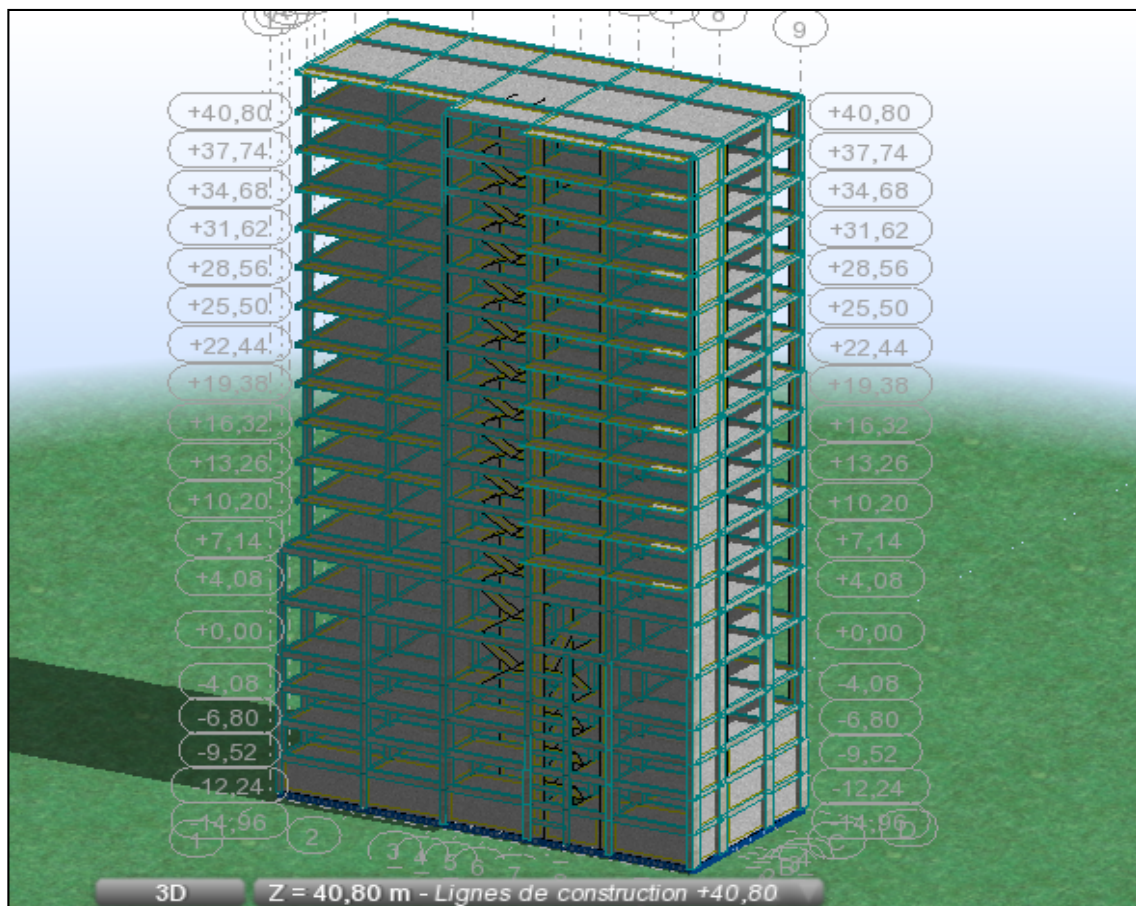


Figure I-1 -présentation de l'ouvrage en 3D

I.1.1 caractéristiques géométriques

C'est un bâtiment en R+12 dont la structure est un système rigide constitué de portiques auto-stables en béton armé contreventés par des voiles et des portiques.

- La hauteur totale du bâtiment : 55.76 m
- La largeur maximale : 14,8 m
- La longueur maximale : 32,9 m
- Hauteur d'étage : 3,06 m
- Hauteur du RDC : 4,08 m
- Hauteur 1^{er} sous-sol : 4,08 m
- Hauteur des restes sous-sol : 2,72 m

I.1.2 description de l'ossature

Plancher

Nous avons opté pour des dalles en corps creux, 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.
- Raison économique.

Le plancher du RDC est exceptionnellement en dalle pleine car les charges sont très importantes (usage commercial). Pour des raisons de commodités nous avons choisi de réaliser certains espaces de plancher en dalle pleine.

Parking : ce trouvant dans le Sous-sol il aura une dalle pleine de 20cm et une capacité de 27 places.

Conception structurale :

L'ouvrage considéré est en ossature mixte constituée de portiques auto-stables en béton armé et de voiles de contreventement dans les deux directions.

Maçonneries

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Les murs extérieurs sont constitués en double parois de briques (15cm et 10cm d'épaisseur) séparés par une lame d'air de 5cm d'épaisseur.
- Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de briques d'épaisseur 10cm.

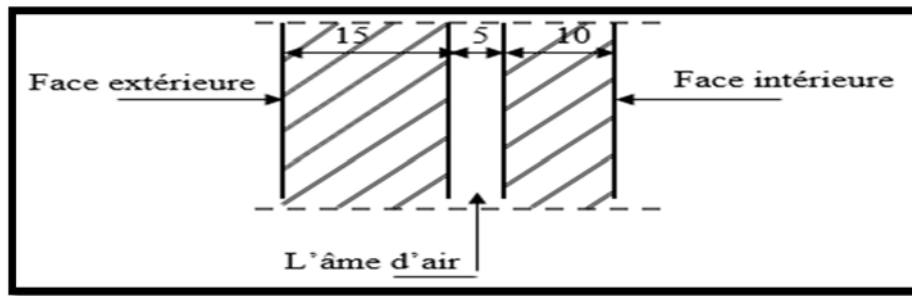


Figure I-2 - Murs extérieurs et intérieurs

Revêtement

- Enduit plâtre pour les plafonds.
- Enduit en plâtre pour les locaux humides (WC Salle De Bain Cuisine).
- Enduit en plâtre et ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Carrelage pour les plancher accessible.
- Plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration d'eau et assurant une isolation thermique.

Isolation

L'isolation acoustique est assurée par la masse du plancher et par le vide d'air des murs extérieurs.

L'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour le plancher terrasse.

Acrotère

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

Le rôle de l'acrotère est de protéger les joints d'étanchéité.

Terrasse

La terrasse du bâtiment est inaccessible.

I.2 HYPOTHESES DE CALCUL

Règlements utilisés :

L'étude de cet ouvrage est affectée conformément aux règlements ci-après :

Règle de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A.93) :

Basé sur la théorie des états limites.

Etats limites ultimes (ELU) qui correspondent à la limite :

- soit de l'équilibre statique,
- soit de la résistance de l'un des matériaux,
- soit de la stabilité de forme,

Etats limites de service (ELS) qui sont définis compte -tenu des conditions d'exploitation ou de durabilité.

Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) :

Le présent document technique réglementaire fixe

Les règles de conception et de calcul des constructions en zones sismiques.

DTR B.C. 2.2 Charges permanentes et charges d'exploitation :

Le présent document traite des charges permanentes et charges d'exploitation des bâtiments, de leur mode d'évaluation et des valeurs

De ces charges à introduire dans les calculs.

DTR B.E. 2.1 Règles d'exécution des travaux de construction d'ouvrages en béton arme 2010.

L'étude de cet ouvrage est effectuée conformément aux règlements ci-après :

Le règlement BAEL 91 (Béton Armé aux Etats Limites) : basé sur la théorie des états limites.

Etats limites ultimes (**ELU**) : correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction :

Equilibre statique.

Résistance des matériaux de la structure.

Stabilité de forme.

Hypothèses

- ♦ Les sections droites et planes avant déformation restent droites et planes après déformation.
- ♦ Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- ♦ Le béton tendu est négligé dans les calculs.

- ♦ L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10‰ et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3.5‰ dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- a. Etats limites de service (**ELS**) : constituent les frontières au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites :
 - Ouverture des fissures.
 - Déformation des éléments porteurs.
 - Compression dans le béton.

Hypothèses

- ♦ Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- ♦ Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_s=15E_b$; $n=15$).

I.3. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

Le matériau essentiel utilisé pour la construction de cet ouvrage est le béton armé, constitué de béton et d'acier.

I.3.1 Béton

Principe de béton armé

La résistance du béton est très faible en traction. En revanche, l'acier résiste très bien à la traction.

Aussi, le principe du béton armé est d'insérer dans la matrice de béton des aciers dans les zones tendues.

Cette association est efficace car :

- _ L'acier adhère au béton ce qui permet la transmission des efforts d'un matériau à l'autre.
- _ Il n'y a pas de réaction chimique entre l'acier et le béton (sauf lorsqu'on emploie certains adjuvants).

_ Le coefficient de dilatation thermique pour les deux matériaux est (12.10^{-6} pour l'acier et 2.10^{-4} pour le béton) (C.B.A.93A.2.1.2.2.) [2].

Matières constitutives du béton

La composition qu'on a obtenue à partir de la formulation de béton est confirmée par les essais de convenue.

Caractéristiques physiques et mécaniques du béton

- ♦ Masse volumique : elle est prise dans notre présente étude égale à 2.5 t/m^3 .
- ♦ Résistances caractéristiques : compte tenu de la durée des réactions chimiques qui est de 28 jours (réaction achevée à 90%), on détermine à cet âge la résistance caractéristique à la traction dite f_{t28} et à la compression notée f_{c28} par des essais ; on a été amené à se fixer une valeur de 30 MPa pour f_{c28} , et par conséquent : $f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,4 \text{ MPa}$.

♦ Contraintes limites :

1. à l'ELU : est notée σ_{bc} tel que : $\sigma_{bc} = \frac{0,85}{\theta \gamma_b} f_{c28}$

Avec : $\theta = 1$ en général.

$\gamma_b = 1,15$ en cas de situation accidentelle.

$\gamma_b = 1,50$ en cas de situation durable ou transitoire.

- Pour $\gamma_b = 1,5$ et $f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow \sigma_{bc} = 17 \text{ Mpa}$
- Pour $\gamma_b = 1,15$ et $f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow \sigma_{bc} = 22,17 \text{ Mpa}$

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligent le fluage du béton.

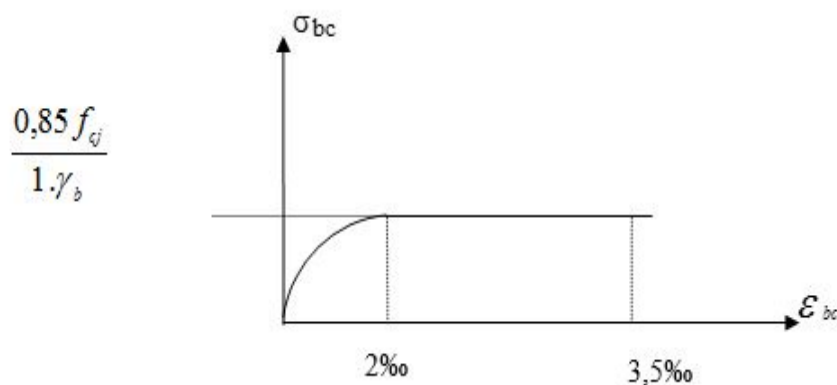


Figure I-3 - Diagramme contraintes et déformations de Béton en ELU

2. à ELS :

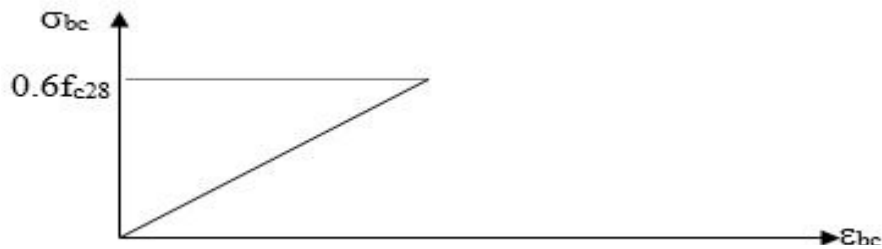


Figure I-4 - Diagramme Contraintes et Déformations du Béton en ELS

Est donnée par $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 18\text{MPa}$

♦ La contrainte ultime de cisaillement :

Pour des armatures transversales droites :

- En fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min\left\{0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right\}$
- En fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min\left\{0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right\}$

b) E.L.S

La contrainte admissible du béton est : $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 18\text{MPa}$

♦ Module de déformation longitudinale du béton :

Ils existent deux modules de déformation déterminés d'après le **BAEL 91**.

1. Le module de déformation instantanée : Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures on a :

$$E_{ij} = 11003 \sqrt{f_{cj}} \text{ D'où : } E_{i28} = 3417,96\text{MPa}$$

2. Le module de déformation différée : Pour des charges de longue durée d'application on a :

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} = 11496,76\text{Mpa}$$

Coefficient de Poisson

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté "v". Conformément au règlement **BAEL 91** :

à l'ELU : $v=0 \Rightarrow$ calcul des sollicitations (béton fissuré).

à l'ELS : $v=0,2 \Rightarrow$ calcul des déformations (béton non fissuré).

Avec :

Pivot A : traction simple ou composée, flexion avec état limite ultime atteint dans l'acier.

Pivot B : flexion avec état limite ultime atteint dans béton.

Pivot C : compression simple ou composée.

I.3.2 Acier

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, On utilise 3 types d'aciers :

- 1^{eme} type : aciers à haut adhérence (HA).
De nuance $f_e E500$ et dont la limite élastique est :
 $F_e = 500 \text{ Mpa}$ (pour les armatures longitudinales).
- 2^{eme} type : Ronds lisses (RL).
De nuance $f_e E235$ et dont la limite élastique est :
 $F_e = 235 \text{ Mpa}$ (pour les armatures transversales).
- 3^{eme} type : Treillis soudées (TS). $\Phi 5$

Contrainte limite de l'acier

♦ Contrainte à ELU

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant, avec :

f_e : contrainte limite élastique.

ε_s : déformation (allongement) relative de l'acier.

$$\varepsilon_{es} = \left(\frac{f_e}{\gamma_s E_s} \right)$$

σ_s : contrainte de l'acier.

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier.

$\gamma_s = 1.15$ en cas de situations durables ou transitoires

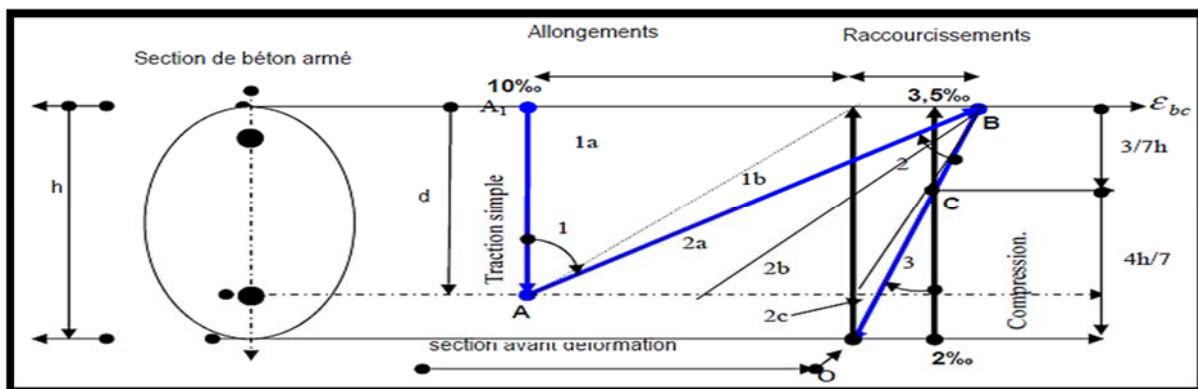


Figure I-5 - Diagramme des déformations limites de la section (Règle des trois pivots)

$\gamma_s = 1.00$ en cas de situations accidentelles.

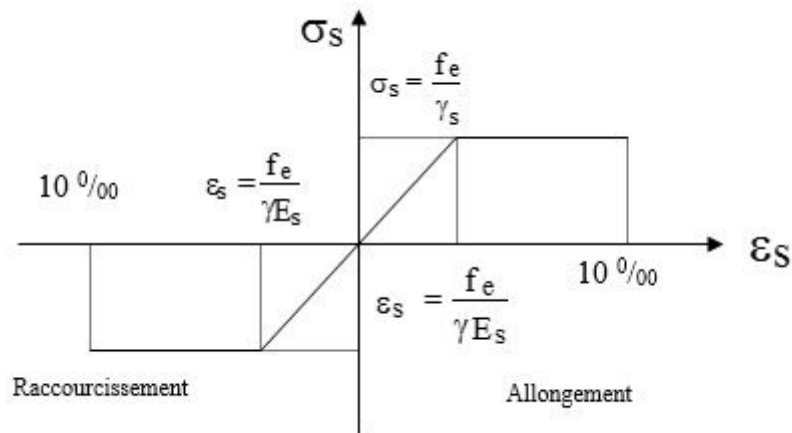


Figure I-6 -Diagramme contrainte et Déformations du l'acier

♦ Contrainte à ELS

Cette contrainte dépend de la nature des fissures dans le béton, on détermine :

1. Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
2. Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}$
3. Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\}$

Avec η : coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses.

$\eta = 1,6$ pour les aciers à haute adhérence (HA).

Module de Young :

$$E_s = cste = 2.10^5 \text{ MPa}$$

Coefficient d'équivalence

Le coefficient d'équivalence noté η est le rapport suivant :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

Avec :

n : coefficient d'équivalence.

E_s : module de déformation de l'acier.

E_b : module de déformation du béton.

SOLLICITATIONS DE CALCUL ET COMBINAISONS D' ACTIONS :**Généralités :**

Les justifications produites doivent montrer pour les divers éléments d'une structure et pour l'ensemble de celle-ci, les sollicitations de calcul définies dans les articles qui suivent ne provoquent pas le phénomène que l'on veut éviter.

1-Etat limite ultime :

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

$1,35 G + 1,5 Q.$

2-Etat limite de service :

Combinaison d'action suivante : $G + Q$

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes :

$G+Q+-Ex$

$G+Q+-Ey$

$0,8 G+-Ex$

$0,8 G+-Ey$

G : charge permanente Q : charge d'exploitation E : effort de séisme

CARACTERISTIQUES DU SOL :

La capacité portante admissible du sol donné par le rapport géotechnique est

De 4 bars avec la profondeur d'ancrage de 1,6m, la roche est moyennement dure.

-Sismicité (zone IIa).

-L'ouvrage appartient au groupe d'usage 1B.

-Le site est considéré ferme (S2).

Chapitre II:

Prédimensionnement et Descente des Charges

II-1) Pré dimensionnement des planchers :**A) Evaluation de l'épaisseur des planchers :**

On adopte pour notre projet un plancher à corps creux, pour les planchers étage et terrasse et un plancher en dalle pleine, pour le plancher haut sous-sol.

A-1) plancher à corps creux :

La hauteur du plancher est donnée par le critère de rigidité

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{25} \quad \text{Avec : } L_{\max} : \text{longueur maximale des travées.}$$

h_t : épaisseur totale du plancher.

Donc notre cas : $L_{\max} = 6,20m$

$$h_t \geq \frac{620}{25} = 24,8cm$$

On adoptera donc un plancher de (20+5) cm

Avec : 16cm : épaisseur du corps creux.

5cm : épaisseur de la dalle de compression

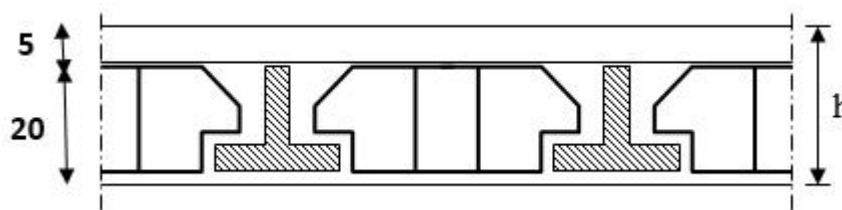


Figure II-1 - Coupe Plancher Corps Creux

A-2) plancher dalle pleine

On note :

L_x : la petite dimension de la dalle.

L_y : la grande dimension de la dalle.

$$\begin{cases} L_y = 6.60m \\ L_x = 5.60m \end{cases}$$

- Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4$ et la dalle est uniformément chargée, la dalle travaille suivant une seule direction.
- Si $\frac{L_x}{L_y} > 0,4$ et la dalle est uniformément chargée, la dalle travaille suivant les deux directions L_x et L_y .

$$e = \frac{560}{660} = 0.84 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille suivant les deux directions } l_x, l_y$$

L'épaisseur minimale de la dalle portant sur quatre coté doit vérifier la condition

$$\text{suivante : } \frac{L_x}{50} \leq ed \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{560}{50} \leq ed \leq \frac{560}{40} \Rightarrow 11,2\text{cm} \leq ed \leq 14\text{cm} \Rightarrow ed = 13\text{cm}$$

Résistance au feu :

D'après [BEAL 91] :

- e = 7 cm pour une heure de coupe-feu.
- e = 11 cm pour deux heures de coupe-feu.
- e = 17,5 pour un coupe-feu de quatre heures

Conclusion :

Pour satisfaire aux différentes conditions précédentes on adoptera comme épaisseur
Pour la dalle pleine de : $ed = 20\text{cm}$

B) Descente de charges

1) Plancher terrasse inaccessible (corps creux)

La terrasse est inaccessible en plancher en corps creux surmontée de plusieurs couches de protection et une forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales

Tableau II-1 - Descente de charges (plancher terrasse inaccessible)

Plancher 20+5		e [m]	PV [KN/m3]	
1/	Gravillon	0.04	17	0,68 kN/m ²
2/	Etanchéité multicouche			0,12 kN/m ²
3/	Forme de pente	0.1	22	2,2 kN/m ²
4/	Film polyane			0,01 kN/m ²
5/	Isolation thermique (liège)	0.04	4	0,16 kN/m ²
6/	Plancher (20+5)	0.25	12	3 kN/m ²
7/	Enduit plâtre (sous plafond)	0.02	10	0,2 kN/m ²
8/	Par vapeur	0.05	17	0,05 kN/m ²
				G=6,42 kN/m²
				Q=1 kN/m²

Tableau II-2 - Plancher étage courant, RDC,4Sous-sol

Plancher 20+5		e [m]	PV [KN/m3]	
1/	Carrelage (2cm)	0.02	20	0,4 kN/m ²
2/	Mortier de Pose	0,02	20	0,4 kN/m ²
3/	Lit de sable	0.02	19	0,38 kN/m ²
4/	Plancher (20+5)	0,25	12	3kN/m ²
5/	Enduit plâtre	0.02	10	0,2kN/m ²
6/	Cloisons reparties	0.1	10	1kN/m ²
				G= 5,4 kN/m²
				Q=1, 5 kN/m²
				Q=2, 5 kN/m²

Tableau II-3 - Plancher dalle plain du dernier Sous-sol

Plancher D.P		e [m]	PV [KN/m3]	
1/	Carrelage (2cm)	0.02	20	0,4 kN/m ²
2/	Mortier de Pose	0,02	20	0,4 kN/m ²
3/	Lit de sable	0.03	18	0,5 kN/m ²
4/	Enduit plâtre	0.02	10	0,2 kN/m ²
5/	Cloisons reparties	0.1	10	1kN/m ²
				G= 2,5 kN/m²
				Q=2, 5 kN/m²

II-3) Pré dimensionnement des poutres :**Les poutres :**

Les poutres sont dimensionnées par le critère de rigidité :

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

L : la portée de la poutre

h : la hauteur de la poutre

b : la largeur de la poutre

Selon les règles 'R.P.A 99' les dimensions doivent vérifier les conditions suivantes :

- * $b \geq 20\text{cm}$
- * $h \geq 30\text{cm}$
- * $h/b < 4$

II-3-1 poutre principale : (porteeses)

1)-Critère de rigidité : « BAEL91 »

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \text{Avec : } L_{\max} = 6,70\text{m}$$

Soit : $44\text{cm} \leq h \leq 67\text{cm}$

On prend $h = 55\text{cm}$

Soit : $22\text{cm} \leq b \leq 44\text{cm}$

On prend $b = 30\text{cm}$

Soit une poutre de section (bxh) = (30x55) cm².

2) Conditions du R.P.A99

$$\begin{cases} b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots CV \\ h = 55\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots CV \\ \frac{h}{b} = 1,83 \leq 4 \dots\dots\dots CV \end{cases}$$

B) Pré dimensionnement des poutres secondaires :

On a deux types : L= 4,7 et L=3,6

1) Critère de rigidité : « BAEL91 »

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \text{Avec : } L_{\max} = 4,70\text{m}$$

Soit : $31\text{cm} \leq h \leq 47\text{cm}$

On prend $h = 50\text{cm}$

Soit : $20\text{cm} \leq b \leq 40\text{cm}$

On prend $b = 30\text{cm}$

Soit une poutre de section (bxh) = (30x50) cm².

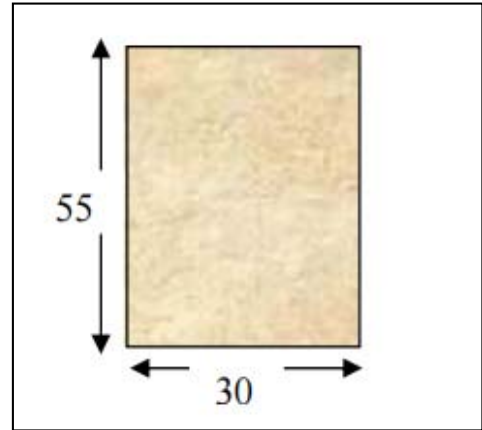


Figure II-2 - Coupe Poutre Principale (30x55)

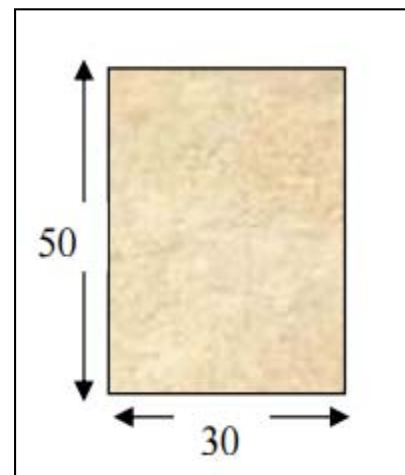


Figure II-3 - Coupe Poutre Secondaire (30x50)

2) Conditions du R.P.A99

$$\begin{cases} b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots CV \\ h = 50\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots CV \\ \frac{h}{b} = 1,66 \leq 4 \dots\dots\dots CV \end{cases}$$

1) Critère de rigidité : « BAEL91 »

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \text{Avec : } L_{\max} = 3,60\text{m}$$

Soit : $24\text{cm} \leq h \leq 36\text{cm}$

On prend $h = 35\text{cm}$

Soit : $14\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm}$

On prend $b = 30\text{cm}$

Soit une poutre de section (bxh) = (30x35) cm².

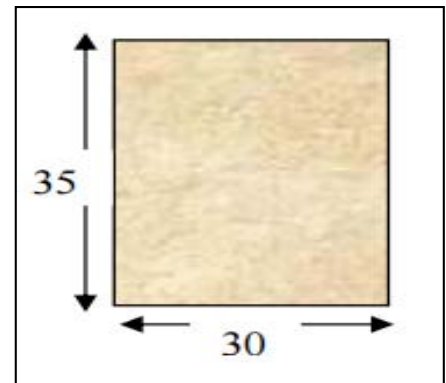


Figure II-4 - Coupe 2ème type du Poutre Secondaire (30x35)

2) Conditions du R.P.A99

$$\begin{cases} b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots CV \\ h = 35\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots CV \\ \frac{h}{b} = 1,16 \leq 4 \dots\dots\dots CV \end{cases}$$

II-2) Pré dimensionnement des poteaux :

-Les dimensions de poteau doivent satisfait aux trois conditions suivantes :

- Respecter les critères de résistance.
- Vérifier les conditions de RPA 99.
- Vérifier les conditions de flambement

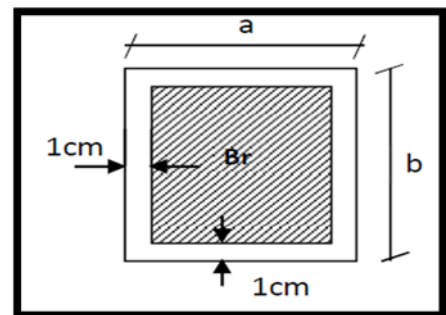


Figure II-5 - Coupe du Poteaux

a) Calcule de la section du poteau le plus défavorable :

Tableau II-4 - Charge G et Q du Tous Les Niveau

Niveau	G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)
Terrasse	G _T =6,4	Q _T =1
Etage courant	G _E =5,4	Q ₀ =1,5

RDC	$G_R=5.4$	$Q_R=2.5$
Les 4 Sous-sol	$G_S=5.4$	$Q_S=2,5$
Dernier sous-sol	$G_S=2.5$	$Q_S=2.5$

Critère De Résistance :

$$Br \geq \left[\frac{B \times Nu}{\theta \left(\frac{\sigma_{bc}}{0,9} \right) + 0,85 \left(\frac{A}{\beta r} \right) \times \sigma_s \times 10^3} \right] \times 10^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 30}{1 \times 1,5} = 17 \text{MPA}$$

A/Br = 0,8 % (Oran : zone IIa)

β : Coefficient de correction dépendant de l'élanement mécanique " λ " des poteaux qui prend les valeurs :

$$\beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \quad \text{Si } \lambda \leq 50$$

$$\beta = 0,85 + \frac{2}{1500} \quad \text{Si } 50 < \lambda < 70$$

On se fixe un élanement mécanique $\lambda =$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où :

$$\beta = 1 + 0,2 \left(\frac{35}{35} \right)^2 \Rightarrow \beta = 1,2$$

$$FeE500 \mapsto \sigma_s = \frac{Fe}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{MPA}$$

Donc :

$$\beta r \geq \left[\frac{1,2}{\left(1 \times \left(\frac{17}{0,9} \right) + 0,85 \left(\frac{0,8}{100} \right) \times 435 \right) \times 10^3} \right] 10^4 Nu \Rightarrow \beta r \geq 0,549 \times Nu$$

N_u : la charge verticale à l'ELU, il se calcul en appliquant la loi de digression des charges d'exploitations.

Application des lois de digression : [DTR 2.2 ARTICLE IV.6.3]

Tableau II-5 - La Dégression Des Charges

i	Niveaux	Formule de calcul Q	Q (KN/m ²)	Formule de calcul G	G (KN/m ²)
0	12 ^{ème} étage	Q_0	1	G_t	6,40
1	11 ^{ème} étage	$Q_0 + Q_1$	2,5	$G_t + G_{EC}$	11,80
2	10 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,95 (2 Q_1)$	3,85	$G_t + 2 G_{EC}$	17,20
3	9 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,90 (3 Q_1)$	5,05	$G_t + 3 G_{EC}$	22,60
4	8 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,85 (4 Q_1)$	6,1	$G_t + 4 G_{EC}$	28,00
5	7 ^{ème} étage	$Q_0 + \frac{3+5}{2 \times 5} (5 Q_1)$	7	$G_t + 5 G_{EC}$	33,40
6	6 ^{ème} étage	$Q_0 + \frac{3+6}{2 \times 6} (6 Q_1)$	7,75	$G_t + 6 G_{EC}$	38,80
7	5 ^{ème} étage	$Q_0 + \frac{3+7}{2 \times 7} (7 Q_1)$	8,5	$G_t + 7 G_{EC}$	44,20
8	4 ^{ème} étage	$Q_0 + \frac{3+8}{2 \times 8} (8 Q_1)$	9,25	$G_t + 8 G_{EC}$	49,60
9	3 ^{ème} étage	$Q_0 + \frac{3+9}{2 \times 9} (9 Q_1)$	10	$G_t + 9 G_{EC}$	55,00
10	2 ^{ème} étage	$Q_0 + \frac{3+10}{2 \times 10} (10 Q_1)$	10,75	$G_t + 10 G_{EC}$	60,40
11	1 ^{er} étage	$Q_0 + \frac{3+11}{2 \times 11} (11 Q_1)$	11,5	$G_t + 11 G_{EC}$	65,80
12	RDC	$Q_0 + \frac{3+12}{2 \times 12} (11 Q_1 + Q_{RDC})$	12,88	$G_t + 11 G_{EC} + G_{RDC}$	71,20
13	Sous-sol 4	$Q_0 + \frac{3+13}{2 \times 13} (11 Q_1 + Q_{RDC} + Q_{SS})$	14,23	$G_t + 11 G_{EC} + G_{RDC} + 1 G_{SS}$	76,60
14	Sous-sol 3	$Q_0 + \frac{3+14}{2 \times 14} (11 Q_1 + Q_{RDC} + 2 Q_{SS})$	15,57	$G_t + 11 G_{EC} + G_{RDC} + 2 G_{SS}$	82,00
15	Sous-sol 2	$Q_0 + \frac{3+15}{2 \times 15} (11 Q_1 + Q_{RDC} + 3 Q_{SS})$	16,9	$G_t + 15 G_{EC} + G_{RDC} + 3 G_{SS}$	87,40
16	Sous-sol 1	$Q_0 + \frac{3+16}{2 \times 16} (11 Q_1 + Q_{RDC} + 4 Q_{SS})$	18,21	$G_t + 15 G_{EC} + G_{RDC} + 4 G_{SS}$	92,80
17	Sous-sol 0	$Q_0 + \frac{3+17}{2 \times 17} (11 Q_1 + Q_{RDC} + 5 Q_{SS})$	19,53	$G_t + 15 G_{EC} + G_{RDC} + 5 G_{SS}$	95,30

❖ Valeurs cumulées des charges et surcharges.

Exemples de calculs : On calcul sous le plancher de

1- Poids de la poutre principale (P.P) :

$$N_{uPP} = L_{pp} \times a \times b \times \gamma_b \times 1,35$$

2- Poids de la poutre secondaire (P.S) :

$$N_{uPS} = L_{ps} \times a \times b \times \gamma_b \times 1,35$$

3- Poids du plancher sous-sol 1 :

$$N_{uPlch} = ((G \times 1,35 + Q \times 1,5) \times L_x \times L_y)$$

4- Poids du poteau :

$$N_{uPot} = (H_e - h_p) \times a \times b \times \gamma_b \times 1,35$$

$$\rightarrow N_u = N_{uPlch} + N_{uPP} + N_{uPS} + N_{uPot}$$

5- $Br = (a-2) \times (b-2)$

L_{pp} : la longueur de la poutre principale

L_{ps} : la longueur de la poutre secondaire

H_e : la hauteur d'étage

h_p : la hauteur de la poutre principale

Br : la section brute de beton

Tableau II-6 - Valeur Cumulées Des Charges Et Surcharges

He (m)	Niveau	$N_{u_{pp}}$ [KN/m]	$N_{u_{ps}}$ [KN/m]	$N_{u_{pot}}$ [KN/m]	$N_{u_{planc}}$ [KN/m]	N_u [KN/m]	Br [cm ²]	Choix	
								a	b
3,06	12 ^{ème} étage	51,46	29,74	0,00	338,57	419,77	226,67	30	60
3,06	11 ^{ème} étage	102,91	59,47	18,30	657,12	837,80	452,41	30	60
3,06	10 ^{ème} étage	154,37	89,21	36,60	968,14	1 248,32	674,09	30	60
3,06	9 ^{ème} étage	205,82	118,95	54,89	1 271,66	1 651,32	891,71	30	60
3,06	8 ^{ème} étage	257,28	148,69	76,24	1 567,66	2 049,86	1 106,93	30	70
3,06	7 ^{ème} étage	308,73	178,42	97,59	1 856,15	2 440,89	1 318,08	30	70
3,06	6 ^{ème} étage	360,19	208,16	118,94	2 137,13	2 824,41	1 525,18	30	70
3,06	5 ^{ème} étage	411,64	237,90	147,40	2 418,10	3 215,04	1 736,12	35	80
3,06	4 ^{ème} étage	463,10	267,63	175,86	2 699,08	3 605,68	1 947,06	35	80
3,06	3 ^{ème} étage	514,55	297,37	204,33	2 980,06	3 996,31	2 158,01	35	80
3,06	2 ^{ème} étage	566,01	327,11	240,92	3 261,03	4 395,07	2 373,34	40	90
3,06	1 ^{ème} étage	617,46	356,85	277,52	3 542,01	4 793,84	2 588,67	40	90
4.08	RDC	668,92	386,58	328,99	2 886,00	4 270,49	2 306,06	40	90
4.08	Sous-	720,37	416,32	393,32	4 165,57	5 695,58	3 075,61	45	100

	sol 1								
2.72	Sous-sol 2	771,83	446,06	432,87	4 476,10	6 126,85	3 308,50	45	100
2.72	Sous-sol 3	823,28	475,79	472,42	4 786,12	6 557,62	3 541,11	45	100
2,72	Sous-sol 4	874,74	505,53	520,75	5095,1470	6 996,17	3 777,93	50	110
2,72	Sous-sol 5	874,74	505,53	569,09	4656,903	6 606,26	3 567,38	50	110

✓ Vérification des conditions de R.P.A 99 V2003

- $\min (a, b) \geq 25 \text{ cm}$
- $\min (a, b) \geq \frac{he}{20}$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4$

✓ Vérification des conditions de flambement :

Selon la règle de (CBA.93) on a :

$$\lambda = \frac{Lf}{i} \leq 35 \quad \text{Avec} \quad * i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$* Lf = 0,7 L_0$$

- Calcul du moment d'inertie :
 - $I_x = \frac{ab^3}{12}$
 - $I_y = \frac{ba^3}{12}$
- Rayon de giration i_x, i_y :
 - $i_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}}$
 - $i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}}$
- Calcul de l'élanement :
 - $\lambda_x = \frac{Lf}{i_x}$
 - $\lambda_y = \frac{Lf}{i_y}$

$$* \lambda_x = \frac{Lf}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} \quad \text{ET} \quad * \lambda_y = \frac{Lf}{\sqrt{\frac{a^2}{12}}}$$

- **I** : Moment d'inertie de la section du poteau.
- **B** : Section du béton.
- **λ** : l'élanement du poteau.
- **l₀** : hauteur d'étage.
- **a** : section du poteau

Tableau II-7 - Vérification En R.P.A

Niveau	Min (ab)	a/b	He/20	a (RPA)	
12 ^{ème} étage	30	0.5	15,40	18,37	CV
11 ^{ème} étage	30	0.5	15,40	26,35	CV
10 ^{ème} étage	30	0.5	15,40	32,33	CV
9 ^{ème} étage	30	0.5	15,40	37,28	CV
8 ^{ème} étage	30	0.42	15,40	41,65	CV
7 ^{ème} étage	30	0.42	15,40	45,53	CV
6 ^{ème} étage	30	0.42	15,40	49,04	CV
5 ^{ème} étage	35	0.43	15,40	52,32	CV
4 ^{ème} étage	35	0.43	15,40	55,47	CV
3 ^{ème} étage	35	0.43	15,40	58,44	CV
2 ^{ème} étage	40	0.44	15,40	61,28	CV
1 ^{ème} étage	40	0.44	20.40	64,05	CV
RDC	40	0.44	20.40	66,71	CV
Sous-sol 4	45	0.45	13.60	69,26	CV
Sous-sol 3	45	0.45	13.60	71,78	CV
Sous-sol 2	45	0.45	13.60	74,40	CV
Sous-sol 1	50	0.45	13.60	77,60	CV
Sous-sol 0	50	0.45	13.60	80,10	CV

Tableau II-8 - Vérification De R.P.A Et De Flambement

H	nbr étages	a	B	lf	λ_x	λ_y	
3,06	12 ^{ème} étage	30	60	2,14	12,35	24,70	cv
3,06	11 ^{ème} étage	30	60	2,14	12,34	24,68	cv
3,06	10 ^{ème} étage	30	60	2,14	12,34	24,68	cv
3,06	9 ^{ème} étage	30	60	2,14	12,34	24,68	cv
3,06	8 ^{ème} étage	30	70	2,14	10,58	24,68	cv
3,06	7 ^{ème} étage	30	70	2,14	10,58	24,68	cv
3,06	6 ^{ème} étage	30	70	2,14	10,58	24,68	cv
3,06	5 ^{ème} étage	35	80	2,14	9,26	21,16	cv
3,06	4 ^{ème} étage	35	80	2,14	9,26	21,16	cv
3,06	3 ^{ème} étage	35	80	2,14	9,26	21,16	cv
3,06	2 ^{ème} étage	40	90	2,14	8,23	18,51	cv
3,06	1 ^{ème} étage	40	90	2.14	10,98	18.51	cv
4,08	RDC	40	90	2.86	10,98	24,70	cv
4,08	Sous-sol 1	45	100	2.86	6,59	24.70	cv

2,72	Sous-sol 2	45	100	1,90	6,59	14,64	cv
2,72	Sous-sol 3	45	100	1,90	6,59	14,64	cv
2,72	Sous-sol 4	50	110	1,90	5,99	13,18	cv
2,72	Sous-sol 5	50	110	1,90	5,98	13,15	cv

II-3- les Voiles :

Le Pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 du R.P.A99V2003. Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme ou vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effet de séisme ou du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte.

D'après le R.P.A99V2003 article 7.7.1 « les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. »

Où « L » et « e » sont respectivement la portée et l'épaisseur du voile.

L'article 7.7.1 RPA99V2003 « l'épaisseur minimale est de 15 cm ». De plus l'épaisseur doit être déterminé en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme l'indique la figure ci-après :

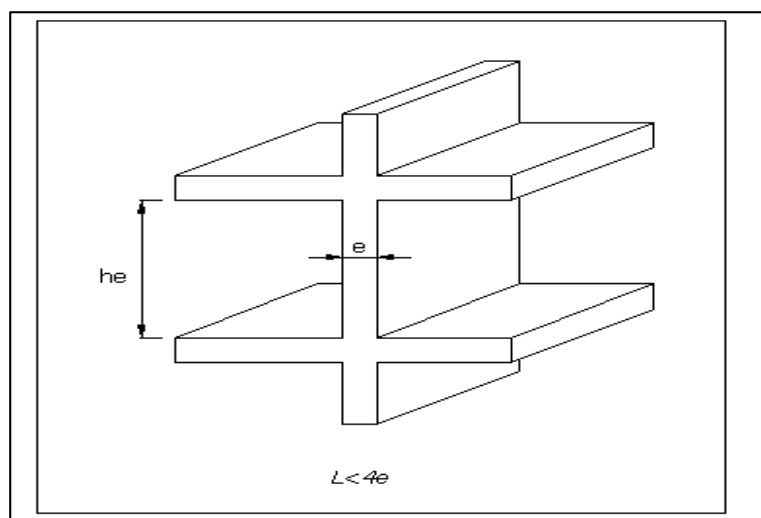


Figure II-6 - Coupe De Voile En Elévation

1- les voiles de contreventement :

$$e \geq \frac{he}{20}$$

$$L \leq 4e$$

-condition de rigidité $e \geq \frac{he}{20}$

Avec : $he = h - hp$

$$\left\{ \begin{array}{l} he = 306 - 15 = 291cm \\ he = 306 - 25 = 281cm \end{array} \right\}$$

$$e \geq \frac{291}{20} \Rightarrow e \geq 14,55cm$$

$$e \geq \frac{281}{20} \Rightarrow e \geq 14,05cm$$

Nous optons pour des voiles de 20 cm

2-voiles périphériques au sous-sol :

D'après R.P.A99 le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Epaisseur supérieure à 15cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes
- De plus, l'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre he et des conditions de rigidité aux extrémités : $e = he/25$

$$\text{Donc : } e \geq \frac{291}{20} = 14,55 \text{ cm}$$

Donc l'épaisseur du voile périphérique sera $e = 20cm$.

Chapitre III:

Calcul des planchers

-1 introduction :

Dimensionnement :

Ce plancher est composé d'une dalle de compression de 5cm d'épaisseur et de Nervures parallèles avec un remplissage intermédiaire en corps creux préfabriqués D'épaisseur 20 cm. la section transversale de la poutrelle est une section en "T".

● l_1 = distance entre axes de deux nervures voisines.

$l_1 = b = 72 \text{ cm}$ = largeur de la table de compression

● b_0 = largeur de la nervure.

$$0,3h_t \leq b_0 \leq 0,4h_t$$

$$7,5 \leq b_0 \leq 12$$

Pour des raisons de construction, on prend $b_0 = 12 \text{ cm}$

● $h_0 = 5 \text{ cm}$ = hauteur de la dalle de compression

● $h = 25 \text{ cm}$ = hauteur totale

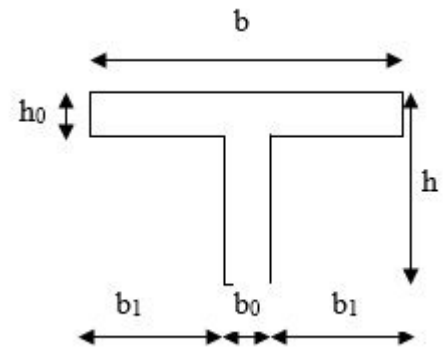


Figure III-1 - Coupe De Poutrelle

Nous adoptons donc un plancher de (20+5) cm.

$$b = 72 \text{ cm} ; \quad b_0 = 12 \text{ cm} ; \quad h_0 = 5 \text{ cm} ; \quad h = 25 \text{ cm} ;$$

b- ferrailage de la dalle de compression :

Pour le ferrailage de la dalle de compression ; les conditions suivantes Doivent être respectées :

BAEL : L'hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm et être armé d'un Quadrillage de barres (treillis soudés) dont les dimensions des mailles

Ne doivent pas dépasser :

→ 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures

→ 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures

- les armatures perpendiculaires aux nervures :

Si :

$$50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = 4 \times \frac{L_1}{f_e} \quad (L_1 \text{ en cm})$$

$$L_1 \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = 4 \times \frac{72}{500} = 0,576 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Avec :

➤ L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1 = 72 \text{ cm}$).

➤ A_1 : diamètre perpendiculaire aux poutrelles

➤ A_2 : diamètre parallèle aux poutrelles

$$A_2 = \frac{A_1}{2}$$

On prend :

$$5T6 \rightarrow A_1 = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

Armature de répartition

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,25\text{cm}^2$$

$$4T6 \rightarrow A = 1,13\text{cm}^2$$

$$S_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm}$$

Pour le ferrailage de la dalle de Compression, On adopte un treillis soudé de diamètre $\phi 6$ dont la dimension

Des Mailles est égale à 20 cm suivant les eux sens.

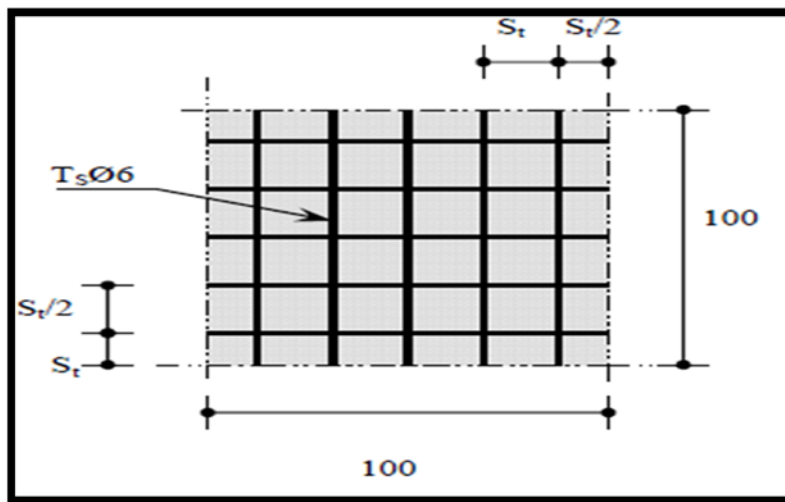


Figure III-2 -Disposition Constructive Des Armatures De La Dalle De Compression

IV-2 Etude des poutrelles :

Évaluation des charges :

a) E.L.U.R :

- Plancher terrasse :

$$q_u = 0,60(1,35G + 1,5Q) = 0,60(1,35 \times 642 + 1,5 \cdot 100) = 610,02 \text{ dan/ml}$$

- Plancher étage courant :

$$q_u = 0,60(1,35G + 1,5Q) = 0,60(1,35 \times 540 + 1,5 \cdot 150) = 572,40 \text{ dan/ml}$$

b) E.L.S :

- Plancher terrasse :

$$q_u = 0,60(G + Q) = 0,60(642 + 100) = 445,2 \text{ dan/ml}$$

- Plancher étage courant

$$q_u = 0,60(G + Q) = 0,60(540 + 150) = 414 \text{ dan/ml}$$

Tableau III-1 - Evaluations Des Charge Terrasse/Etage Courant ELU Et ELS

	Terrasse (dan/ml)	Etage courant (dan/ml)
ELU	610,02	572,40
ELS	445,20	414,00

La méthode de calcul :

On utilise la méthode (forfaitaire) ou la méthode de (Caquot) :

On applique la méthode forfaitaire si les conditions sont vérifiées :

1. Les moments d’inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité ;
2. $Q \leq \text{Max}(2G; 5kn/m^2)$;
3. Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25
 $0.8 \leq l_1/l_2 \leq 1.25$ ET $0.8 \leq l_2/l_3 \leq 1.25$
4. La fissuration ne compromet par la teneur béton armé et de ses revêtements, donc la fissuration est non préjudiciable ;

Solives étage terrasse (la méthode de Caquot)

Figure III-3 - Diagramme de Moment Fléchissant En ELU (Solives Etage/Terrasse)

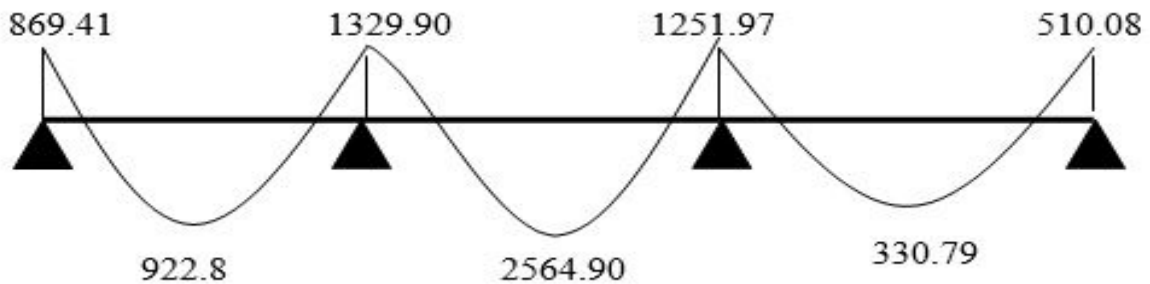


Figure III-4 - Diagramme De Moment Fléchissant En ELS (Solives Etage/Terrasse)

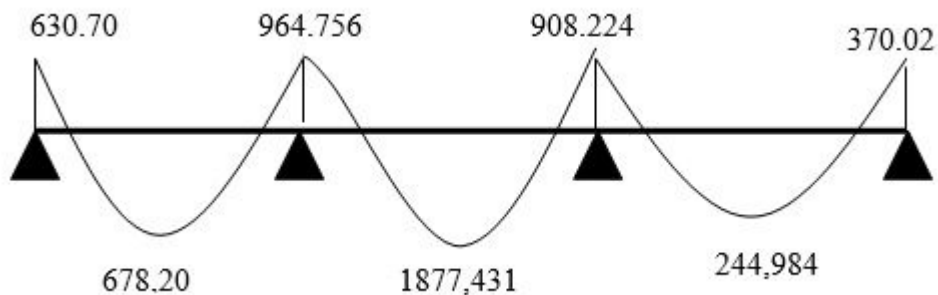
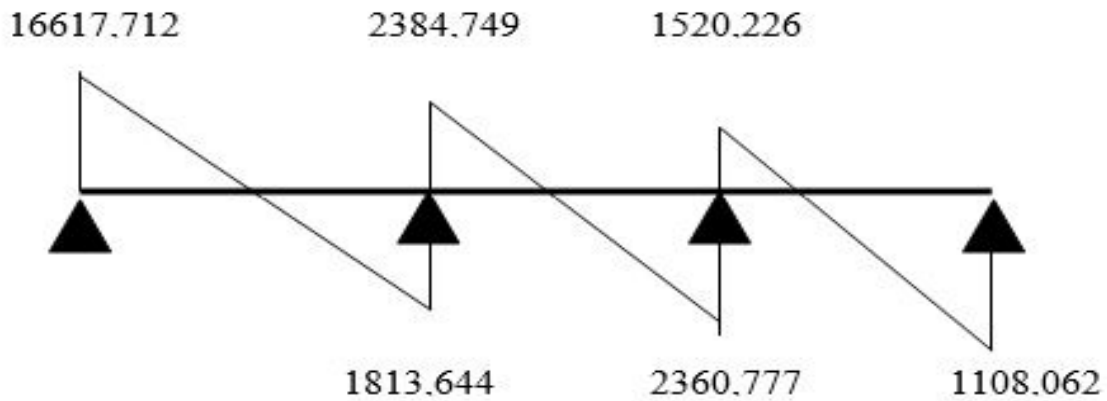


Figure III-5 - Diagramme Des Efforts Tranchants (Solives Etage/Terrasse)



Exemples de calcul :

Calcul du ferrailage de la nervure :

$$M_{\text{MAX TRAVER}} = 2564.9 \text{ N.m}$$

$$d = 0.9h \rightarrow 0.9 \times 25 = 22.5 \text{ cm}$$

M_{tab} : moment de la table de compression

$$M_{\text{tab}} = \sigma_{bc} \cdot b \cdot h (d - h_o / 2)$$

$$M_{\text{tab}} = 17 \times 72 \times 5 (22.5 - 5 / 2)$$

$$M_{\text{tab}} = 125460 \text{ knm} \geq M_{\text{t}}(\text{max}) = 25.649 \text{ knm}$$

La zone comprimée se trouve dans la table et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions (b×h).

Condition de non fragilité :

Appui :

$$A_{\text{min}} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e$$

$$A_{\text{min}} \geq 0,23 \times 12 \times 22.5 \times 2,4 / 500 .$$

$$A_{\text{min}} \geq 0,3 \text{ cm}^2$$

Travée :

$$A_{\text{min}} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e$$

$$A_{\text{min}} \geq 0,23 \times 72 \times 22.5 \times 2,4 / 500$$

$$A_{\text{min}} \geq 1,8 \text{ cm}^2$$

Tableau III-2 - Ferrailage Des Nervures

Section	M(kn.m)	b(cm)	d(cm)	μ	α	β	Amin(cm ²)	A(cm ²)	A(ad)
Appui	1.32	12	22.5	0.123	0.165	0.934	0.3	1.42	1T14=1.54
Travée	2.56	72	22.5	0.040	0.051	0.980	1.8	2.62	3T12=3.39

$$\sigma_{bc} = 17 \text{ Mpa} ; \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$As = Mu / \beta . d . \sigma_s$$

$$\mu = Mu / b . d^2 . \sigma_{bc}$$

$$\sigma_s = 435 \text{ Mpa}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha$$

Vérification de contraintes tangentielle :

$$tu \leq \bar{tu} = 3.25 \text{ Mpa}$$

$$tu = V \text{ max} / b_o \times d \Rightarrow (Vu = T \text{ max} = 2.3 \text{ kn})$$

$$tu = (2.384 \times 10^3) / (72 \times 225) = 0.39 \text{ Mpa}$$

$$tu = 0.39 \text{ Mpa} \leq \bar{tu} = 3.25 \text{ Mpa} \Rightarrow cv$$

Calcul des armatures transversales :

$$\phi t \leq \text{Min}(h/35; \phi l; b_o/10)$$

$$\phi t \leq \text{Min}(25/35; 12; 12/10)$$

$$\phi t \leq \text{Min}(0.71; 12; 1.2)$$

$$\phi t \leq 0.71$$

On adopte : At = $\phi 6$

Espacement des armatures :

-Fissuration peu nuisible ;

-Pas de reprise de bétonnage ;

- $\alpha = 90^\circ$;

$$St \leq \text{Min} (0.9d; 40 \text{ cm})$$

$$St \leq \text{Min} (0.9 \times 22.5; 40 \text{ cm})$$

$$St \leq \text{Min} (20, 25; 40 \text{ cm})$$

$$St \leq 20.25 \text{ cm}$$

On adopter : St = 20cm

Vérification des armatures a niveau des appuis :

$$A \geq (1.15 / f_e)(V_a + M_u / 0.9d)$$

$$A \geq (1.15 / 500)(2384 - 1.42 \times 1000 / 0.9 \times 225)$$

$$A \geq -31.96 \text{mm}^2 \leq 0$$

Aucune vérification n'a été effectuée pour les armatures.

Vérification à ELS :

$$\alpha \leq (y - 1/2) + (f_{cj} / 100)$$

$$y = M_u / M_{ser}$$

$$\rightarrow M_{ser} = Q_s \cdot L^2 / 8 \cdot 0.5$$

$$\rightarrow M_{ser} = 4.37 \times 3.00^2 / 8 \times 0.5 = 2.45 \text{kn.m}(\text{sur.appui})$$

$$y = 3.41 / 2.45 = 1.39$$

$$\alpha = 0.096 \leq 0.445 \dots \text{cv}$$

En travée :

$$y = 4.07 / 4.75 = 0.85$$

$$\alpha = 0.016 \leq 0.445 \dots \text{cv}$$

Vérification de la flèche :

$$A / b_o \cdot d \leq 3.6 / f_e \rightarrow 1.42 / 12 \times 22.5 \leq 3.6 / 500 \rightarrow 0.0053 \leq 0.0072 \dots \text{cv.}$$

$$h_t / l < 1 / 22.5 \rightarrow 25 / 650 < 1 / 22.5 \rightarrow 0.038 \leq 0.044 \dots \text{cv.}$$

$$h_t / L > M_t / 15 M_o \rightarrow 25 / 650 \geq 3270 / 15 \times 1420 \rightarrow 0.0066 \geq 0.039 \dots \text{cv.}$$

Figure III-6 - Coupe De Ferrailage Plancher Terrasse 3 Travées

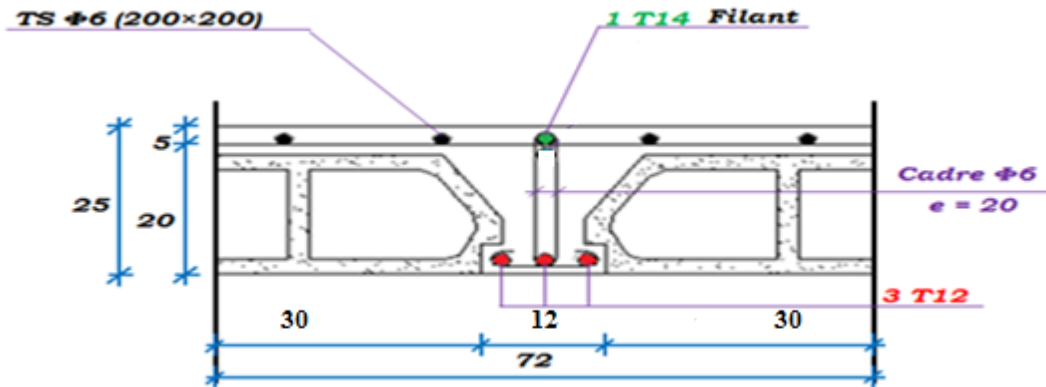


Figure III-7 - Coupe De Ferrailage Plancher Terrasse 2 Travées

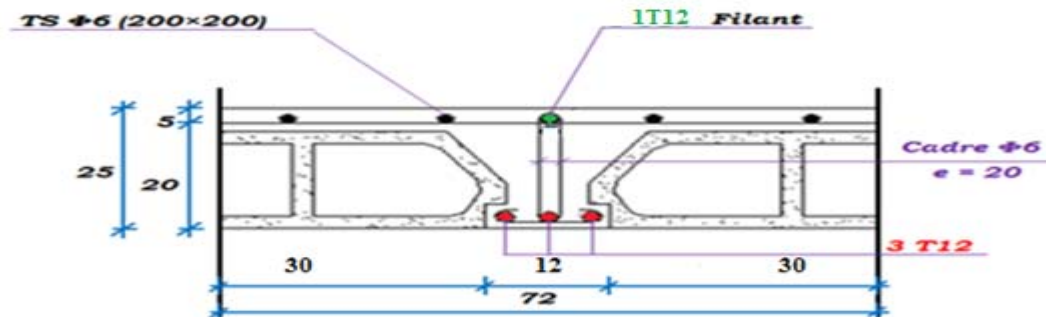


Figure III-8 - Coupe De Ferrailage Plancher Etage Courant 3 Travées

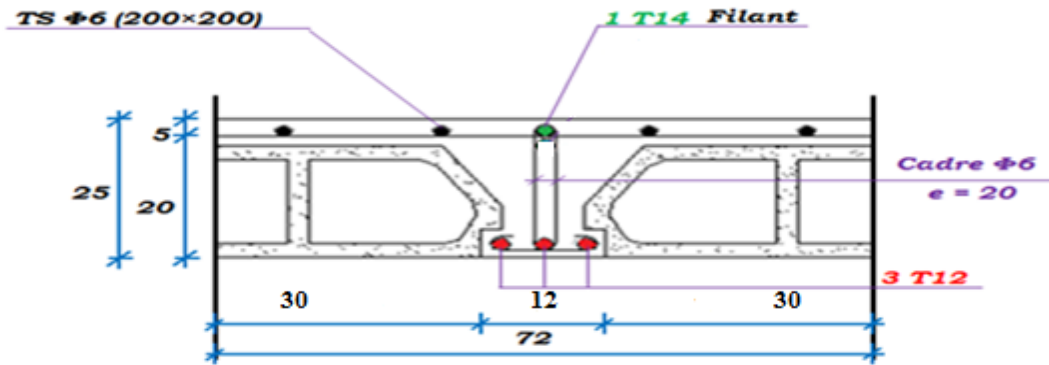
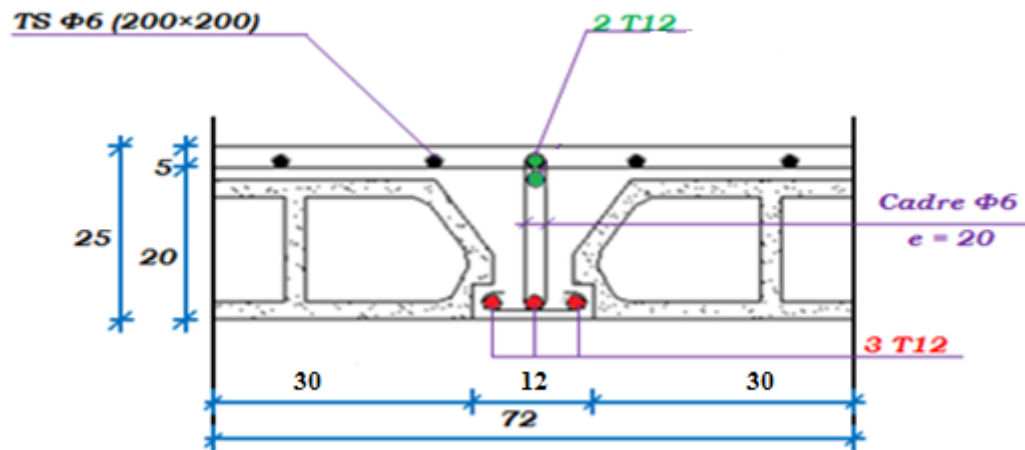


Figure III-9 - Coupe De Ferrailage Plancher Etage Courant 2 Travées



Etude de la dalle pleine : (sous/sol)

Introduction :

Les dalles sont des pièces minces et planes, dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions en plan. Dans notre bâtiment on a un seul type de dalle :

- Dalles appuyées sur 04 appuis.

. Méthode de calcul :

On adopte la méthode de BARES qui est basée sur la résolution de l'équation de Lagrange, qui elle-même déduit de la méthode des bandes élastiques.

Hypothèse de la méthode :

- Les matériaux constituant la dalle sont parfaitement élastiques ;
- Le matériau est homogène et isotrope ;
- L'épaisseur de la dalle est faible par rapport aux dimensions en plan ;

- La dalle est infiniment rigide dans son plan ;
- Les sections planes restent planes après la déformation ;
- Les déplacements sont faibles.

Principe de la méthode :

En fonction du rapport des dimensions en plan ($\alpha = \frac{l_x}{l_y}, \alpha \leq 1$) mesurés entre nus d'appuis (avec $l_x < l_y$), et du coefficient de poisson ν du matériau, les tables de BARES nous permettent de déterminer les coefficients μ_x et μ_y . Le calcul se fait à l'ELU avec $\nu = 0$ et à l'ELS avec $\nu = 0$

Le principe est basé sur l'évaluation des sollicitations en supposant que le panneau de la dalle soit articulé sur le contour puis en procédera à la ventilation de ces sollicitations sur la travée et les appuis (compte tenue de l'encastrement crée par la liaison plancher voile).

Etape de calcul :

- Calcul des moments isostatiques :

$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2$: Moment dans le sens de la petite portée.

$M_y = \mu_y \times M_x$: Moment dans le sens de la grande portée.

- Ventilation des moments isostatiques :

Selon le BAEL : on doit vérifier :

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.25M_0$$

Avec :

M_t : moment en travée.

M_0 : moment maximal calculé à la 1^{ere} étape.

M_e, M_w : moments absolus à gauche et à droite de l'appui

On prend :

$M_e = 0.3 M_0$: appui de rive.

$M_e = 0.5 M_0$: appui intermédiaire

$M_t = 0.85 M_0$: travée de rive.

$M_t = 0.75 M_0$: travée intermédiaire.

Exemple de calcul :

Nous proposons le calcul détaillé de la dalle D4

Evaluation des charges :

$G = 2,5 + (0,2 \times 30) = 8,5 \text{ kn/m}^2$

$G = 850 \text{ kg/m}^2$

$Q = 250 \text{ kg/m}^2$

$$q_u = 1.35 G + 1.5Q = 15.225 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{ser} = G + Q = 11 \text{ KN/m}^2.$$

Calcul des moments fléchissant :

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

l'ELU : $v = 0$

$$\alpha = \frac{560}{660} = 0.848 > 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille suivant les deux direction } l_x, l_y$$

A partir du tableau de Barres :

$$\mu_x = 0.05068$$

$$\mu_y = 0.694$$

D'où :

Les moments pour les deux bandes de largeur sont :

$$M_{0x} = 0.05068 \times 15.225 \times 5,6^2 = 24.20 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{0y} = 0.694 \times 24,20 = 16,80 \text{ KN.m/ml}$$

- Bande de largeur de 1m parallèle à l_x :

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 20,57 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{axg} = 0.30 \times M_{0x} = 7,26 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{axd} = 0.50 \times M_{0x} = 12,10 \text{ KN.m/ml}$$

- Bande de largeur de 1m parallèle à l_y :

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 14,28 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{ayg} = 0.30 \times M_{0y} = 7,26 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{ayd} = 0.50 \times M_{0y} = 12.10 \text{ KN.m/ml}$$

Valeur minimale à respecter (selon le BAEL 91) :

$$M_{ty} \geq (M_{tx}/4) = 5. 14 \text{ KN.m/ml}$$

Ferraillage :

Tableau III-3 - Ferraillage De La Dalle Plain ELU

	Dans le sens (x x')			Dans le sens (y y')		
	Sur appui (gauche)	Sur appui (droite)	En travée	Sur appui (gauche)	Sur appui (droite)	En travée
M_u (KN.m)	7,26	12,10	20,57	7,26	12,10	14,28
A_s (cm ² /ml)	0.93	1,56	2,67	0.93	1,56	1,85
A_s^{\min} (cm ² /ml)	1.29	1.29	1.29	1.2	1.2	1.2

$$FeE500 = \begin{cases} A_{\min(Y)} = 6 \times e_d = 6 \times 0,2 = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{\min(X)} = A_{\min(Y)} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,2 \left(\frac{3 - 0,848}{2} \right) = 1,29 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

b) l'ELS : $v = 0$

$$\alpha = 0.848 \quad \mu_x = 0.05068$$

$$\mu_y = 0.694$$

Les moments pour les deux bandes de largeur sont :

$$M_{0x} = 0.05068 \times 11 \times 5.6^2 = 17.48 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{0y} = 0.694 \times 17,48 = 12.13 \text{ KN.m/ml}$$

- Bande de largeur de 1m parallèle à l_x :

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 14,86 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{axg} = 0.30 \times M_{0x} = 5,25 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{axd} = 0.50 \times M_{0x} = 8,74 \text{ KN.m/ml}$$

- Bande de largeur de 1m parallèle à l_y :

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 10,31 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{ayg} = 0.30 \times M_{0x} = 5,25 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{ayd} = 0.50 \times M_{0x} = 8,74 \text{ KN.m/ml}$$

Valeur minimale à respecter (selon le BAEL 91) :

$$M_{ty} \geq M_{tx}/4 = 5,14 \text{ KN.m/ml}$$

Ferraillage :

Tableau III-4 - Ferraillage De La Dalle Plain ELS

	Dans le sens (x x')			Dans le sens (y y')		
	Sur appui (gauche)	Sur appui (droite)	En travée	Sur appui (gauche)	Sur appui (droite)	En travée
M_{ser} (kN.m)	5,25	8,74	14,86	5,25	8,74	10,31
$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	18	18	18	18	18	18
$\bar{\sigma}_{st}$ (Mpa)	201.63	201.63	201.63	201.63	201.63	201.63
A_s (cm ² /ml)	0.67	1,13	1,92	0,67	1,13	1,33

Vérification à l'effort tranchant

La dalle est réalisée sans reprise de bétonnage

$$\tau_u \leq 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

$$V_u = \frac{q_u \cdot l_x}{2} = 42.63 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{0.0695}{1 \times 0.18} = 0.24 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.07 \frac{30}{1.5} = 1.4 \text{ MPA}$$

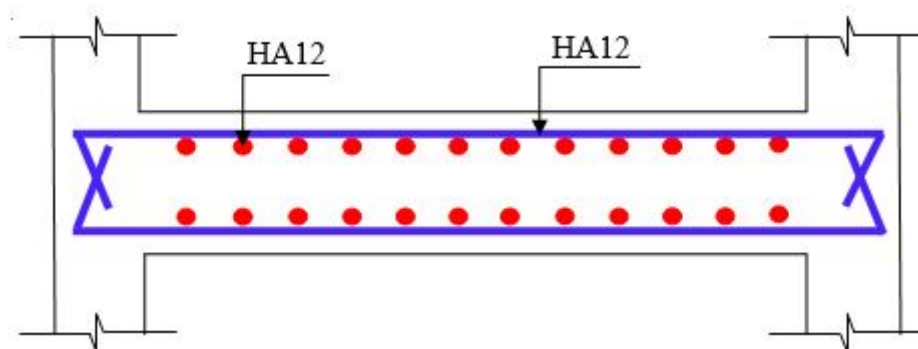
$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Vérifiée

Le ferrailage des dalles est donné dans le tableau suivant :

Tableau III5 - Ferrailage De La Dalle Plaine

Dalles	Dans le sens (x x')			Dans le sens (y y')		
	Sur appui (gauche)	Sur appui (droite)	En travée	Sur appui (gauche)	Sur appui (droite)	En travée
D1	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12	4HA12	4HA12

Figure III-10 - Croquis De Ferrailage De La Dalle D1



Chapitre IV:

Calcul des éléments structuraux

-Etude des éléments structuraux :

-1Vérification spécifique selon le RPA :

Effort normal réduit :

Outre les vérifications prescrites par le R.P.A et dans le but d'éviter ou limiter les risques de rupture sous sollicitations d'ensemble dues au séisme l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante : $V = \frac{N_d}{B_c F_{c28}} \leq 0,30$

-) Poteaux Type 1 (50 x 110) : $V = \frac{3015,86 \cdot 10^3}{500 \cdot 1100 \cdot 30} = 0,18 \leq 0,30$

-) Poteaux Type 2 (45 x 100) : $V = \frac{2773,86 \cdot 10^3}{450 \cdot 1000 \cdot 30} = 0,21 \leq 0,30$

-) Poteaux Type 2 (40 x 90) : $V = \frac{2215,89 \cdot 10^3}{400 \cdot 900 \cdot 30} = 0,21 \leq 0,30$

-) Poteaux Type 2 (35 x 80) : $V = \frac{1705,61 \cdot 10^3}{350 \cdot 800 \cdot 30} = 0,20 \leq 0,30$

-) Poteaux Type 2 (30 x 70) : $V = \frac{1220,75 \cdot 10^3}{300 \cdot 700 \cdot 30} = 0,19 \leq 0,30$

-) Poteaux Type 2 (30 x 60) : $V = \frac{1211,6 \cdot 10^3}{300 \cdot 600 \cdot 30} = 0,22 \leq 0,3$

V-2 Ferrailage des poteaux :

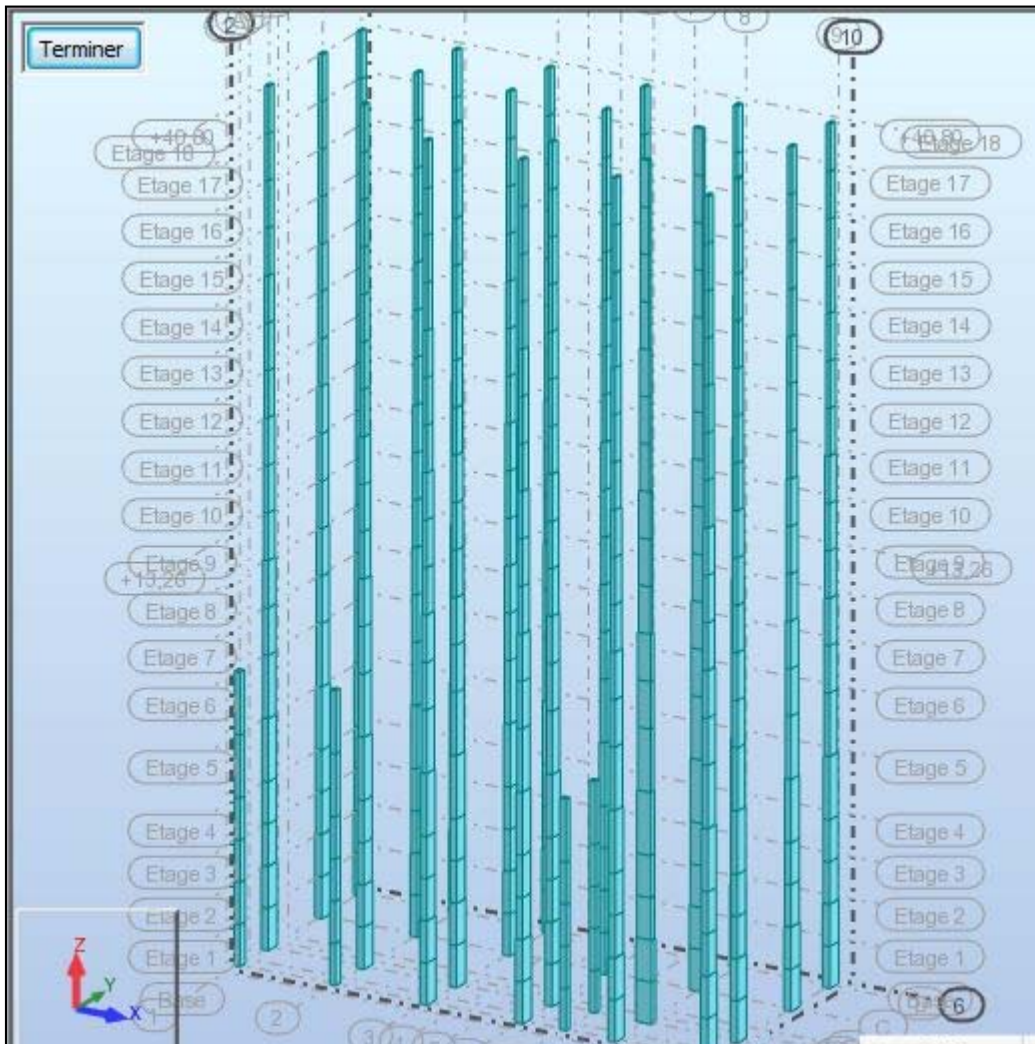
Les poteaux sont calculés en flexion composée. Chaque poteau est soumis à un effort (N) et à deux moments fléchissant (Mx-x, My-y).

Les armatures obtenues sont calculées à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les situations présentées dans le tableau VII.1 ci-après :

Tableau IV-1- Caractéristique Mécaniques Des Matériaux

situation	γ_b	γ_s	$f_{bu}(\text{MPa})$	$f_{c28}(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$
durable	1,50	1,15	17	30	435
accidentelle	1,15	1,00	22,17	30	500

Figure IV-1-Vue 3d Des Poteaux De La Structures



Combinaisons des charges :

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- **Selon le BAEL 91 :**
E.L.U. : Situation durable : $1,35 G + 1,5 Q$ (C1)
- **Selon le R.P.A 99/version 2003 :** Situation accidentelle (article 5.2 page 38)
 $G + Q \pm E$ (C2)
 $0,8G \pm E$ (C3)

La combinaison (C2) comprend la totalité de la charge d’exploitation ainsi que la charge sismique. Du fait que cette charge d’exploitation est tout à fait improbable, une grande partie de celle-ci (environ 40 à 60%) peut effectivement représenter l’effet des accélérations verticales des séismes (combinaison (C3)).

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes avec le cas le plus défavorable donné par le logiciel robot :

1) $N^{\max} ; M^{\text{corr}}$

2) $M^{\max} ; N^{\text{corr}}$

3) $N^{\min} ; M^{\text{corr}}$

Recommandations du RPA99/version 2003 :

Sections maximales d'acier exigées par le RPA99/version 2003

D'après le RPA99/version 2003 (article 7.4.2 page 48), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets. Leur pourcentage maximal en zone sismique III sera de :

$A_{\max} = \frac{A_s}{b \times h} < 3\%$ en zone courante.

$A_{\max} = \frac{A_s}{b \times h} < 6\%$ en zone recouvrement.

$A_{\min} = A_s > 0,9 \% bh$ (zone III).

- Le diamètre minimal est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \Phi_L$ le plus grand.
- La distance maximale entre les barres dans une face de poteau est de 25 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critiques).

Poteaux (50 110) : $A_{\max} = 3 \% (50 110) = 165\text{cm}^2$	}	Zone courante
Poteaux (45 100) : $A_{\max} = 3 \% (45 100) = 135\text{cm}^2$		
Poteaux (40 90) : $A_{\max} = 3 \% (40 90) = 108\text{cm}^2$		
Poteaux (35 80) : $A_{\max} = 3 \% (35 80) = 84\text{cm}^2$		
Poteaux (30 70) : $A_{\max} = 3 \% (30 70) = 63\text{cm}^2$		
Poteaux (30 60) : $A_{\max} = 3 \% (30 60) = 54\text{cm}^2$		

Poteaux (50 110) : $A_{\max} = 6 \% (50 110) = 330\text{cm}^2$	}	Zone recouvrement
Poteaux (45 100) : $A_{\max} = 6 \% (45 100) = 270\text{cm}^2$		
Poteaux (40 90) : $A_{\max} = 6 \% (40 90) = 216\text{cm}^2$		
Poteaux (35 80) : $A_{\max} = 6 \% (35 80) = 168\text{cm}^2$		
Poteaux (30 70) : $A_{\max} = 6 \% (30 70) = 126\text{cm}^2$		
Poteaux (30 60) : $A_{\max} = 6 \% (30 60) = 108\text{cm}^2$		

Sections minimales d'acier exigées par le RPA99/version2003

Conditions R.P.A99 : les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

-) Le pourcentage minimal sera de 0.8% en Zone 2A :

Poteaux (50 110) : $A_{min} = 0,8 \% (50\ 110) = 44\text{cm}^2$

Poteaux (45 100) : $A_{min} = 0,8 \% (45\ 100) = 36\text{cm}^2$

Poteaux (40 90) : $A_{min} = 0,8 \% (40\ 90) = 28,8\text{cm}^2$

Poteaux (35 80) : $A_{min} = 0,8 \% (35\ 80) = 22,4\text{cm}^2$

Poteaux (30 70) : $A_{min} = 0,8 \% (30\ 70) = 16,8\text{cm}^2$

Poteaux (30 60) : $A_{min} = 0,8 \% (30\ 60) = 14,4\text{cm}^2$

Ferraillage longitudinal :

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- **Une section partiellement comprimée (s.p.c).**
- **Une section entièrement comprimée (s.e.c).**
- **Une section entièrement tendue (s.e.t).**

Pour la détermination des armateurs à L'E L U on a appliqué les méthodes simplifiées

- **Section partiellement comprimée :**

-L'effort normal étant un effort de compression ou de traction ; le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

-L'effort normal étant un effort de compression ; Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et $e > h/6$.

- **Section entièrement comprimée :**

Une section est dite entièrement comprimée si le centre de pression est à l'intérieur du noyau central de la section ($e < h/6$) totale rendue homogène.

- **Section entièrement tendue :**

Une section est entièrement tendue si l'effort normal est un effort de traction et si le centre de pression se trouve entre les deux axes des armatures.

N : effort normal

M : moment fléchissant.

$d = 0,9.h$

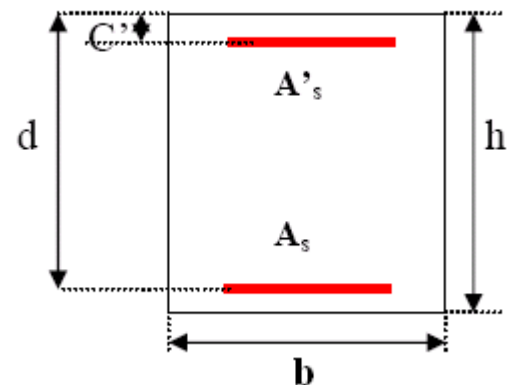


Figure IV-3- Organigramme De Calcule De Ferrillage En Flexion Composée

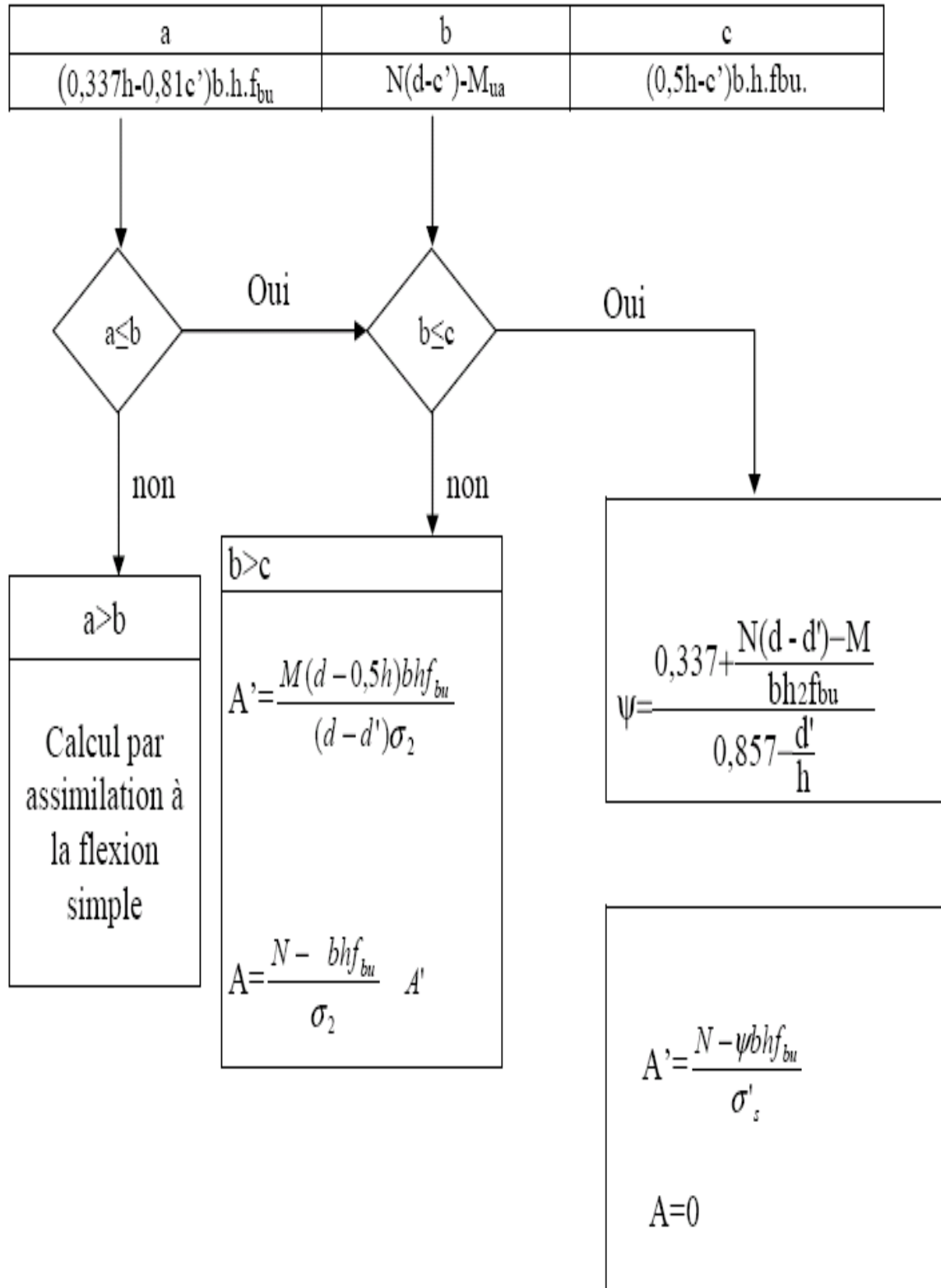


Tableau IV-2 - Moment / Effort Normal

type de poteaux	1,35G+1,5Q		G+Q+EX G+Q+EY		0,8G+EX 0,8G+EY	
	N _{MAX}	M _{COR}	M _{MAX}	N _{COR}	N _{MIN}	M _{COR}
(30x60)	1598,37	-161,66	60,28	1211,28	-191,77	-3,56
(30x70)	2759,63	-98,19	-265,93	2165,56	-180,73	156,96
(35x80)	4075,83	-105,71	-266,81	3193,43	-170,54	187,63
(40x90)	5482,46	-124,04	241,14	3714,84	-574,04	218,97
(45x100)	6746,53	-165,69	512,95	4682,63	-371,91	513,55
(50x110)	7750,07	131,66	499,68	5478,72	-173,68	474,41

Exemple de calcul :

Cas 1) :

Soit un poteau du 12^{eme} étage (dimensions : 30x60) (Type I) :

1) $N^{MAX} = 1598,37kn$; $M_x^{CORRP} = 161,66kn.m$; $Fbu = 17MPA$

Selon l'article (A.4.4du BAEL91), on adoptera une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 \quad ; \quad e_1 = e_0 + e_a$$

e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

e_2 : excentricité dus aux effets du second ordre.

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (Après exécution).

$$e_0 = \frac{M_{corr}}{N_{max}} = \frac{161,66}{1598,37} = 0,101$$

$$e_a = \max (2 \text{ cm} ; l/250) = \max (2 ; 306/250) = 2 \text{ cm.}$$

$$e_1 = 0,101 + 0,02 = 0,121m$$

l : hauteur totale du Poteau.

l_f : longueur de flambement du poteau.

$$l_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 3,06 = 2,142m$$

Si $l_f / h < \max (15 ; 20.e_1 / h)$

Nous pourrons utiliser la méthode forfaitaire si la condition

$3,57 < \max (15 ; 4,03)$ est vérifiée .c'est le cas nous pouvons donc l'utiliser

$$\alpha = (d - h / 2) = ((0,9 \times 0,6) - (0,6 / 2)) = 0,24m$$

$\phi = 2$ en générale

$$e_2 = \frac{3 \cdot l_f^2}{10^4 \cdot h} \times (2 + \alpha \varphi)$$

$$e_2 = 0,0057 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

$$e = 0,147 \text{ m}$$

$$M_{\text{Corrige}} = N_{\text{Ultime}} \times e \Rightarrow 1598,37 \times 0,147 = 234,32 \text{ kn.m}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N^{\text{MAX}} = 1598,37 \text{ kn} \quad ; \quad M_{\text{Corrige}} = 234,32 \text{ kn}$$

$$A = (0,337h - 0,81C') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$A = ((0,337 \times 0,6) - (0,81 \times 0,06)) \times 0,3 \times 0,6 \times 17 \Rightarrow A = 0,47 \text{ Mn.m} = 470 \text{ Kn.m}$$

$$B = N_U (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = N_U + M_U$$

$$\Rightarrow (d - h/2) = 0,54 - (0,6/2) = 0,24 \text{ m}$$

$$M_{ua} = 234,32 + 1598,37(0,24) = 617,93 \text{ kn.m}$$

$$B = 1598,37(0,54 - 0,06) - 617,93 = 149,28 \text{ kn.m}$$

$$A > B \Rightarrow \Rightarrow$$

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d_x^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{234,32 \cdot 1000}{30 \cdot 54^2 \cdot 18} = 0,149 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \text{poivot A} \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{500}{1,15} = 434,78 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,2$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,92$$

$$A = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d_x \cdot \sigma_s} = \frac{234,32 \cdot 1000}{0,92 \cdot 54 \cdot 434,78} = 10,84 \text{ cm}^2$$

Cas 2) :

Soit un poteau du 12^{eme} étage (dimensions : 30x60) (Type I) :

$$1) N_{\min} = -191,77 \text{ kn} \quad ; \quad M^{\text{Corrp}} = -3,56 \text{ kn.m}$$

$$e_0 = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\max}} = \frac{3,56}{191,77} = 0,019$$

$e_0 \leq h/12 \Rightarrow$ compression centrée

Le calcul se fait en compression simple ; d'après le BAEL91 on a :

$$A \geq \frac{B.N_u - B_r.F_{bc} / 0,9}{0,86.F_e / \gamma_s} \Rightarrow \text{Stabilité de forme}$$

Avec : $B = 0,85 / \alpha$
 $f_{bc} = \sigma_{bc} = 0,85 \times f_{C28} / b \times \gamma_b$

$$\alpha = 0,85 / (1 + 0,2(\lambda / 35)^2) \Rightarrow Si \leftarrow \lambda \leq 50$$

$$lf = 0,7h_e = 214,2cm$$

$$\lambda = \frac{lf}{h / \sqrt{12}} = 12,37 \leq 50 \Rightarrow \alpha = 0,83$$

$$Br = (b - 2).(h - 2) = (30 - 2) - (60 - 2) = 1624cm^2$$

$$A = 0cm^2$$

Nous prenons A=0 => le béton résiste tout seul

Cas 3) :

Soit un poteau du 1^{ere} étage (dimensions : 50x70) (Type I) :

$$1) N^{Corrp} = 1211,28kn \quad ; \quad M^{MAX} = 60,28kn.m$$

$$e_0 = \frac{M \max}{N_{corr}} = \frac{60,28}{1211,28} = 0,05$$

$e_0 \leq h/12 \Rightarrow$ compression centrée

Le calcul se fait en compression simple ; d'après le BAEL91 on a :

$$A \geq \frac{B.N_u - B_r.F_{bc} / 0,9}{0,86.F_e / \gamma_s} \Rightarrow \text{Stabilité de forme}$$

Avec : $B = 0,85 / \alpha$
 $f_{bc} = \sigma_{bc} = 0,85 \times f_{C28} / b \times \gamma_b$

$$\alpha = 0,85 / (1 + 0,2(\lambda / 35)^2) \Rightarrow Si \leftarrow \lambda \leq 50$$

$$lf = 0,7h_e = 214,2cm$$

$$\lambda = \frac{lf}{h / \sqrt{12}} = 12,36 \leq 50 \Rightarrow \alpha = 0,83$$

$$Br = (b - 2).(h - 2) = (50 - 2) - (70 - 2) = 1624cm^2$$

$$A = 0cm^2$$

Nous prenons A=0 => le béton résiste tout seul

Armature minimale d'après le BAEL :

$$A_{\min \text{BAEL}} = \max\left(\frac{0,2 \times b \times h}{100}; \frac{8(b+h)}{100}\right) = \max(3,6; 7,2) = 7,2 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot 30 \cdot 54 \cdot 2,4}{500} \Rightarrow A_{\min} = 1,79 \text{ cm}^2$$

V-3 Vérification du poteau à l'effort tranchant :

On prend l'effort tranchant maximum et on généralise les nervures d'armatures pour tous les poteaux.

$$V_{\max} = 381,27 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\frac{V}{b \cdot d} = \frac{0,3818}{0,3 \times 0,54} = 2,36 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\bar{\tau}_{bu} = 0,075 \times 30 = 2,25 \text{ MPA} \Rightarrow \tau < \bar{\tau}_{bu}$$

$$\bar{\tau} = \min(0,2 f_{c28}, 5 \text{ MPA}) = 5 \text{ MPA} \Rightarrow \tau < \bar{\tau}$$

C.V

Le RPA99/version 2003 exige une section minimale :

$$A_{s_{\min.}} = 0,8\% (b \times h) \Rightarrow (Zone 2A)$$

Donc : nous prendrons la plus grande des deux valeurs :

$$A_{s_{\min.}} = 14,4 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : **10HA14 = 15,39 cm²**

Armatures transversales :

Espacement des armatures transversales :

En zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\Phi, 15\text{cm}) = \min(14, 15) \text{ nous prenons } S_t = 10\text{cm}$$

En zone courante :

$$S_t \leq 15\Phi = 21 \text{ nous prenons } S_t = 15\text{cm}$$

Calcul des armatures transversales :

$$A_t \geq 0,4b_0 \frac{St}{Fe} = 0,4 \times 30 \times \frac{15}{235} = 0,77 \text{ cm}^2$$

$$\theta_t \leq \min(h/35; \phi_{\min}; b/10) = \min(1,71; 1,4; 3) \Rightarrow \Rightarrow \text{nous...prenons} \Rightarrow T8$$

$$A_t \text{ min} = 0,3\%St \times b = 1,5 \text{ cm}^2 \Rightarrow \Rightarrow \text{SOIT} \Rightarrow 3T8 / ml$$

Détermination de la zone nodale :

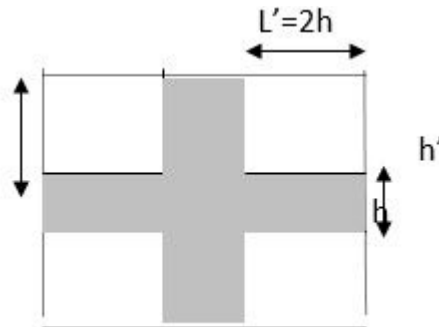


Figure IV-4 -Coupe De La Zone Nodale

$$h' = \max(h_e / 6; b_l; h_l; 60 \text{ cm}) \text{ Au niveau des poteaux}$$

$$L' = 2 \times h \text{ Au niveau des poutres}$$

$$h' = \max(306 / 6; 30; 60; 60 \text{ cm}) \Rightarrow \Rightarrow h' = 60 \text{ cm}$$

$$L' = 2 \times 60 = 120 \text{ cm}$$

$$\text{Longueur de recouvrement : } L_r = 40 \phi l = 56 \text{ min}$$

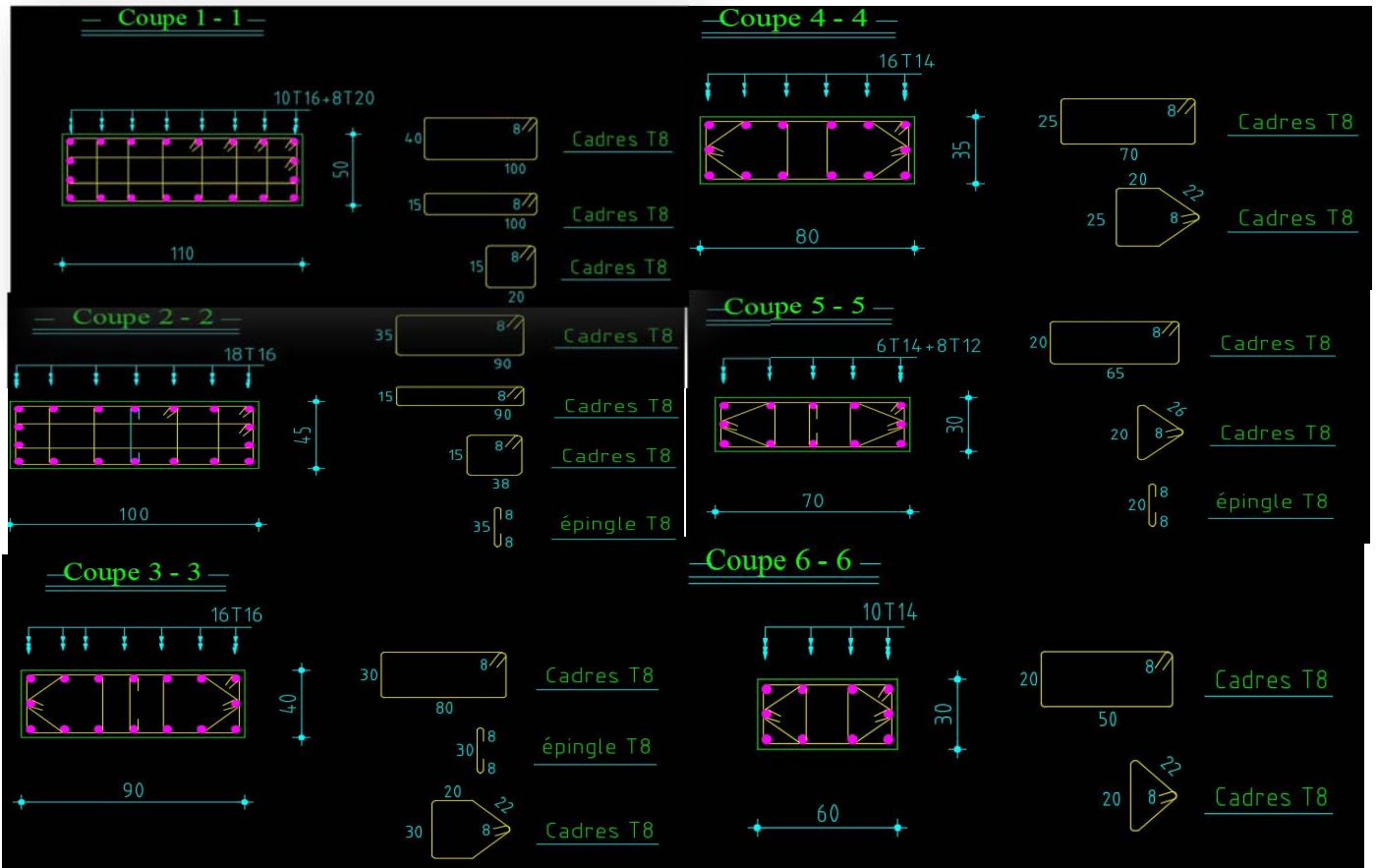
Tableau IV-3 -Récapitulatif Pour Poteaux

Dimension (cm ²)	cas	Sollicitation M(KN.m) N(KN)	A _{cal} cm ²	A _{min} cm ²	A _{rpa} cm ²	A _{adapt} cm ²
30 x 60	1 ^{er}	N _{max} =1598,37 M _{corr} =161,66	10,84	7,2	14,4	10 HA14 = 15,39
	2 ^{eme}	M _{max} =3,56 N _{corr} =191,77	0			
	3 ^{eme}	N _{min} =1211,28 M _{corr} =60,28	0			

30 x 70	1 ^{er}	$N_{\max}=1201,71$ $M_{\text{corr}}=11,62$	/	8	16,8	6HA14 + 8HA12 = 18,28
	2 ^{eme}	$M_{\max}=55,94$ $N_{\text{corr}}=608,83$				
	3 ^{eme}	$N_{\min}=464,8$ $M_{\text{corr}}=43$				
35 x 80	1 ^{er}	$N_{\max}=1099,63$ $M_{\text{corr}}=20,50$	/	9,2	22,4	16HA14 = 24,63
	2 ^{eme}	$M_{\max}=166,7$ $N_{\text{corr}}=140,6$				
	3 ^{eme}	$N_{\min}=136,35$ $M_{\text{corr}}=77,81$				
40 x 90	1 ^{er}	$N_{\max}=1099,63$ $M_{\text{corr}}=20,50$	/	10,4	28,8	8HA16 + 10HA14 = 31,48
	2 ^{eme}	$M_{\max}=166,7$ $N_{\text{corr}}=140,6$				
	3 ^{eme}	$N_{\min}=136,35$ $M_{\text{corr}}=77,81$				
45 x 100	1 ^{er}	$N_{\max}=1099,63$ $M_{\text{corr}}=20,50$	/	11,6	36	18HA16 = 36,19
	2 ^{eme}	$M_{\max}=166,7$ $N_{\text{corr}}=140,6$				
	3 ^{eme}	$N_{\min}=136,35$ $M_{\text{corr}}=77,81$				
	1 ^{er}	$N_{\max}=1099,63$ $M_{\text{corr}}=20,50$	/			8HA20

50 x 110	2 ^{eme}	$M_{max}=166,7$ $N_{corr}=140,6$		12,8	44	+ 10HA16 = 45,25
	3 ^{eme}	$N_{min}=136,35$ $M_{corr}=77,81$				

Figure IV-5 -Coupe de ferrailage poteaux



4 Ferrailages des poutres :

Introduction :

Les poutres sont ferrillées en flexion simple. Le ferrillage est obtenu à l'état limite ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et pour les deux situations suivantes :

Situation	γ_b	γ_s	$f_{bu}(\text{MPa})$	$f_{c28}(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$
Durable	1,50	1,15	17	30	435
Accidentelle	1,15	1,00	22,17	30	500

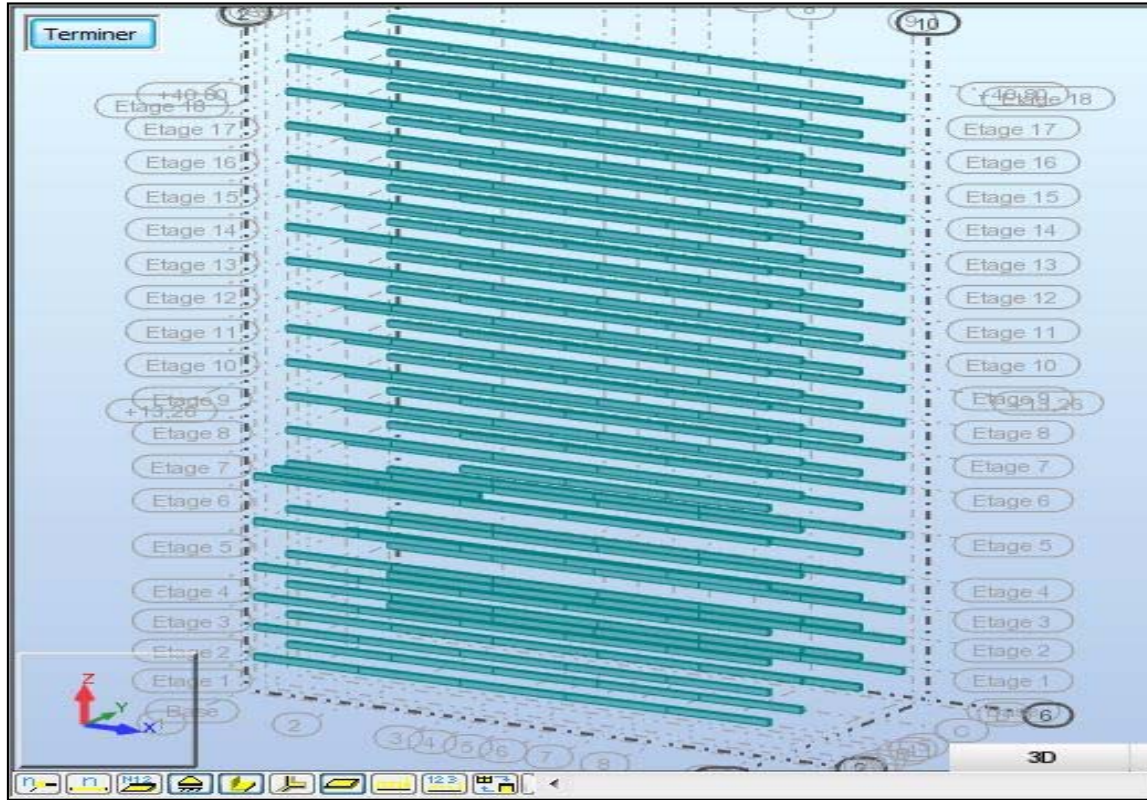


Figure IV-6 - Vue En 3d Poutres Principales De La Structures (30x55)

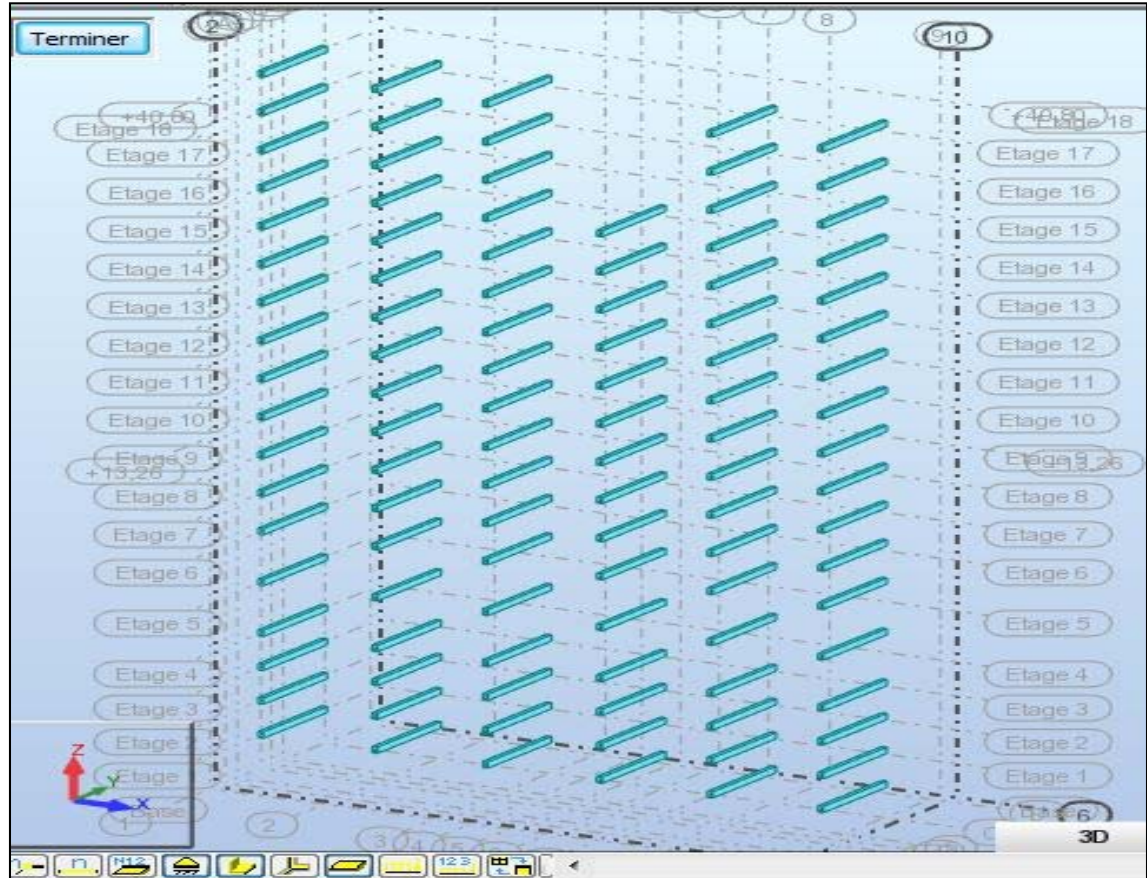


Figure IV-7- Vue En 3d Poutres Secondaire De La Structures (30x50)

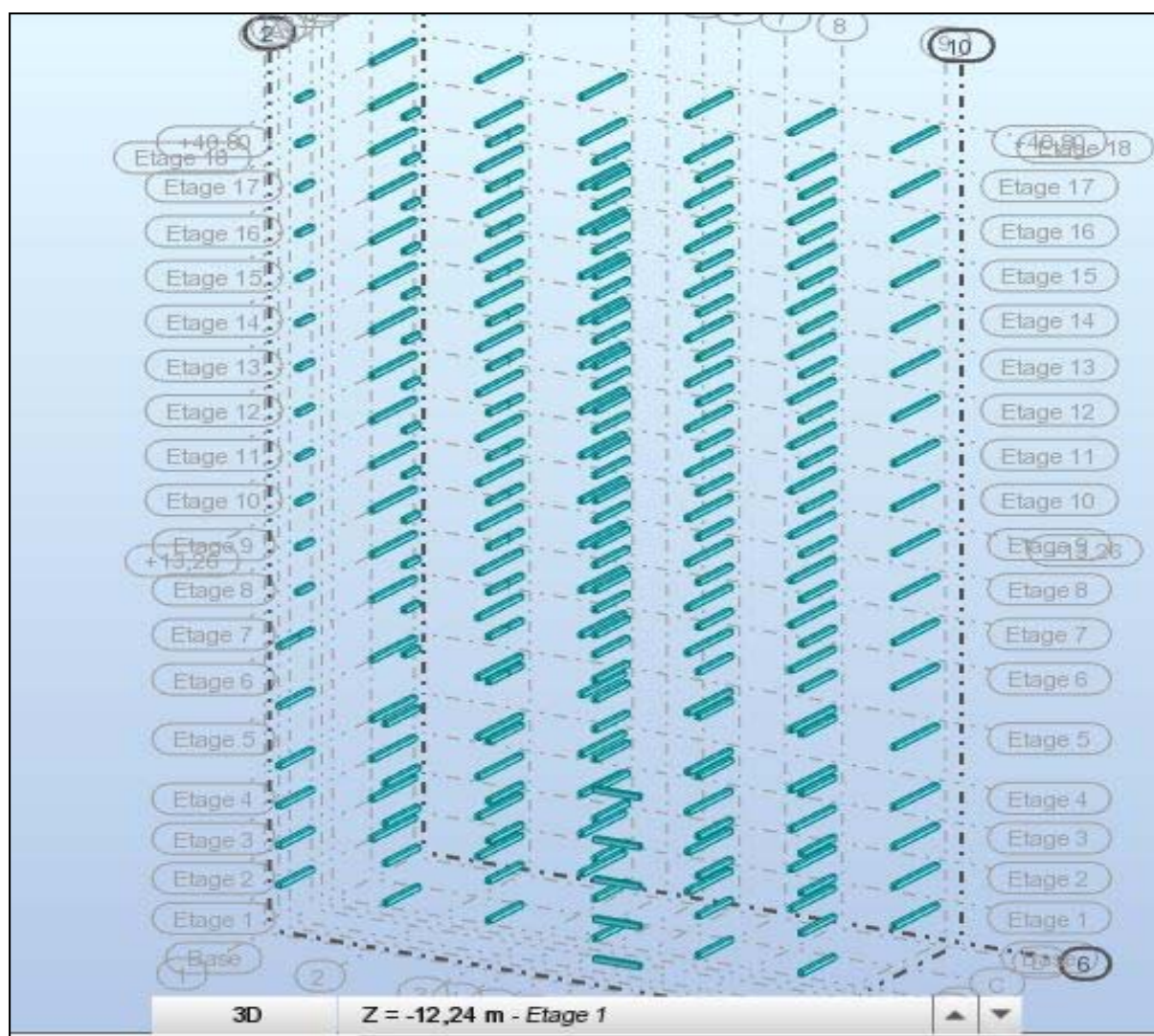


Figure IV-8 - Vue En 3d Poutres Secondaire De La Structures (30x35)

Combinaisons d'actions :

En fonction du type de situation, nous distinguons les combinaisons suivantes :

Selon BAEL 91 :

E.L.U. :

1,35 G +1,5 Q en travée.

Selon le RPA 99/version 2003 :

G+Q ±E sur appuis.

0,8G ±E sur appuis.

Recommandations du RPA 99/version 2003 :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
4% en zone courante.

6 % en zone recouvrement.

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

- La longueur minimale de recouvrement est de :

$$40 \Phi \text{ en zone IIa.}$$

Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90°. Dans notre cas, nous allons ferrailer les poutres les plus sollicitées. Le ferrailage sera fait pour une situation accidentelle (le cas la plus défavorable).

Les poutres en travée seront ferrillées pour une situation durable, et en appui pour une situation accidentelle.

Présentation des résultats :

Tableau IV-4 - Valeurs Moments (Appui/Travée) Et Effort Tranchante Des Poutres

	M travée (KN.m)		M appui (KN.m)		T _{MAX} (KN)
	ELU	ELS	ELU	ELS	
poutres principales (30*55)	162.11	118.36	-278.31	-200.04	43.12
Poutres Secondaires (30*50)	223.36	161.74	-452.53	-328.17	9.35
Poutres Secondaires (30*35)	89.27	64.95	-191.75	-138.66	22.5

Exemple de ferrailage :

Ferrailage longitudinale poutre : (30x55) cm²

Ferrailage en travée (situation durable) :

a) E.L.U. R : $Mu = 162,11Kn.m$

$\gamma_b = 1,5$
 $\gamma_s = 1,15$ (Combinaison fondamentale)

$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 55 \Leftrightarrow d = 49,5cm$

$$\mu = \frac{Mu \max}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{162,11 \times 10^3}{30 \times 49,5^2 \times 17} = 0,129$$

$$\mu \leq \mu_{AB} \Rightarrow 0,129 \leq \mu_l = 0,372(feE500)$$

$$\zeta_s = 10\text{‰} \quad (\text{Région 1 Pivot A})$$

$$\Rightarrow A' = 0ET\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435\text{MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,129)}) \Rightarrow \alpha = 0,17$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - (0,4 \times 0,17) \Rightarrow \beta = 0,93$$

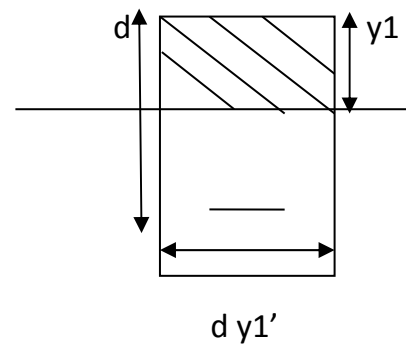
$$Au = \frac{Mu \max}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{162,11 \times 10^3}{0,93 \times 49,5 \times 435} \Rightarrow Au = 8,09\text{cm}^2$$

B) E.L.S: $M_{ser} = 118,36\text{Kn.m}$

La fissuration est considérée comme peu nuisible. Il suffit donc de vérifier

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ Avec :}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6fc_{28} = 18\text{MPa} \quad \text{Et} \quad \sigma_{bc} = Ky_1$$



Position de l'axe neutre :

$$SY_1Y_1' = 0 \Rightarrow \frac{by_1^2}{2} - 15A(d - y_1) \quad \text{Avec} \quad A = Au = 8,09\text{cm}^2$$

$$\frac{30}{2}y_1^2 - 15(8,09)(49,5 - y_1) = 0$$

$$15y_1^2 - 121,35y_1 - 6006,8 = 0$$

$$\Delta = 121,35^2 - 4(15)(-6006,8)$$

$$\sqrt{\Delta} = 612,48 \Rightarrow y_1 = 16,37\text{cm}$$

$$IY_1Y_1' = \frac{by_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$\frac{30(16,37)^3}{3} + 15(8,09)(49,5 - 16,37)^2$$

$$IY_1Y_1' = 17703120\text{cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I_{y_1} y_1'} = \frac{118,36 \times 10^3}{177031,20} \Rightarrow K = 0,66$$

$$\sigma_{bc} = 0,66 \times 16,37 \Rightarrow \sigma_{bc} = 10,94 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{MPa} \Leftrightarrow \Leftrightarrow \Leftrightarrow (C.V)$$

Il est inutile de vérifier σ_s car la fissuration est peu nuisible. Donc les armatures calculées à l'E.L.U.R conviennent.

Armatures minimales :

- Selon le BAEL : $A_{\min} = 0,23 \frac{b \times d \times f_{tj}}{f_e} = 0,23 \frac{30 \times 49,5 \times 2,4}{500} = 1,64 \text{cm}^2$

- Selon le RPA : $A_{\min} = 0,5\%(b \times h) = 0,005 \times 30 \times 55 = 8,25 \text{cm}^2$

Armatures maximales :

- En zone courante : $A_{\max} = 4\%(b \times h) = 0,04 \times 30 \times 55 = 66 \text{cm}^2$

- En zone nodale : $A_{\max} = 6\%(b \times h) = 0,06 \times 30 \times 55 = 99 \text{cm}^2$

Armatures finales :

$$A = \max(A_u ; A_{\min \text{BAEL}} ; A_{\min \text{RPA}})$$

$$A = \max(8,09; 1,64; 8,25)$$

$$A = 8,25 \text{cm}^2 \Leftrightarrow \text{Soit} \Leftrightarrow 6 \text{HA}14 = 9,24 \text{cm}^2$$

2-FERRAILLAGE APPUI :

1) E.L.U.R : $M_u = 278,31 \text{Kn.m}$

$$\mu = \frac{M_u \max}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{278,31 \times 10^3}{30 \times 49,5^2 \times 17} = 0,22$$

$$\mu \leq \mu_l = 0,22 \leq 0,372 (f_e E500)$$

$$\zeta_s = 10\%_0 \text{ (Région 1 Pivot A)}$$

$$\Rightarrow A' = 0 \text{ET} \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,22)}) \Rightarrow \alpha = 0,31$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - (0,4 \times 0,31) \Rightarrow \beta = 0,876$$

$$A_u = \frac{Mu \max}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{278,31 \times 10^3}{0,876 \times 49,5 \times 435} \Rightarrow A_u = 14,75 \text{ cm}^2$$

b) E.L.S : $M_{ser} = 118,36 \text{ Kn.m}$

Vérification des contraintes

Comme pour la travée ; il suffit de vérifier $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Position de l'axe neutre :

$$SY_1 Y_1' = 0 \Rightarrow \frac{b y_1^2}{2} - 15A(d - y_1) \quad \text{Avec} \quad A = A_u = 14,75 \text{ cm}^2$$

$$\frac{30}{2} y_1^2 - 15(14,75)(49,5 - y_1) = 0$$

$$15 y_1^2 + 221,25 y_1 - 1095,187 = 0$$

$$\Delta = 221,25^2 - 4(15) \times (-1095,185)$$

$$\sqrt{\Delta} = 840,27 \Rightarrow y_1 = 20,63 \text{ cm}$$

$$IY_1 Y_1' = \frac{b y_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$\frac{30(20,63)^3}{3} + 15(14,75)(49,5 - 20,63)^2$$

$$IY_1 Y_1' = 272207,40 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{Iy_1 y_1'} = \frac{200,04 \times 10^3}{272207,40} \Rightarrow K = 0,73$$

$$\sigma_{bc} = 0,76 \times 20,63 \Rightarrow \sigma_{bc} = 15,16 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPA} \Leftrightarrow \Leftrightarrow \Leftrightarrow (C.V)$$

Les armatures calculées à l'E.L.U.R conviennent.

Condition de non fragilité :

$$A_{\min}(BAEL) = 0,23 \frac{b \times d \times f_{tj}}{f_e} = 0,23 \frac{30 \times 49,5 \times 2,4}{500} = 1,64 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}(RPA) = 0,5\%(b \times h) = 0,005 \times 30 \times 55 = 8,25 \text{ cm}^2$$

Armatures finales :

$$A = \max(A_u ; A_{\min \text{ BAEL}} ; A_{\min \text{ RPA}})$$

$$A = \max(14,75; 1,64; 8,25)$$

$$A = 14,45 \text{ cm}^2 \Leftrightarrow \text{Soit} \Leftrightarrow 6\text{HA}16 + 2\text{HA}14 = 15,14 \text{ cm}^2$$

Calcul à l'effort tranchant :

1) Armature transversales :

Pour vérifier si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne

Moyenne il faut avoir $\zeta_u \leq \bar{\zeta}_u$ $Vu_{\max} = 43,12 \text{ Kn}$

$$\zeta_u = \frac{Vu}{b_0 \times d} = \frac{43,12 \times 10^4}{30 \times 49,5 \times 10^2} = 0,29 \text{ MPA}$$

Fissuration peu nuisible et armatures droites ($\alpha = 90^\circ$)

$$\bar{\zeta}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA} \right\}$$

$$\bar{\zeta}_u = \min \left\{ \frac{0,2 \times 30}{1,5} = 4 \text{ MPA}; 5 \text{ MPA} \right\} \Leftrightarrow \bar{\zeta}_u = 4 \text{ MPA}$$

$$\zeta_u \leq \bar{\zeta}_u \Leftrightarrow \text{(C.V)}$$

Donc les armatures transversales seront perpendiculaires à l'armature longitudinale ($\alpha = 90^\circ$).

2) Armature transversales :

a) Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_i; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; 12 \right\} = \min \{16; 16; 30; 12\}$$

$$\phi_t \leq 12 \text{ mm} \Leftrightarrow \phi_t = 10 \text{ mm}$$

b) Les armatures transversales d'après le RPA :

$$St \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi; 30 \right) = \min (13,75; 19,2; 30)$$

$$St \leq 13,75 \Leftrightarrow St = 12 \text{ cm}$$

En zone courante :

$$St \leq \frac{h}{2} \Rightarrow St \leq \frac{35}{2} \Rightarrow St \leq 27,5$$

$$St = 25 \text{ cm}$$

$$At = 0,002 \times St \times b = 0,003 \times 25 \times 30$$

$$At = 2,25 \text{ cm}^2$$

On prend $At = 3\text{HA}10 = 2,36 \text{ cm}^2$

c) Vérification des espacements :

$$St_{\max} \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) \Rightarrow St_{\max} \leq \min(\{0,9 \times 49,5\}; 40)\text{cm}$$

$$St_{\max} \leq 40\text{cm}$$

$$St_2 \leq \frac{At \times fe}{0,4b} = \frac{2,25 \times 500}{0,4 \times 30} \Rightarrow St_2 \leq 93,75\text{cm}$$

$$St_3 \leq \frac{0,9 \times At \times fe}{(\zeta_{ur} - (0,3 \times k \times f_{ij}))\gamma_s \times b}$$

Avec : $K = 1 \rightarrow$ fissuration peu nuisible ; flexion simple et pas de reprise de bétonnage

$$ftj^* = \min(ftj; 3,3) = \min(2,4; 3,3) \Rightarrow ftj^* = 2,4\text{MPa}$$

$$\zeta_u = 1\text{MPa}$$

$$St_3 \leq \frac{0,9 \times 2,25 \times 500}{(1 - (0,3 \times 1 \times 2,4))1,15 \times 30} \Rightarrow St_3 \leq 104,81\text{cm}$$

$$St \leq \min(St_2; St_3) = \min(93,75; 104,81) \Rightarrow St \leq 93,75\text{cm}$$

Les espacements choisis ($St = 8\text{cm}$ en zone nodale et $St = 15\text{cm}$ en (zone courante) vérifient ces conditions.

3) Vérification au voisinage des appuis :

a) Appui de rive :

a.1) Vérification des armatures longitudinales :

$$M_u^a = -278,31\text{Kn.m}$$

$$V_u = 43,12\text{Kn}$$

$$Vu + \frac{Mu}{0,9d} = (43,12 \times 10^3) + \frac{-278,31 \times 10^3}{0,9 \times 49,5 \times 10^{-2}} = -624713,80$$

$$Vu + \frac{Mu}{0,9d} < 0 \Rightarrow \text{Aucune vérification n à faire concernant les armatures longitudinales}$$

a.2) Vérification de la compression du béton :

On doit avoir : $Vu \leq 0,4b_0 a \frac{fcj}{\gamma_b}$

$$a = \min(a'; 0,9d)$$

$$a' = La - C - 2$$

$$C = \max \begin{cases} C_1 = \max \left\{ \begin{array}{l} \emptyset = 1,6 \text{ cm} \\ 1 \text{ cm} \end{array} \right. \\ C_2 = 1 \text{ (fissuration peu nuisible)} \\ C_g = 3 \text{ cm} \end{cases}$$

$$C = 3 \text{ cm}$$

$$a' = 30 - 3 - 2 \Rightarrow a' = 25 \text{ cm}$$

$$a = \min(25; 44,55) \Rightarrow a = 25 \text{ cm}$$

$$Vu \leq 0,4 \times 30 \times 25 \times \frac{30}{1,5} \times 100 = 600000 \text{ N}$$

$$43120 \text{ N} < 600000 \text{ N} \Leftrightarrow \Leftrightarrow \Leftrightarrow (C.V)$$

b) Appui intermédiaire :

b.1) Vérification des armatures longitudinales :

$$M_u^a = -278,31 \text{ Kn.m} \qquad Vu = 43,12 \text{ Kn}$$

$$Vu + \frac{Mu}{0,9d} = (43,12 \times 10^3) + \frac{-278,31 \times 10^3}{0,9 \times 49,5 \times 10^{-2}} = -624713,80$$

$$Vu + \frac{Mu}{0,9d} < 0 \Rightarrow \Rightarrow \text{Aucune vérification à faire concernant les armatures longitudinales}$$

b.2) vérification de la compression du béton :

On doit avoir : $Vu \leq 0,4 b_0 a \frac{fcj}{\gamma b}$

$$a = \min(a'; 0,9d)$$

$$a' = La - C - 2$$

$$C = \max \begin{cases} C_1 = \max \left\{ \begin{array}{l} \emptyset = 1,6 \text{ cm} \\ 1 \text{ cm} \end{array} \right. \\ C_2 = 1 \text{ (fissuration peu nuisible)} \\ C_g = 3 \text{ cm} \end{cases}$$

$$C = 3 \text{ cm}$$

$$a' = 30 - 3 - 2 \Rightarrow a' = 25 \text{ cm}$$

$$a = \min(25; 44,55) \Rightarrow a = 25 \text{ cm}$$

$$Vu \leq 0,4 \times 30 \times 25 \times \frac{30}{1,5} \times 100 = 600000 \text{ N}$$

$$43120 \text{ N} < 600000 \text{ N} \Leftrightarrow \Leftrightarrow \Leftrightarrow (C.V)$$

b.3) vérification de la contrainte moyenne de compression dans le béton :

On doit avoir : $\sigma_{bc}^m \leq 1,3 \frac{fcj}{\gamma b} = 1,3 \frac{30}{1,5} = 26 \text{ MPA}$

$$\sigma_{bc}^m = \frac{\text{réaction} \cdot d' \text{ appui} \cdot \text{ultime}}{\text{aire} \cdot de \cdot l' \text{ appui}}$$

σ_{bc}^m : Contrainte moyenne de compression du béton

$$\sigma_{bc}^m = \frac{43,12 \times 10^3}{30 \times 55} = 26 \text{MPa} \Leftrightarrow \Leftrightarrow \Leftrightarrow (C.V)$$

4) Ancrage des armatures :

Chaque barre doit être ancrée individuellement

Ancrage rectiligne droit :

Longueur de scellement droit ℓ_s :

Pour une barre isolée ou qui appartient à un paquet de deux barres :

$$\ell_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \zeta_{su}}$$

Avec :

ψ_s : Coefficient de scellement égal à 1.5 pour les aciers HA

$$\zeta_{su} = 0,6 \psi_s^2 f_{tj} \Rightarrow 0,6 \times 1,5^2 \times 2,4 \Rightarrow \zeta_{su} = 3,24 \text{MPa}$$

$$\ell_s = \frac{1,6 \cdot 500}{4 \cdot 3,24} \Rightarrow \ell_s = 61,72 \text{cm}$$

$$\ell_s > \ell \Rightarrow 61,72 \text{cm} > 30 \text{cm}$$

→ On ne peut pas utiliser un ancrage droit

→ On utilisera un ancrage courbe : retour d'équerre par exemple.

On doit avoir :

$$\ell_1 \geq \ell_s - 1,89 \ell_3 - 2,215r$$

$$r = 5\phi \Rightarrow \text{pour les aciers (HA)}$$

$$r = 5 \times 1,6 \Rightarrow r = 8 \text{cm}$$

$$\ell_3 = 6\phi = 6 \times 1,6 = 9,6 \text{cm}$$

$$\ell_1 \geq 61,72 - (1,89 \times 9,6) - (2,215 \times 8)$$

$$\ell_1 \geq 25,856 \text{cm}$$

$$L = 0,4 \ell_s = 0,4 \times 61,72 \Rightarrow \Rightarrow L = 24,69 \text{cm}$$

I. Calcul des poutres secondaires (30*50):

a). Armatures longitudinales :

1-Travée :

a) E.L.U. R : $Mu = 223,36 \text{Kn.m}$

$$\gamma_b = 1,5 \quad (\text{Combinaison fondamentale})$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 50 \Leftrightarrow d = 45 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{Mu \text{ max}}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{223,36 \times 10^3}{30 \times 45^2 \times 17} = 0,21$$

$$\mu \leq \mu_{AB} \Rightarrow 0,21 \leq \mu_l = 0,372 (\text{feE500})$$

$$\zeta_s = 10\text{‰} \quad (\text{Région 1 Pivot A})$$

$$\Rightarrow A' = 0ET\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPA}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,21)}) \Rightarrow \alpha = 0,3$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - (0,4 \times 0,3) \Rightarrow \beta = 0,88$$

$$Au = \frac{Mu \text{ max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{223,36 \times 10^3}{0,88 \times 45 \times 435} \Rightarrow Au = 12,97 \text{ cm}^2$$

B) E.L.S: $M_{ser} = 161,74 \text{ Kn.m}$

La fissuration est considérée comme peu nuisible. Il suffit donc de vérifier

$$\overline{\sigma}_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \text{ Avec :}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6fc_{28} = 18 \text{ MPA} \quad \text{Et} \quad \sigma_{bc} = Ky_1$$

Position de l'axe neutre :

$$SY_1Y_1' = 0 \Rightarrow \frac{by_1^2}{2} - 15A(d - y_1) \quad \text{Avec} \quad A = Au = 12,97 \text{ cm}^2$$

$$\frac{30}{2} y_1^2 - 15(12,97)(45 - y_1) = 0$$

$$15y_1^2 - 194,55y_1 - 8754,75 = 0$$

$$\Rightarrow y_1 = 18,53 \text{ cm}$$

$$IY_1Y_1' = \frac{by_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$\frac{30(18,53)^3}{3} + 15(12,97)(45 - 18,53)^2$$

$$IY_1Y_1' = 19983537 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I_{y_1} y_1'} = \frac{161,74 \times 10^3}{199835,37} \Rightarrow K = 0,81$$

$$\sigma_{bc} = 0,81 \times 18,53 \Rightarrow \sigma_{bc} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{MPa} \Leftrightarrow \Leftrightarrow \Leftrightarrow (C.V)$$

Il est inutile de vérifier σ_s car la fissuration est peu nuisible. Donc les armatures calculées à l'E.L.U.R conviennent.

Armatures minimales :

- Selon le BAEL : $A_{min} = 0,23 \frac{b \times d \times f_{tj}}{f_e} = 0,23 \frac{30 \times 45 \times 2,4}{500} = 1,49 \text{cm}^2$

- Selon le RPA : $A_{min} = 0,5\% (b \times h) = 0,005 \times 30 \times 50 = 7,5 \text{cm}^2$

Armatures maximales :

- En zone courante : $A_{max} = 4\% (b \times h) = 0,04 \times 30 \times 50 = 60 \text{cm}^2$

- En zone nodale : $A_{max} = 6\% (b \times h) = 0,06 \times 30 \times 50 = 90 \text{cm}^2$

Armatures finales :

$$A = \max(A_u; A_{min \text{ BAEL}}; A_{min \text{ RPA}})$$

$$A = \max(12,97; 1,49; 7,5)$$

$$A = 12,97 \text{cm}^2 \Leftrightarrow \text{Soit} \Leftrightarrow 9 \text{HA}14 = 13,85 \text{cm}^2$$

2-appui :

2) E.L.U.R : $M_u = -452,53 \text{Kn.m}$

$$\mu = \frac{M_u \max}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{452,53 \times 10^3}{30 \times 45^2 \times 17} = 0,138$$

$$\mu \leq \mu_l = 0,138 \leq 0,372 (f_e E500)$$

$$\zeta_s = 10\%_0 \text{ (Région 1 Pivot A)}$$

$$\Rightarrow A' = 0 \text{ ET } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,138)}) \Rightarrow \alpha = 0,186$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - (0,4 \times 0,186) \Rightarrow \beta = 0,93$$

$$A_u = \frac{M_u \max}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{452,53 \times 10^3}{0,93 \times 45 \times 435} \Rightarrow A_u = 27,58 \text{cm}^2$$

c) E.L.S : $M_{ser} = -328,17 \text{ Kn.m}$

Vérification des contraintes

Comme pour la travée ; il suffit de vérifier $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Position de l'axe neutre :

$$SY_1Y_1' = 0 \Rightarrow \frac{by_1^2}{2} - 15A(d - y_1) \quad \text{Avec} \quad A = Au = 27,58 \text{ cm}^2$$

$$\frac{30}{2} y_1^2 - 15(27,58)(45 - y_1) = 0$$

$$15y_1^2 + 413,7y_1 - 18616,5 = 0$$

$$\Rightarrow y_1 = 24,04 \text{ cm}$$

$$IY_1Y_1' = \frac{by_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$\frac{30(24,04)^3}{3} + 15(27,58)(45 - 24,04)^2$$

$$IY_1Y_1' = 3209797 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{Iy_1y_1'} = \frac{328,17 \times 10^3}{3209797} \Rightarrow K = 0,102$$

$$\sigma_{bc} = 0,102 \times 24,04 \Rightarrow \sigma_{bc} = 2,45 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPA} \Leftrightarrow \Leftrightarrow \Leftrightarrow (C.V)$$

Les armatures calculées à l'E.L.U.R conviennent.

Condition de non fragilité :

$$A_{\min}(BAEL) = 0,23 \frac{b \times d \times f_{tj}}{f_e} = 0,23 \frac{30 \times 45 \times 2,4}{500} = 6,48 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}(RPA) = 0,5\%(b \times h) = 0,005 \times 30 \times 50 = 7,5 \text{ cm}^2$$

Armatures finales :

$$A = \max(Au; A_{\min BAEL}; A_{\min RPA})$$

$$A = \max(27,58; 6,48; 7,5)$$

$$A = 27,58 \text{ cm}^2 \Leftrightarrow \text{Soit} \Leftrightarrow 9HA16 + 7HA14 = 28,88 \text{ cm}^2$$

II. Calcul des poutres secondaires (30*35):

a). Armatures longitudinales :

1-Travée :

b) E.L.U. R : $Mu = 89,27 Kn.m$

$\gamma_b = 1,5$
 $\gamma_s = 1,15$ (Combinaison fondamentale)

$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 35 \Leftrightarrow d = 31,5cm$

$\mu = \frac{Mu \max}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{89,27 \times 10^3}{30 \times 31,5^2 \times 17} = 0,17$

$\mu \leq \mu_{AB} \Rightarrow 0,17 \leq \mu_l = 0,372 (feE500)$

$\zeta_s = 10\text{‰}$ (Région 1 Pivot A)

$\Rightarrow A' = 0ET\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435MPa$

$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,17)}) \Rightarrow \alpha = 0,23$

$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - (0,4 \times 0,23) \Rightarrow \beta = 0,91$

$Au = \frac{Mu \max}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{89,27 \times 10^3}{0,88 \times 31,5 \times 435} \Rightarrow Au = 7,16cm^2$

B) E.L.S: $Mser = 64,95 Kn.m$

La fissuration est considérée comme peu nuisible. Il suffit donc de vérifier

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

$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6fc_{28} = 18MPa$ Et $\sigma_{bc} = Ky_1$

Position de l'axe neutre :

$SY_1Y_1' = 0 \Rightarrow \frac{by_1^2}{2} - 15A(d - y_1)$ Avec $A = Au = 7,16cm^2$

$\frac{30}{2} y_1^2 - 15(7,16)(31,5 - y_1) = 0$

$15y_1^2 - 107,4y_1 - 33831 = 0$

$\Rightarrow y_1 = 11,86cm$

$IY_1Y_1' = \frac{by_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$

$$\frac{30(11,86)^3}{3} + 15(7,16)(31,5 - 11,86)^2$$

$$I_{Y_1 Y_1'} = 58109,59 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I_{Y_1 Y_1'}} = \frac{64,95 \times 10^3}{58109,59} \Rightarrow K = 1,11$$

$$\sigma_{bc} = 1,11 \times 11,86 \Rightarrow \sigma_{bc} = 13,26 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPA} \Leftrightarrow \Leftrightarrow \Leftrightarrow (C.V)$$

Il est inutile de vérifier σ_s car la fissuration est peu nuisible .Donc les armatures calculées à l'E.L.U.R conviennent.

Armatures minimales :

- Selon le BAEL : $A_{min} = 0,23 \frac{b \times d \times f_{tj}}{f_e} = 0,23 \frac{30 \times 31,5 \times 2,4}{500} = 1,04 \text{ cm}^2$

- Selon le RPA : $A_{min} = 0,5\%(b \times h) = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$

Armatures maximales :

- En zone courante : $A_{max} = 4\%(b \times h) = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$

- En zone nodale : $A_{max} = 6\%(b \times h) = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$

Armatures finales :

$$A = \max(A_u ; A_{min_{BAEL}} ; A_{min_{RPA}})$$

$$A = \max(7,16; 1,04; 5,25)$$

$$A = 7,16 \text{ cm}^2 \Leftrightarrow \text{Soit} \Leftrightarrow 5HA14 = 7,70 \text{ cm}^2$$

2-appui :

3) E.L.U.R : $M_u = -191,75 \text{ Kn.m}$

$$\mu = \frac{M_u \max}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{171,75 \times 10^3}{30 \times 31,5^2 \times 17} = 0,371$$

$$\mu \leq \mu_l = 0,371 \leq 0,372 (f_e E500)$$

$$\zeta_s = 10\%_0 \quad (\text{Région 1 Pivot A})$$

$$\Rightarrow A' = 0ET\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPA}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,371)}) \Rightarrow \alpha = 0,64$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - (0,4 \times 0,64) \Rightarrow \beta = 0,74$$

$$Au = \frac{Mu \max}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{191,75 \times 10^3}{0,74 \times 31,5 \times 435} \Rightarrow Au = 18,91 \text{ cm}^2$$

d) E.L.S : $M_{ser} = -138,66 \text{ Kn.m}$

Vérification des contraintes

Comme pour la travée ; il suffit de vérifier $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Position de l'axe neutre :

$$SY_1Y_1' = 0 \Rightarrow \frac{by_1^2}{2} - 15A(d - y_1) \quad \text{Avec} \quad A = Au = 18,91 \text{ cm}^2$$

$$\frac{30}{2} y_1^2 - 15(18,91)(31,5 - y_1) = 0$$

$$15y_1^2 + 283,65y_1 - 8934,97 = 0$$

$$\Rightarrow y_1 = 16,591 \text{ cm}$$

$$IY_1Y_1' = \frac{by_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$\frac{30(16,59)^3}{3} + 15(18,91)(31,5 - 16,59)^2$$

$$IY_1Y_1' = 1271803 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{Iy_1y_1'} = \frac{138,66 \times 10^3}{12718,03} \Rightarrow K = 1,09$$

$$\sigma_{bc} = 1,09 \times 16,59 \Rightarrow \sigma_{bc} = 17,44 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPA} \Leftrightarrow \Leftrightarrow \Leftrightarrow (C.V)$$

Les armatures calculées à l'E.L.U. R conviennent.

Condition de non fragilité :

$$A_{\min}(BAEL) = 0,23 \frac{b \times d \times f_{tj}}{f_e} = 0,23 \frac{30 \times 31,5 \times 2,4}{500} = 1,04 \text{ m}^2$$

$$A_{\min}(RPA) = 0,5\%(b \times h) = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$$

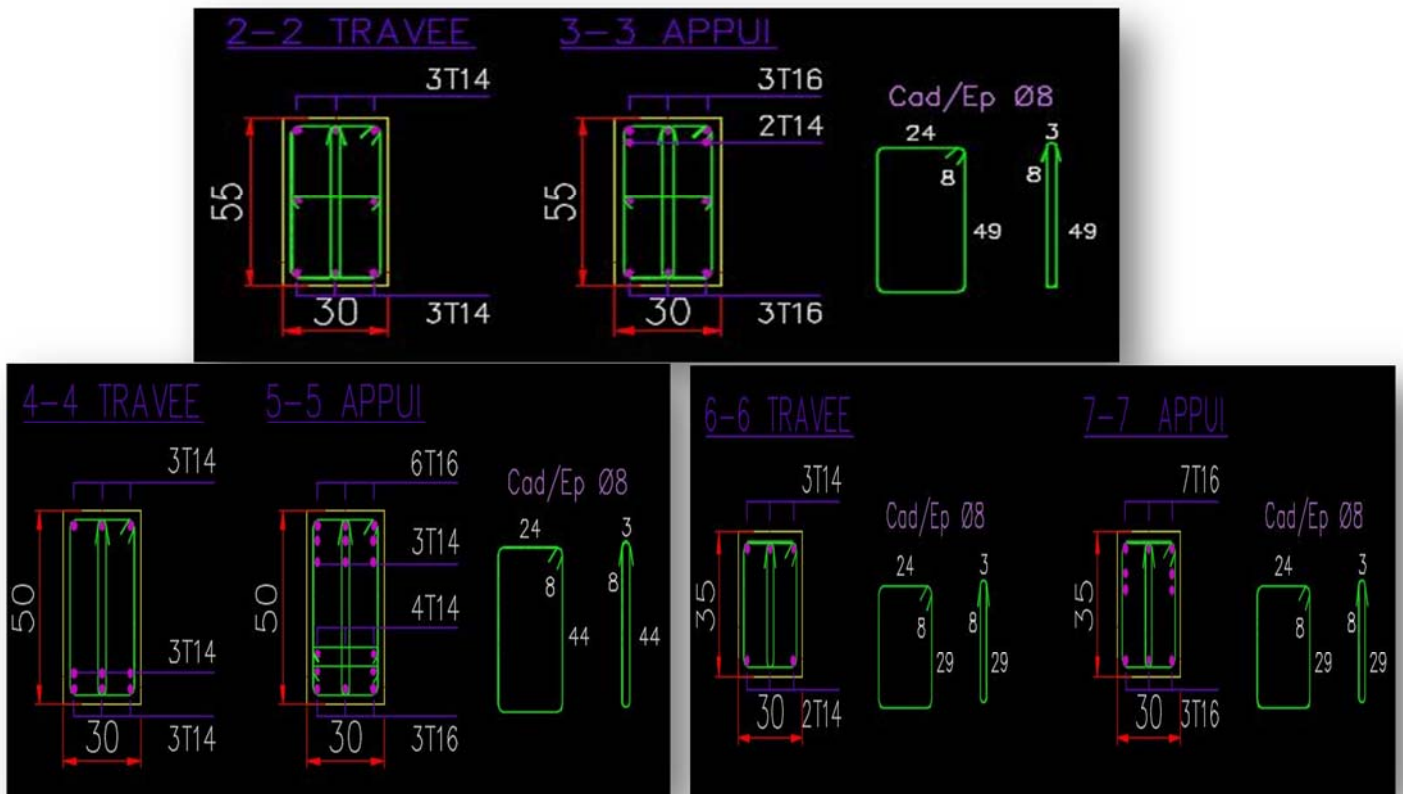
Armatures finales :

$$A = \max(Au; A_{\min BAEL}; A_{\min RPA})$$

$$A = \max(18,91; 1,04; 5,25)$$

$$A = 18,91 \text{ cm}^2 \Leftrightarrow \text{Soit} \Leftrightarrow 10HA16 = 20,11 \text{ cm}^2$$

Figure IV-9 - Coupe de ferrailage des poutre principal et secondaire



-6) Ferrailage des voiles :

Introduction :

Le voile ou le 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.

On utilise les voiles dans tous les bâtiments quelle que soit leurs destination (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels..)

Le système de contreventement :

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique).

Dans notre construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique); ce système de contreventement 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 structures qui obéissent à des lois de comportement différentes. de l'interaction portique –

voiles, naissent des forces qui peuvent changer 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 déplacements. Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure :

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).

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.

Principe de calcul

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal suivant le cas le plus défavorable

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement R.P.A 99(version 2003).

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- armatures verticales
- armatures horizontales (parallèles aux faces des murs)
- armatures transversales

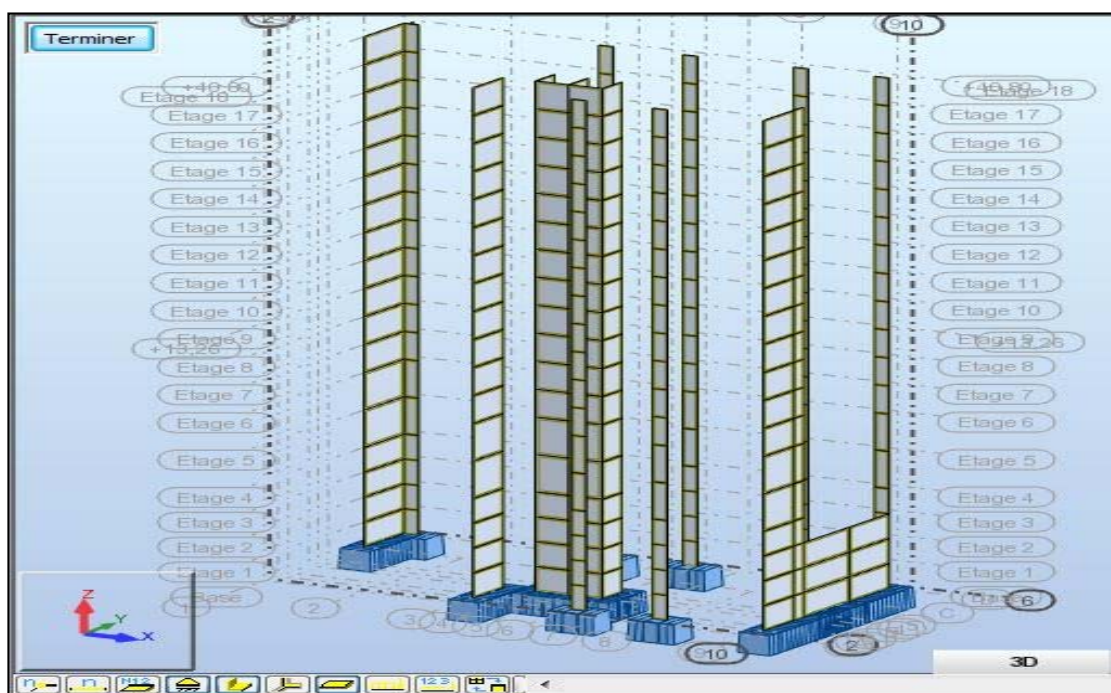
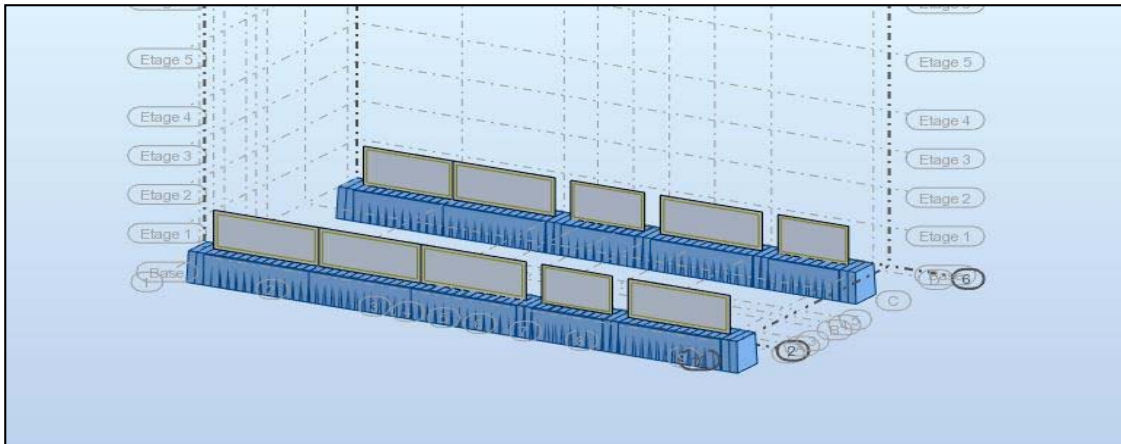


Figure IV-10 - Vue En 3D Voile 20 De La Structure

Figure IV-11 - Vue En 3D Voile 15 De La Structure



La méthode de calcul

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85.f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec:

N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section du voile.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

1^{er} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{\min} = 0,15.a.L$$

2^{eme} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ 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 R.P.A 99 (version 2003).

-Si : $A_v < A_{\min} = 0,15 \% a.L$, on ferraille avec la section minimale.

-Si : $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .

3^{eme} cas:

Si : (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.

Armatures verticales

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A 99 (version 2003) exige un pourcentage minimal égale 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 1/10 de l'épaisseur du voile

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 de mur limité par des ouvertures; les barres horizontales doivent être disposé vers l'extérieure.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- globalement dans la section du voile 0,15%
- En zone courante 0,10 %

Armatures transversales

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m^2 au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieur 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 diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieur ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

Ferrailage des voiles

- Exemple de calcul
- a. Voile intermédiaire

$$A = 1,22 \text{ m}^2$$

$$I = 1,73 \text{ m}^4$$

$$V = 0,1 \text{ m}$$

$$N = 245,95 \text{ t}$$

$$M = 8,78 \text{ t.m}$$

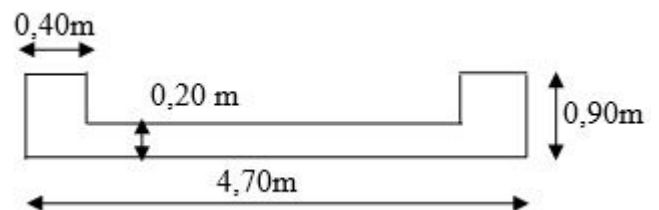


Figure IV-12 - Démontions Du Voile

Détermination des contraintes

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = 202,11 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = 200,88 \text{ MPa}$$

On à $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue"

Alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

Calcul des armatures verticales

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

$$A_{\min} = 0,15\% . a . L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre (L = 1 m)

$$A_{\min} = 0,15\% \times a \times 1 \text{ m} = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le diamètre :

$$D \leq 1/10 \times a \text{ (mm)}$$

On adopte : D= 12 mm

L'espacement

Selon le BAEL 91, on a :

$$St \leq \min \{2.a, 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{40, 33 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm} - \text{Selon le R.P.A 99 (version 2003) on a:}$$

$$St \leq \min \{1,5 \times a ; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{30, 30 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \text{ Donc : } St \leq \min \{St_{\text{BAEL}} ; St_{\text{R.P.A 99}}\}$$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 20 cm

Le choix de la section des armatures verticales est 5 T 12 = 5,65 cm²/ml

Calcul des armatures horizontales

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit 5 T 12 = 5,65 cm²/ml avec un espacement de 20 cm

Calcul des armatures transversales

D'après le D.T.R-B.C-2,42, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de 4/m² au moins ; on prend donc 4φ 6 par m².

Disposition des armatures

1. Armatures verticales

-Les arrêts, jonctions et enrobages 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 de l'épaisseur du mur ni 30 cm selon le R.P.A 99 (version 2003)

- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm

On à $St=20\text{ cm} \rightarrow St/2 = 10\text{ cm} < 15\text{ cm}$ vérifiée

$L=370\text{ cm} \rightarrow L/10 = 37\text{ cm}$

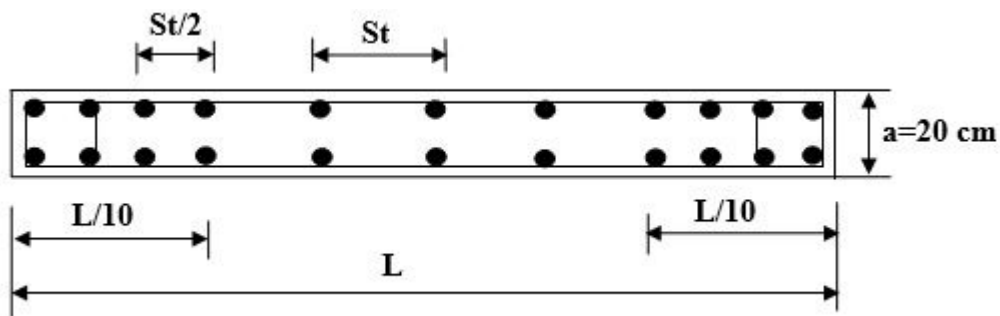


Figure IV-13 - Disposition Des Armatures Verticales Dans Les Voiles

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 $St \leq \min(1,5a; 30\text{ cm})$

- le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

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.

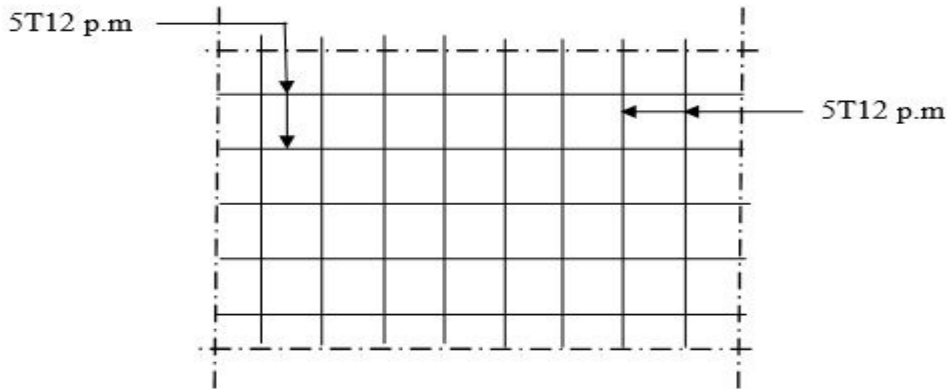


Figure IV-14 - Dispositions Du Ferrailage Du Voile

Remarque :

Le ferrailage des voiles se fera pour les 6 zones suivantes :

- Zone 1 (h=4,08; l=4,7) m
- Zone 2 (h=3,60; l=4,7) m
- Zone 3 (h=4,08 ; l=3,6) m
- Zone 4 (h=3,06; l=3,6) m
- Zone 5 (h=4,08; l=1) m
- Zone 6 (h=3,06 ; l=1) m

Voile n°1490	Verticales	Horizontales
Section d'armatures	29,57	17,92
Ferrailage	20HA14	16HA12



Figure IV-15- Croque Ferrailage Du Voile V1 (Zone 1)

Tableau IV-5 - Effort Réduits Voile V 20

	NRx [kN]	MRz [kNm]	TRy [kN]
MAX	448,75	277,07	161,26
Panneau	1490	1490	1490
Coupe	18843-19698	1963-18843	1963-18843
Cas	13 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)
MIN	-118,98	-145,33	-150,21
Panneau	1490	1490	1490
Coupe	2070-19698	18843-19698	18843-19698
Cas	13 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)

Chapitre V:

Calcul des éléments non structuraux

-1Etude de l'acrotère :

Introduction :

-L'acrotère est assimilé à une console verticale encastrée à sa base.

Il est soumis à un effort normal dû à son poids propre W_p et un moment dû à une force statique équivalente horizontale F_p donné par le RPA 99.

- l'acrotère se calcul donc à la flexion composée et comme section rectangulaire.

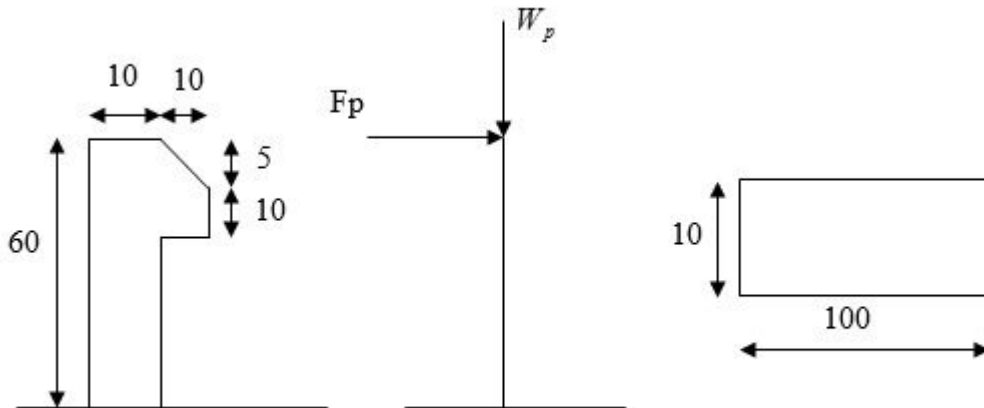


Figure V-1 - Dimensionnement De L'acrotère

Calcul des sollicitations

- D'après la formule donnée par le R.P.A99

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

- Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone obtenu à partir du tableau 4-1 du (RPA99)

$$A=0,2.$$

- C_p : facteur de la force horizontale donnée par le tableau 6-1 du (R.P.A99)

$$C_p = 0,8.$$

- W_p = poids propre de l'acrotère.

$$S = 0,6.0,1 + 0,1.0,1 + \frac{1}{2}.0,05.0,1 = 0,0725m^2.$$

$$W_p = 2500.0,0725 = 181,25 \text{ dan/ml}.$$

$$\text{Alors : } F_p = 4.0,2.0,8.181,25 \Rightarrow F_p = 87 \text{ dan/ml}.$$

L'E.L.U. R :

$$\begin{cases} M_u = 1,5.F_p.H = 1,5.87.0,6 = 78,3 \text{ dan.m / ml} \\ N_u = 1,35.W_p = 1,35.181,25 = 244,69 \text{ dan / ml.} \end{cases}$$

L'E.L.S

$$\begin{cases} M_{ser} = F_p H = 87.0,6 = 52,2 \text{ dan.m} \\ N_{ser} = W_p = 181,25 = 181,25 \text{ dan.} \end{cases}$$

Ferrailage :

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{78,3}{244,69} = 0,3199 \text{ m} \Rightarrow e_G \approx 32 \text{ cm}$$

$$e_G = 32 \text{ cm} > \frac{H}{12} = 5 \text{ cm} \Rightarrow \text{Compression excentr e.}$$

⇒ Calcul en flexion compos e si la condition suivante est v erifi e :

$$\frac{l_f}{h} \leq \max\left(15; 20 \frac{e_G}{h}\right)$$

$$l_f = 2.h_0 = 2.0,6 = 1,2 \text{ m}$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{1,2}{0,1} = 12 \text{ m} < \max(15; 64) = 64 \dots\dots\dots \text{CV}$$

- V_u que : $e_G > \frac{h}{2} - c$

$$d = 0,9.h = 0,9.10 = 9 \text{ cm.}$$

- On prend : $d = 8 \text{ cm}$ $h = 10 \text{ cm}$ $b = 100 \text{ cm}$ $c = 2 \text{ cm}$

$$e_G = 32 \text{ cm} > \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm.}$$

⇒ On a une section partiellement comprim e avec l'effort normal N_u à l'extérieur de la section.

⇒ Calcul en flexion simple avec le moment (M_u^A)

$$M_u^A = N_u \cdot \left(e + \frac{h}{2} - c \right)$$

$$e = e_1 + e_2 \qquad \text{avec : } e_1 = e_G + e_a$$

$$e = e_2 + e_G + e_a$$

$$e_a = \max\left\{ 2 \text{ cm}; \frac{H}{250} \right\} = \max\{ 2 \text{ cm}; 0,24 \}$$

$$e_a = 2 \text{ cm.}$$

$$e_2 = \frac{3lf^2}{10^4.h} \cdot (2 + \alpha.\phi)$$

Avec ϕ : coefficient de fluage. En général, on prend $\phi = 2$

α : Le rapport entre le moment du aux charges permanentes et le moment total, ces moments étant pris sans majoration.

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} \Rightarrow \text{On prend en général } \alpha = 0,6$$

$$e_2 = \frac{3(2.0,6)^2}{10^4 \cdot 0,1} \cdot (2 + 2.0,6) = 0,013m$$

$$e = 0,013 + 0,32 + 0,02 = 0,353m$$

$$M_u^A = 244,69 \cdot (0,353 + 0,05 - 0,02) = 93,72 \text{ dan.m}$$

$$\mu = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{937,2}{100 \cdot 8^2 \cdot 17} = 0,00861 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \text{poivot A} \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0108$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,996$$

En flexion simple :

$$A_{f.s} = \frac{M_u^a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{937,2}{0,994 \cdot 8 \cdot 435} = 0,27 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

En flexion composée :

$$A_u = A_{f.s} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,27 - \frac{244,69 \cdot 10}{435 \cdot 100} = 0,214 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

L'E.L.S :

$$\begin{cases} M_{ser} = F_p H = 87 \cdot 0,6 = 52,2 \text{ dan.m} \\ N_{ser} = W_p = 181,25 = 181,25 \text{ dan.} \end{cases}$$

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{52,2}{181,25} = 0,288m$$

$$e_G = 0,288m > \frac{h}{2} - c = 0,03m \quad \text{La section est donc partiellement comprimée} \Rightarrow$$

Calcul en flexion simple avec M_{serA} .

Ferraillage (ELS) :

$$M_{ser}^A = N_{ser} \cdot \left(e_G + \frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_{ser}^A = 181,25 \cdot (0,288 + 0,05 - 0,02)$$

$$M_{ser}^A = 57,63 \text{ dan.m}$$

La fissuration est préjudiciable.

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right)$$

$\eta = 1,6$ pour les H.A

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}500; 110\sqrt{1,6.2,4}\right) = 215,56 \text{ MPa}$$

$$\mu_1 = \frac{M_{serA}}{b.d^2.\bar{\sigma}_s} = \frac{576,3}{100.8^2.215,56} = 0,00042$$

$$\lambda = 1 + 30\mu_1 = 1,0125$$

$$\cos\varphi = \lambda^{-3/2} = 0,9815 \Rightarrow \varphi = 11,04^\circ$$

$$\alpha_l = 1 + 2\sqrt{\lambda}.\cos\left(240 + \frac{\varphi}{3}\right) = 0,108$$

$$K_l = 15.\frac{(1-\alpha_l)}{al} = 123,88$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_l} = \frac{215,56}{123,88} = 1,74 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28} = 18 \text{ MPa} \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta_1 = \left(1 - \frac{\alpha_l}{3}\right) = 0,964.$$

$$A^{ser} f.s = \frac{M_{serA}}{\beta_1.d.\bar{\sigma}_s} = \frac{576,3}{0,964.8.215,56} = 0,35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ser} = A^{ser} f.s - \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_s} = 0,35 - \frac{1812,5}{215,56.100} = 0,27 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

C) condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23.f_{t28}.b.d}{f_e} \cdot \frac{e_{ser} - 0,45.d}{e_{ser} - 0,185.d}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23.2,4.100.8}{500} \cdot \frac{0,27 - 0,45.0,08}{0,27 - 0,185.0,08} = 0,81 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• Armatures finales

$$A = \max(A_u; A_{\min}; A_{ser}) = \max(0,214; 0,27; 0,81) = 0,81 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On adopte $A = 5T6/\text{ml} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Armature de répartition :

$$A_r \geq \frac{A}{4} = 0,28 \text{ cm}^2.$$

On prend : $A_r = 3T6/\text{ml} = 0,85 \text{ cm}^2/\text{ml}.$

3) vérification de l'effort tranchant :

$$V_{u\max} = 1,5.F_p$$

$$V_{u\max} = 1,5.87 \Rightarrow V_{u\max} = 130,5 \text{ dan}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{d.b} = \frac{1305}{80.10^3} = 0,0163MPa$$

$$\tau_{u\text{limit}} = \min\left(\frac{0,15.f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = \min(3;4)MPa$$

$$\tau_{u\text{limit}} = 3MPa > \tau_u = 0,0163MPa$$

- Pas de reprise de bétonnage ;
 - Les dispositions constructives sont supposées respectées.
- ⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

4) Longueur de scellement droit ([BAEL91] art 1.2.2)

$$l_s = 40\phi = 40 \times 0,6 \Rightarrow \Rightarrow 24cm$$

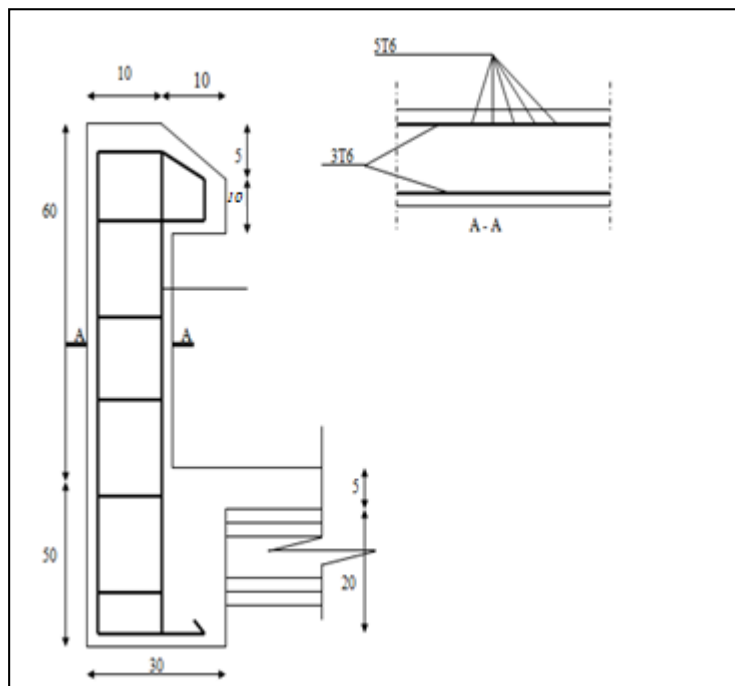
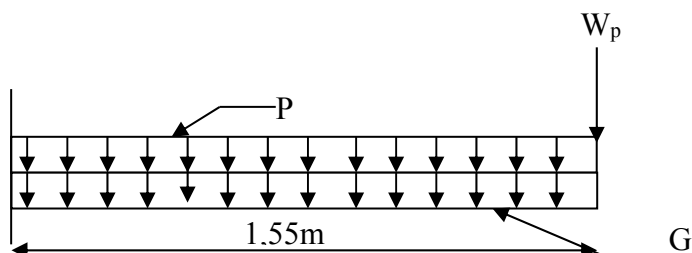


Figure V-2 -Ferrailage De L 'acrotère

2 Etude du balcon :

Le balcon est calculé comme une dalle console encastrée dans une poutre et sollicitée par son poids propre G : charge permanente du balcon et W_p : charge concentrée du mur en brique creuse

-l'étude se fera pour le balcon le plus défavorable.



Descente de charges du balcon.

- Charge permanente G :

Dalle pleine (15cm)	$2500.0,15 = 375 \text{ dan/m}^2$
Enduit de plâtre (2cm)	$1000.0,02 = 20 \text{ dan/m}^2$
Carrelage (2cm)	$2200.0,02 = 44 \text{ dan/m}^2$
Mortier de pose (2cm)	$2000.0,02 = 40 \text{ dan/m}^2$

$$G = 479 \text{ dan/m}^2$$

$$P = 150 \text{ dan/m}^2$$

$$W_p = 1400.0,25.3,06 = 1071 \text{ dan}$$

Détermination des moments :

a) E.L.U.R :

$$q_u = 1.[1,35G + 1,5P] = 871,65 \text{ dan/ml}$$

$$pu = 1,35.p = 1445,85 \text{ dan}$$

$$M_{u \max} = - \left(qu \frac{L^2}{2} + PuL \right) = -3288,14 \text{ dan.m}$$

E.L.S :

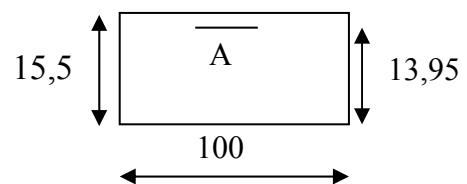
$$q_{ser} = 1.[G + P] = 629 \text{ dan/ml}$$

$$P_{ser} = 1071 \text{ dan}$$

$$M_{ser \max} = - \left(q_{ser} \frac{L^2}{2} + P_{ser}L \right) = -2415,64 \text{ dan.m}$$

Détermination des armatures :

Nous calculons le balcon en flexion simple comme section rectangulaire (100.15,5) cm²



E.L.U.R :

$$M_{u \max} = 3288,14 \text{ dan.m}$$

$$\mu = \frac{M_{u\max}}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{32881,4}{100.13,95^2.17} = 0,099 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \text{pivot } A \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{500}{1,15} = 435MPa \end{cases}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,131$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,95$$

$$A_u = \frac{32881,4}{0,95.13,95.435} = 5,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

E.L.S :

$$M_{ser\max} = 2415,64 \text{ dan.m}$$

Puisqu' on a une fissuration préjudiciable, on calcul A_{ser} .

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta.f_{tj}}\right) \quad \eta = 1,6 \text{ pour les H.A}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}500; 110\sqrt{1,6.2,4}\right) = 215,55 \text{ MPa}$$

$$\mu_1 = \frac{M_{ser}}{b.d^2.\bar{\sigma}_s} = 0,0058$$

$$\lambda = 1 + 30\mu_1 = 1,17$$

$$\cos \varphi = \lambda^{-3/2} = 0,786 \Rightarrow \varphi = 38,17^\circ$$

$$\alpha_1 = 1 + 2\sqrt{\lambda} \cdot \cos\left(240 + \frac{\varphi}{3}\right) = 0,36$$

$$K_l = 15 \cdot \frac{(1 - \alpha_1)}{\alpha_1} = 26,96$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_l} = 8 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28} = 18 \text{ MPa} \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta_1 = \left(1 - \frac{\alpha_1}{3}\right) = 0,88$$

$$A^{ser} = \frac{M_{ser}}{\beta_1.d.\bar{\sigma}_s} = 9,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23.b.d.\frac{f_{tj}}{f_e} = 1,54 \text{ cm}^2$$

Armatures finales

$$A = \max(A_u; A_{\min}; A_{ser}) = 9,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte $A_{app} = 6T14/\text{ml} = 9,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$St \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

Soit : $St = 20\text{cm}$ (suivant la direction la plus sollicitée)

Armature de répartition :

$$A_r \geq \frac{A}{4} = \frac{9,24}{4} = 2,31 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le choix : $A_r = 5\phi 8 / \text{ml} = 2,51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec $St = 20 \text{ cm}$

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{u \max} = q_u l + pu = 871,65 \times 1,55 + 1445,85 = 2796,9 \text{ dan}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{d.b} = \frac{2796,9 \times 10}{1000.139,5} = 0,2 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u \text{ limit}} = 0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,4 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u \text{ limit}} = 1,4 \text{ MPa} > \tau_u = 0,2 \text{ MPa}$$

- Pas de reprise de bétonnage ;
 - Les dispositions constructives sont supposées respectées.
- ⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification de la flèche :

Nous avons deux types de flèches : flèche due à la charge répartie et celle due à la charge concentrée.

$$f = f_1 + f_2 = \frac{q.l^4}{8.E.I} + \frac{q.l^4}{3E.I}$$

$$I = \frac{b.h^3}{12} + 15.A \left(d - \frac{h}{2} \right)^2 = \frac{100.(15)^3}{12} + 15.(6,5)(13,95 - 7,5)^2 = 32181,24 \text{ cm}^4$$

$$f_1 = \frac{8716,5 \times (1,55)^4 \times 10^2}{8 \times 32164,2 \times 32181,24} = 0,0006 \text{ m} = 0,06 \text{ cm}$$

$$f_2 = \frac{8716,5 \times (1,55)^4 \times 10^2}{3 \times 32164,2 \times 32181,24} = 0,0016 \text{ m} = 0,16 \text{ cm}$$

$$\text{Si } l \leq 2m \Rightarrow f_{adm} = \frac{125}{500} = 0,25 \text{ cm} > f_1 + f_2 = 0,22 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Le contre balancement :

Le rôle de ce contre balancement est d'assurer l'équilibre de la dalle. Pour ce la ; Il faudra que son poids soit égal à celui de la console.

Dans le cas d'un balcon consol, il faut toujours prévoir un contre poids afin d'éviter la torsion. Ce contre poids peut se faire de la manière suivante :

- Soit créer une bande pleine à l'amont de la poutre dont le poids sera équivalent à celui du balcon et dont la largeur sera déterminée.

- Soit changer le corps creux en diminution au voisinage de balcon on peut prévoir par exemple pour cette bande dont la largeur sera calculée, un plancher corps creux (20+5) cm.

Dans notre cas, nous optons pour la première solution.

Calcul de la largeur X du contre poids :

$$G_{balcon} = 0,15 \cdot 2500(1,55 \cdot 6,7) = 3894,38 \text{ dan}$$

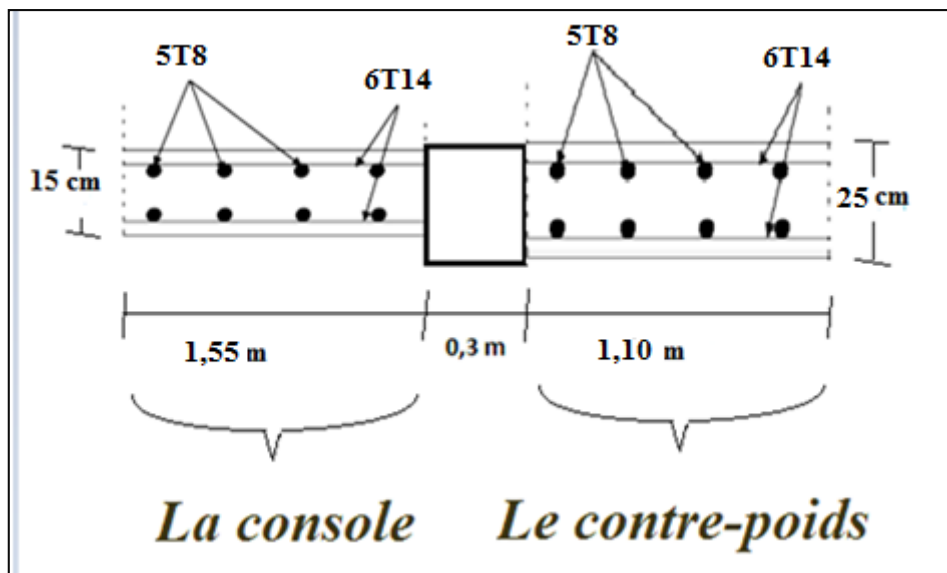
$$G_{bcont\ bal} = 0,25 \cdot 2500 (X \cdot 6,7) = 4187,5 \times X \text{ dan}$$

Pour assurer l'équilibre ; Il faut que

$$G_{balcon} = G_{cente\ bal} \Rightarrow 3894,38 = 4187,5 X \Rightarrow X = 1,075 \text{ m}$$

Nous prenons : $X = 1,1 \text{ m}$

Figure V-3 - Ferrailage Du Balcon Et Contre Poids



4) Etude des escaliers :

Définition :

Un escalier est constitué d'une succession de marche, il sert à relier deux différents niveaux d'une construction.

La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment.

- La hauteur (h) des contre marches se situe entre 14 et 18 cm ;
- La largeur (g) se situe entre 25 et 32 cm ;

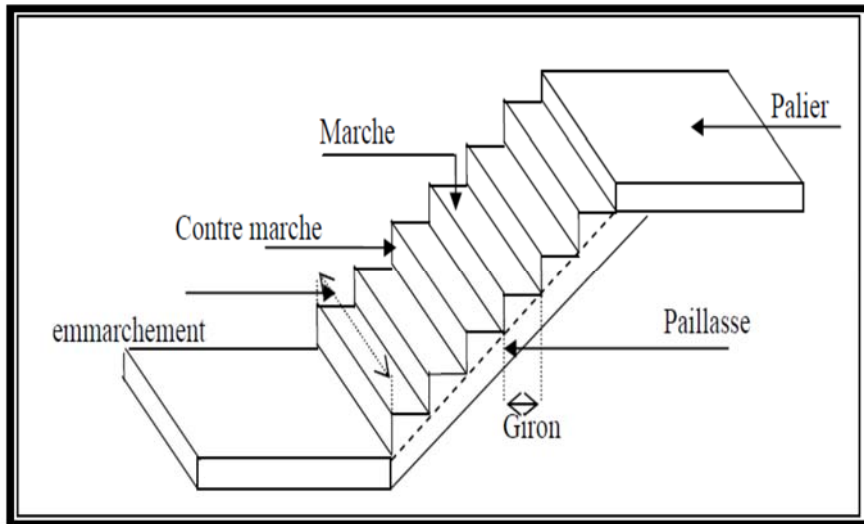
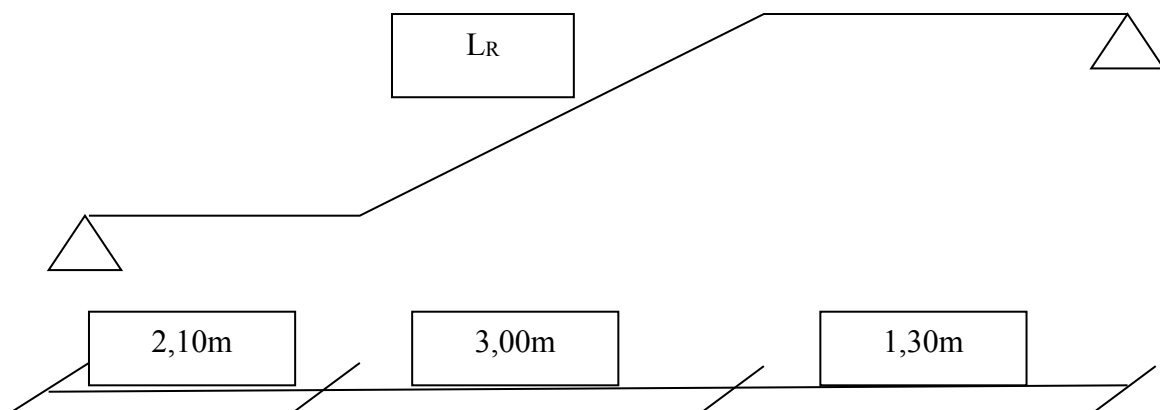
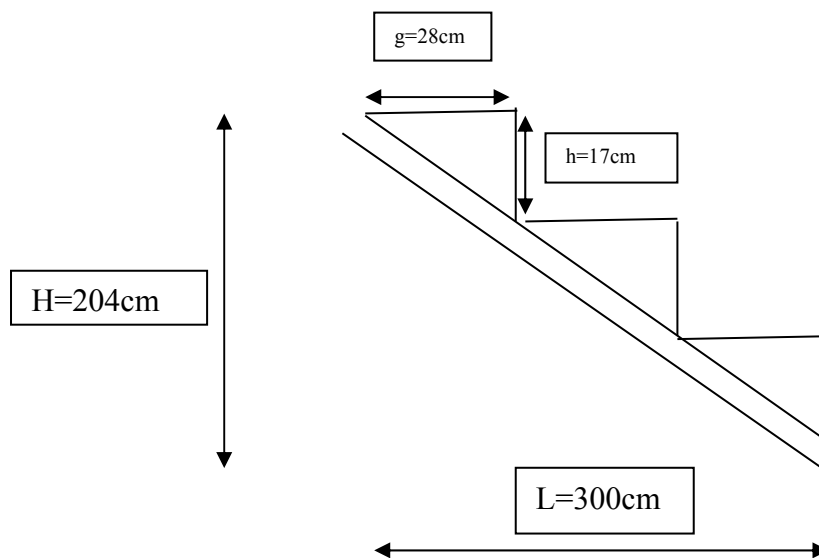
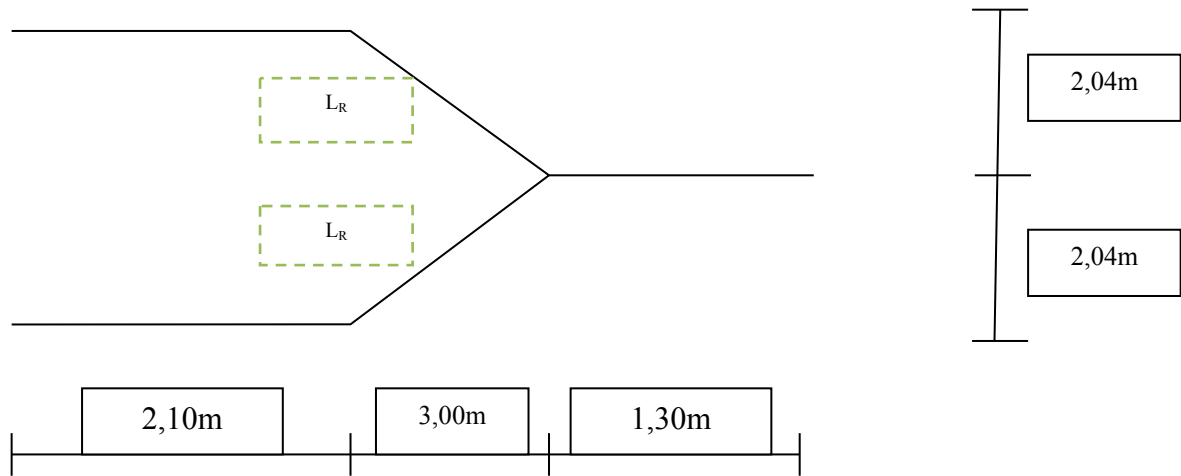


Figure V-4 - Les Composants Des Escalier

1^{er} type :





Notations:

$(n - 1)$: Nombre de marches

n : Largeur de contre marches

g : Largeur de la marche (giron)

H : hauteur entre les faces supérieures de deux paliers successifs

L : Portée en plan de la volée

h : hauteur de la marche.

Pré dimensionnement :

D'après la formule de BLONDEL, le tracé de l'escalier est correct si :

$$g + 2h = m \quad \text{avec} \quad 59 \leq m \leq 66$$

Pour un bâtiment d'habitation et commercial, on a $m = 64\text{cm}$.

$$h = \frac{H}{n} \quad \text{et} \quad g = \frac{L}{n-1}$$

Pour déterminer n ; on doit résoudre l'équation suivante

$$64n^2 - n(64 + 2 \times H + L) + 2 \times H = 0$$

$$64n^2 - n(64 + 2 \times 204 + 300) + 2 \times 204 = 0$$

$$64n^2 - 778.n + 408 = 0$$

$$X_1 = 0,55$$

$$X_2 = 11,5$$

$$\Rightarrow n = 12$$

$$\Rightarrow h = \frac{204}{12} = 17cm.$$

$$g = \frac{300}{12-1} = 27,27 \approx 28cm$$

a) L'angle d'inclinaison :

$$\cos \alpha = \frac{g}{\sqrt{g^2+h^2}} = \frac{28}{\sqrt{28^2+17^2}} = 0,85 \Rightarrow \alpha = 31,26^\circ$$

b) L'épaisseur de la paillasse :

$$\frac{L}{30\cos\alpha} \leq ep \leq \frac{L}{20\cos\alpha} \Rightarrow 11,69 \leq ep \leq 17,55$$

Nous prenons $\leftarrow \rightarrow ep = 15cm$

c) Descente de charges :

Tableau V-1- Poids De Volée

Désignations	Ep (m)	Densité KN /m ³	Poids KN/m ²
Revetment en carrelage horizontal	0,02	20,00	0,40
Mortier de ciment horizontal	0,02	20,00	0,40
Lit de sable fin	0,02	18,00	0,36
Revêtement en carrelage vertical	0,02	20,00	0,24
Poids propre de la paillasse $ep \times 30/\cos\alpha$	0,15	30,00	5.42
Poids propre des marches $h/2 \times 22$	/	22,00	1,98
Garde -corps	/	/	0,10
Enduit en plâtre $ep/\cos\alpha$	0,02	10,00	0,24
TOTAL :(KN/m ²)			9,14

Tableau V-2 - Poids De Palier

Désignations	ep (m)	Densité (KN/m ³)	Poids KN/m ²
Poids propre du palier ep x 25	0,15	30,00	4,5
Revêtement en carrelage	0,02	20,00	0,40
Mortier de pose	0,02	0,20	0,40
Lit de sable fin	0,02	18,00	0,36
enduit de plâtre	0,02	10,00	0,2
TOTAL :(KN/m ²)			5,86

Calcul des sollicitations :

Paillasse :

- E.L.U.R : $q_u = 1.[1,35G + 1,5P] = 1,35 \times 9,14 + 1,5 \times 2,5 = 16,09 \text{ kn/m}$.
- E.L.S : $q_u = 1.[G + P] = 9,14 + 2,5 = 11,64 \text{ kn/m}$.

Palier :

- E.L.U.R : $q_u = 1.[1,35G + 1,5P] = 1,35 \times 5,86 + 1,5 \times 2,5 = 11,66 \text{ kn/m}$.
- E.L.S : $q_u = 1.[G + P] = 5,86 + 2,5 = 8,36 \text{ kn/m}$.

$$Q_{moy_{ELS}} = \frac{8,36 \times 2,10 + 11,64 \times 3,63 + 8,36 \times 1,30}{7,03} = 10,05 \text{ KN / m}$$

$$Q_{moy_{ELU}} = \frac{11,66 \times 2,10 + 16,09 \times 3,63 + 11,66 \times 1,30}{7,03} = 13,94 \text{ KN / m}$$

Diagrammes de M, T en ELS et en ELU :

1-ELS :

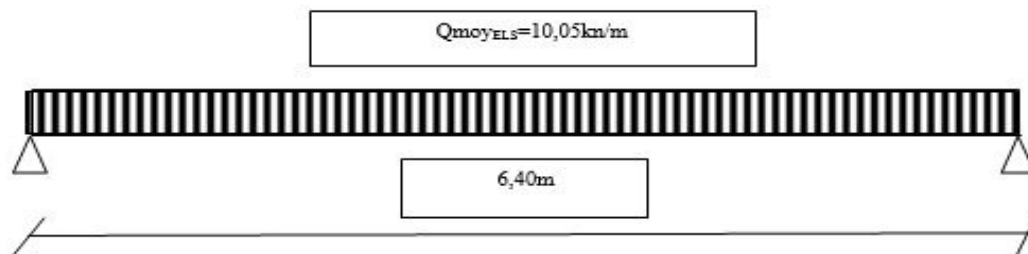


Figure V-5- Diagramme De Charge En ELS Des Paliers

1/Effort Tranchant (T) :

$$T_{ELS} = \frac{10,05 \times 6,40}{2} = 32,16Kn$$

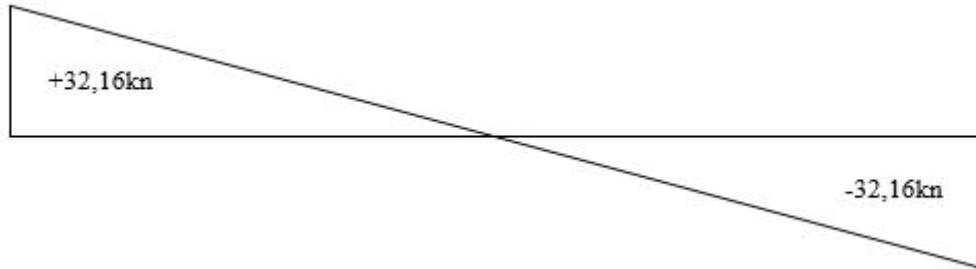


Figure V-6 - Diagramme D'effort Tranchant En ELS Des Paliers

2/Moment Fléchissent (M) :

$$M_{\max_{ELS}} = \frac{10,05 \times 6,40^2}{8} = 51,46Kn.m$$

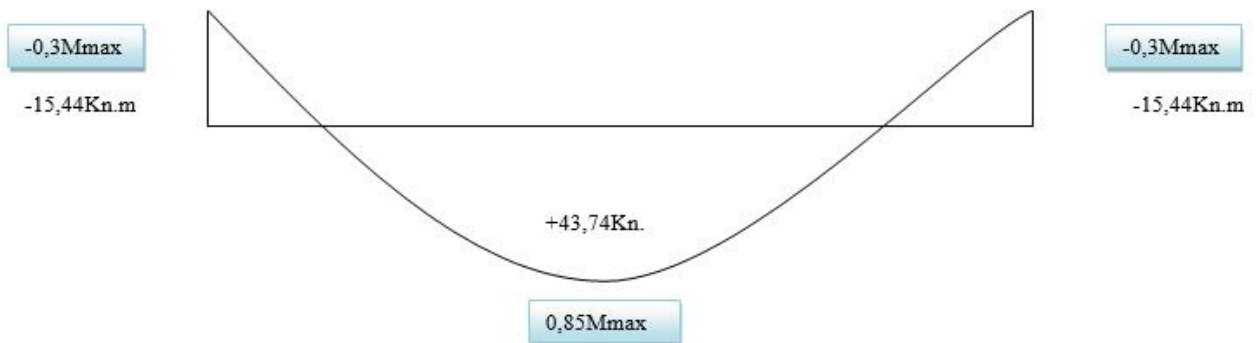


Figure V-7 - Diagramme De Moment En ELS Des Paliers

2-ELU :

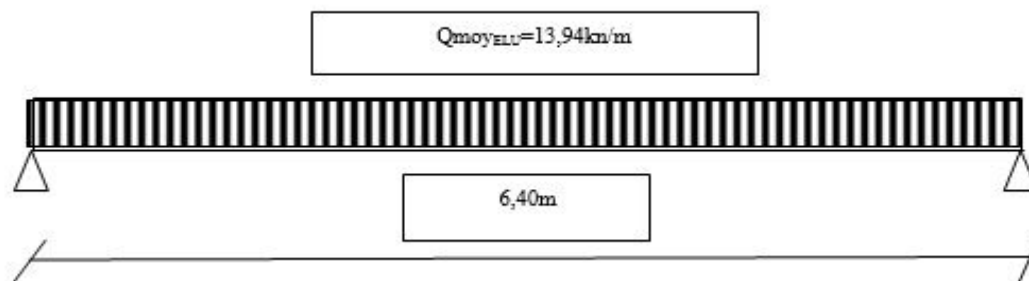


Figure V-8 - Diagramme De Charge En ELU Des Paliers

1/Effort Tranchant (T) :

$$T_{ELU} = \frac{13,94 \times 6,40}{2} = 44,61 Kn$$

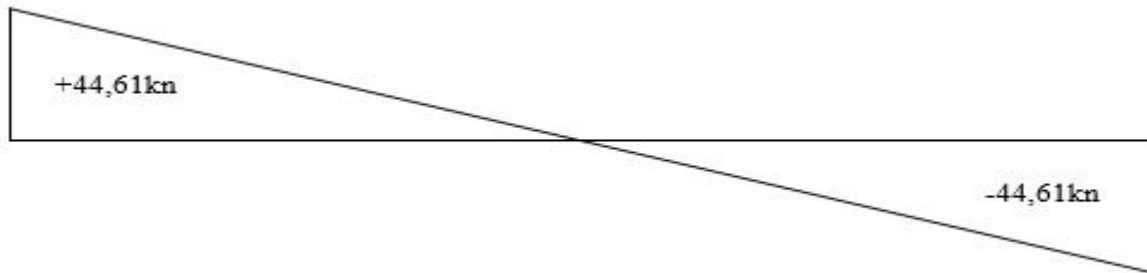


Figure V-9 - Diagramme D'effort Tranchant En ELU Des Paliers

2/Moment Fléchissant (M) :

$$M \max_{ELU} = \frac{13,94 \times 6,40^2}{8} = 71,37 Kn.m$$

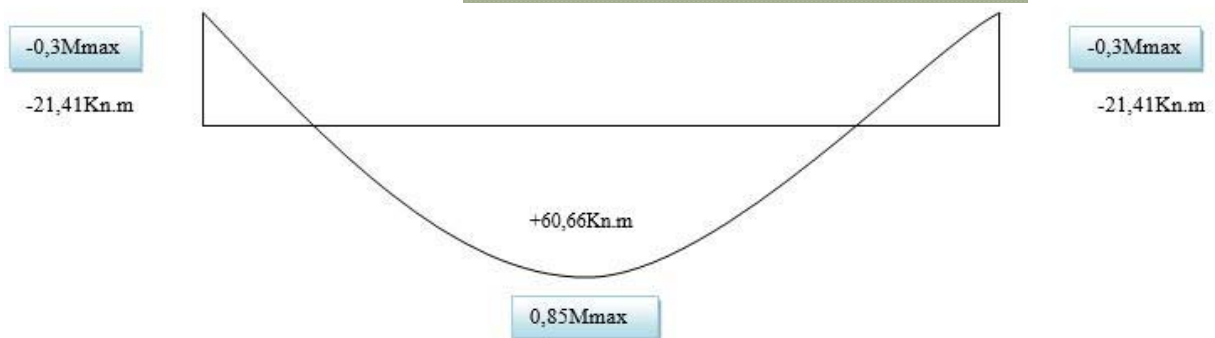


Figure V-10 - Diagramme De Moment En ELU Des Paliers

Calcul de ferrailage :

a. E.L.U

a.1 En travée :

$$\mu = \frac{60,66 \times 10^3}{100 \times (14,6)^2 \times 17} = 0,17 < \mu l = 0,372 \text{ (acier FeE500)}$$

Donc (A') n'existe pas = 0

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,23 \quad ; \quad \beta = 1 - 0,40\alpha = 0,91$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 MPa$$

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{60,66 \times 10^3}{0,91 \times 14,6 \times 435} = 10,52 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,61 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 10,52 \text{ cm}^2$$

Choix : 6T14 = 10,61 cm

T14 → e = 16,6 cm ≤ min [3h ; 33cm] = min [36 ; 33] cm = 33cm → condition vérifiée.

Armatures de répartition :

$$A_{\text{rep}} = \frac{A}{4} = \frac{10,61}{4} = 2,65 \text{ cm}^2$$

Ar : 3T12 → Ar = 3,39 cm² / ml

e = 25cm ≤ min [4h ; 45cm] = min [48 ; 45] cm = 45 cm → condition vérifiée.

a.2 En appui :

$$\mu = \frac{21,41 \times 10^3}{100 \times (14,6)^2 \times 17} = 0,059 < \mu l (\text{acier FeE500})$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,077 \quad \beta = 1 - 0,40\alpha = 0,97$$

$$A_{\text{CAL}} = 3,48 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{MIN}} = 1,61 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 3,48 \text{ cm}^2$$

Choix : 4T12 = 4,52 cm ⇒ esp = 25cm

$$A_{\text{rep}} = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Ar : 3T12 → Ar = 3,39 cm²/ml

Esp = 33cm.

b. E.L.S :

*Fissuration peu nuisible

*Flexion simple

*Section rectangulaire
FE500

$$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

b.1 En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,39 \Rightarrow \Rightarrow \Rightarrow \alpha = 0,495 < 15 \Leftrightarrow \text{condition...vérifier}$$

b.2 En appui :

$$\gamma = \frac{M_{ser}}{M_{elu}} = 0,72 \Rightarrow \Rightarrow \Rightarrow \alpha = 0,16 < 0,495 \Leftrightarrow \text{condition...vérifier}$$

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

➤ **Vérification les efforts tranchants :**

$$T_{max} = \frac{qu \cdot \ell}{2} = 44,61 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = 0,31 \text{ KN}$$

$$\tau_\ell = \min \left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 4 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,31 \text{ MPa} \leq \tau_\ell = 4 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée .}$$

➤ Remarque : Les marches se ferrailent constructivement avec T10 et Ø8.

Étude de la poutre palière :

Dimensionnement :

Selon le CBA93, le critère de rigidité est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \Leftrightarrow \frac{360}{15} \leq h_t \leq \frac{360}{10} \Rightarrow \text{on prend } h_t = 35 \text{ cm} \\ 0,4h_t \leq b \leq 0,8h_t \Rightarrow \text{on prend } b = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

1. Vérification des conditions RPA99 (version 2003) :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h_t \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \end{array} \right. \Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{35}{30} = 1,17 < 4 \dots\dots\dots \text{condion .vérifiée} \end{array} \right.$$

Poutre palière :

Poutre palière (ELS) :

Poids propre : $0,3 \times 0,35 \times 30 = 3,15 \text{ Kn / m}$

Mur Brique : $1,35 \times 0,25 \times 15 = 5,06 \text{ Kn / m}$

Crépissage : $1,35 \times 0,01 \times 2 \times 20 = 0,54Kn / m$

Réaction du palier ELU : $\frac{21,1}{3,2} = 6,59Kn / m$

$$q_s = 15,34Kn / m$$

Poutre palière (ELU) :

$$8,75 \times 1,35 = 11,81Kn / m$$

Réaction du palier ELU : $\frac{21,1}{3,2} = 6,59Kn / m$

$$q_u = 18,40Kn / m$$

Poutre palière (ELU) :

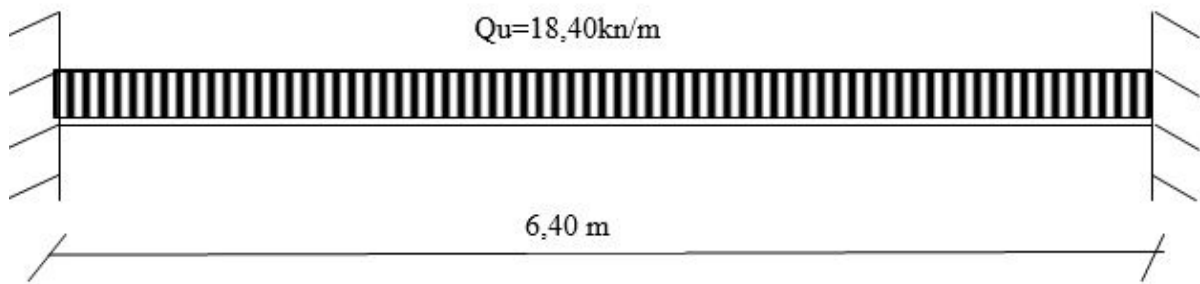


Figure V-11 – Diagramme Du Charge Due Sur La Poutre Palière En ELU

1/Effort Tranchant (T) :

$$T_{ELU} = \frac{18,40 \times 6,40}{2} = 58,88Kn$$

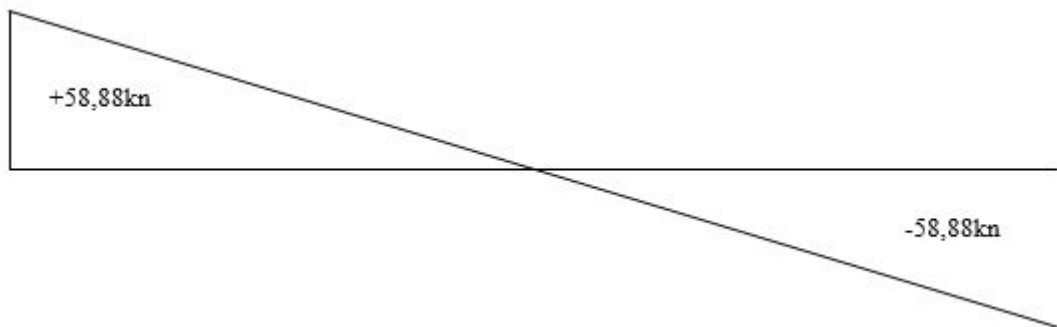


Figure V-12- Diagramme D'efforts tranchant De La Poutre Palière En ELU

2/Moment Fléchissant (M) :

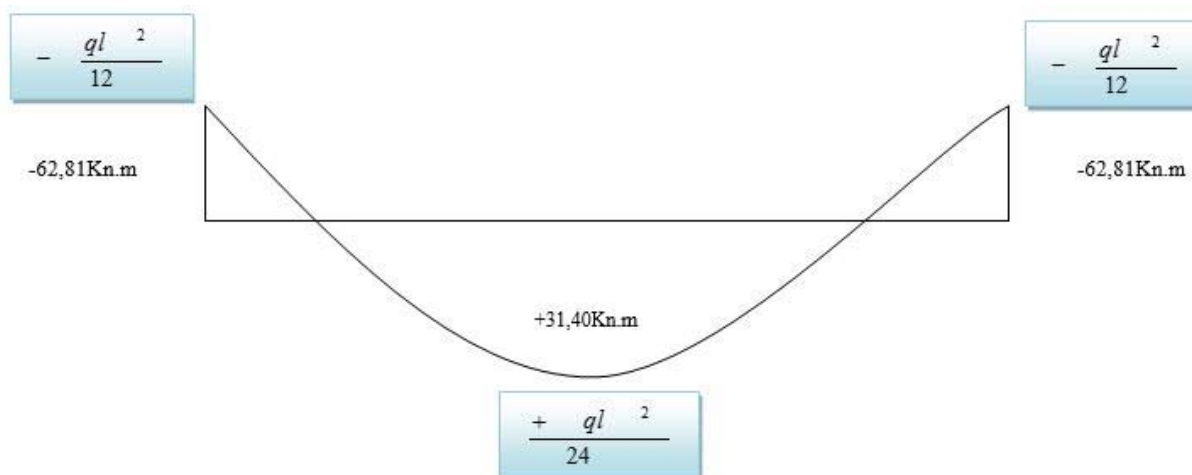


Figure V-13 - Diagramme De Moment Du Poutre Palière En ELU

Poutre palière (ELS) :

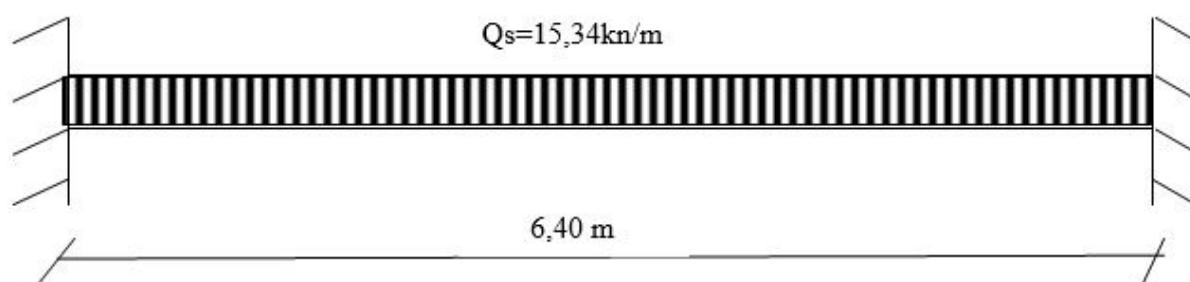


Figure V-14 - Diagramme Du Charge Due Sur La Poutre Palière En ELS

1/Effort Tranchant (T) :

$$T_{ELS} = \frac{15,34 \times 6,40}{2} = 49,09 \text{ Kn}$$

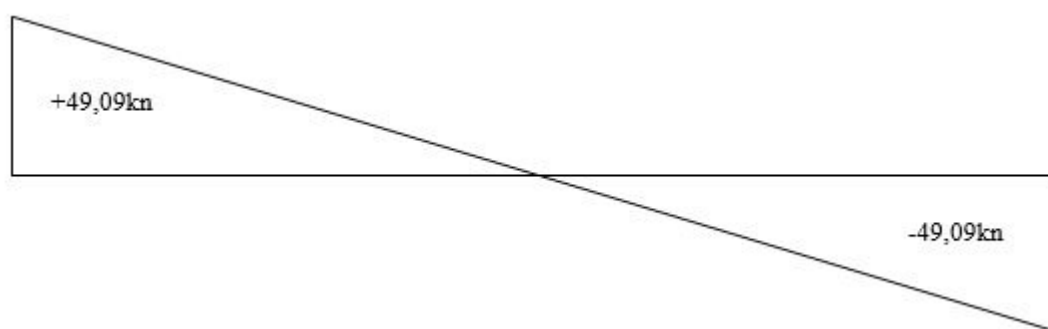


Figure V-15 - Diagramme D'efforts tranchant De La Poutre Palière En ELS

2/Moment Fléchissent (M) :

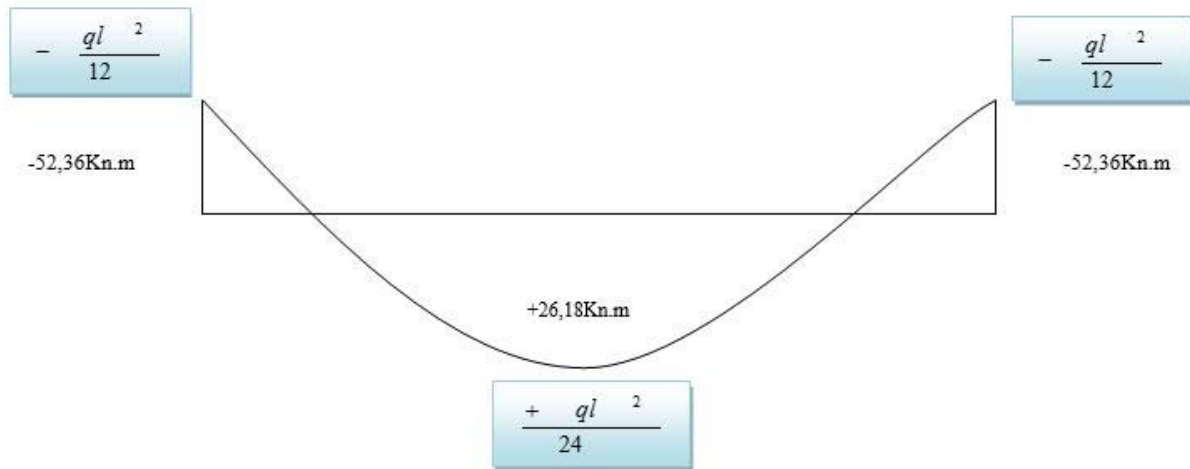


Figure V-16 - Diagramme De Moment Du Poutre Palière En ELS

Ferraillage :

$$M_{travée_{MAX}} = 31,40 Kn.m$$

$$M_{appui_{MAX}} = 62,81 Kn.m$$

$$T_{MAX} = 58,88 Kn.m$$

Une poutre palière bi-encadrée sur les poteaux raidis par le palier de repos qui est en dalle pleine.

Le calcul d'une poutre bi encadrée sous l'effet de la torsion revient au calcul d'une poutre dont l'effort tranchant est augmenté par la torsion.

Cette torsion ne génère jamais des désordres si le ferraillage vis à vis de l'effort tranchant est vérifié.

En travée :

$$\mu = \frac{31,40 \times 10^3}{30 \times (31)^2 \times 17} = 0,064 < \mu(acier FeE500)$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,08 \quad ; \quad \beta = 1 - 0,40\alpha = 0,97$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 MPa$$

$$A = \frac{M_t^{max}}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{31,40 \times 10^3}{0,97 \times 31 \times 435} = 2,41 cm^2 \Rightarrow 4T12$$

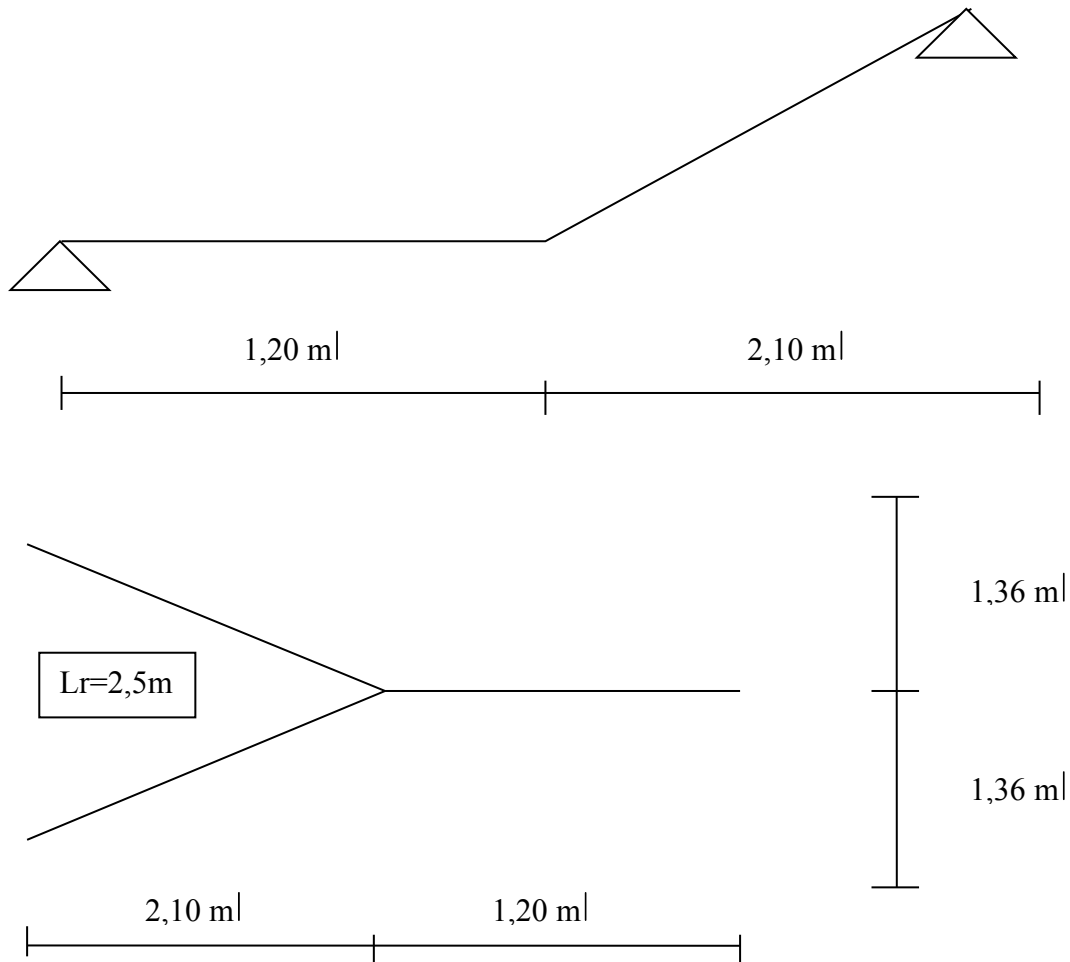
En appui :

$$\mu = \frac{62,81 \times 10^3}{30 \times (31)^2 \times 17} = 0,128 < \mu(acier FeE500)$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,93$$

$$A = \frac{Ma^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{62,81 \times 10^3}{0,93 \times 31 \times 435} = 5,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow 6T12$$

2^{ème} type :



Notations:

$(n-1)$: Nombre de marches

n : Largeur de contre marches

g : Largeur de la marche (giron)

H : hauteur entre les faces supérieures de deux paliers successifs

L : Portée en plan de la volée

h : hauteur de la marche.

D'après la formule de BLONDEL, le tracé de l'escalier est correct si :

$$g + 2h = m \quad \text{avec} \quad 59 \leq m \leq 66$$

Pour un bâtiment d'habitation et commercial, on a $m = 64\text{cm}$.

$$h = \frac{H}{n} \quad \text{et} \quad g = \frac{L}{n-1}$$

Pour déterminer n ; on doit résoudre l'équation suivante

$$64n^2 - n(64 + 2 \times H + L) + 2 \times H = 0$$

$$64n^2 - n(64 + 2 \times 136 + 210) + 2 \times 136 = 0$$

$$64n^2 - 546n + 272 = 0$$

$$X1 = 0,53$$

$$X2 = 8$$

$$\Rightarrow n = 8$$

$$\Rightarrow h = \frac{136}{8} = 17\text{cm.}$$

$$g = \frac{210}{8-1} = 30\text{cm}$$

a) L'angle d'inclinaison :

$$\cos \alpha = \frac{g}{\sqrt{g^2+h^2}} = \frac{30}{\sqrt{30^2+17^2}} = 0,87 \Rightarrow \alpha = 29,53^\circ$$

b) L'épaisseur de la paillasse :

$$\frac{L}{30\cos\alpha} \leq ep \leq \frac{L}{20\cos\alpha} \Rightarrow 8,05 \leq ep \leq 10,50$$

Nous prenons $\leftarrow \rightarrow ep = 10\text{cm}$

Calcul des sollicitations :

Paillasse :

- E.L.U.R : $q_u = 1.[1,35G + 1,5P] = 1,35 \times 9,14 + 1,5 \times 2,5 = 16,09 \text{ kn/m}$.
- E.L.S : $q_u = 1.[G + P] = 9,14 + 2,5 = 11,64 \text{ kn/m}$.

Palier :

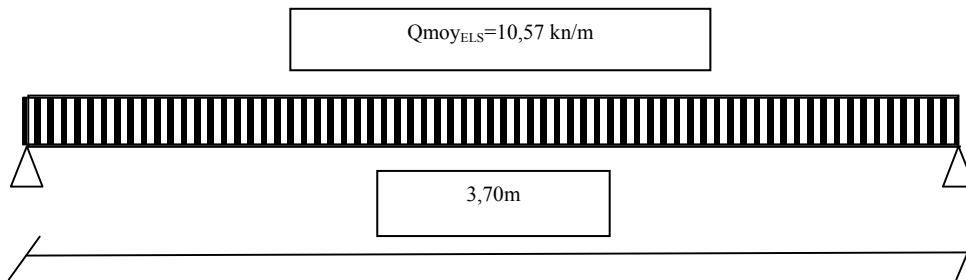
- E.L.U.R : $q_u = 1.[1,35G + 1,5P] = 1,35 \times 5,86 + 1,5 \times 2,5 = 11,66 \text{ kn/m}$.
- E.L.S : $q_u = 1.[G + P] = 5,86 + 2,5 = 8,36 \text{ kn/m}$.

$$Q_{moy\ ELS} = \frac{8,36 \times 1,20 + 11,64 \times 2,50}{3,7} = 10,57 \text{ KN / m}$$

$$Q_{moy_{ELU}} = \frac{11,66 \times 1,20 + 16,09 \times 2,50}{3,7} = 14,65 \text{ KN / m}$$

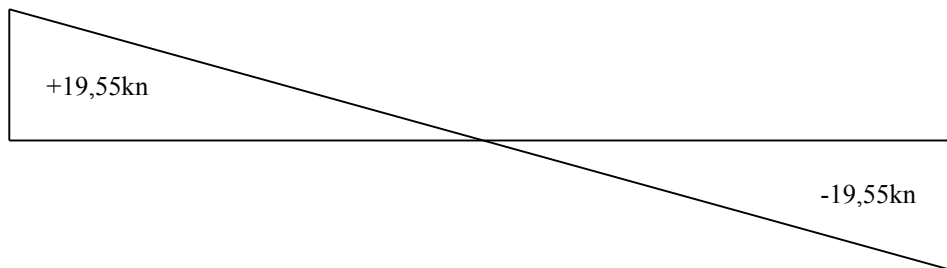
Diagrammes de M, T en ELS et en ELU :

1-ELS :



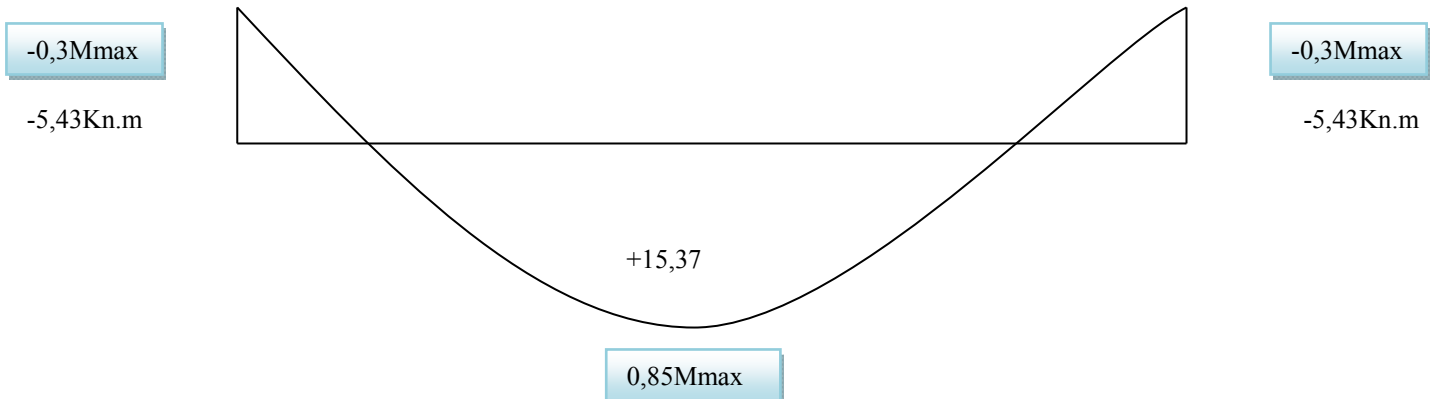
1/Effort Tranchant (T) :

$$T_{ELS} = \frac{10,57 \times 3,70}{2} = 19,55 \text{ Kn}$$

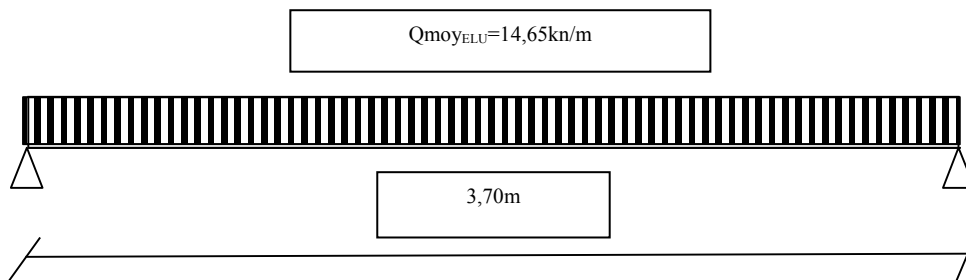


2/Moment Fléchissant (M) :

$$M \max_{ELS} = \frac{10,57 \times 3,70^2}{8} = 18,09 \text{ Kn.m}$$

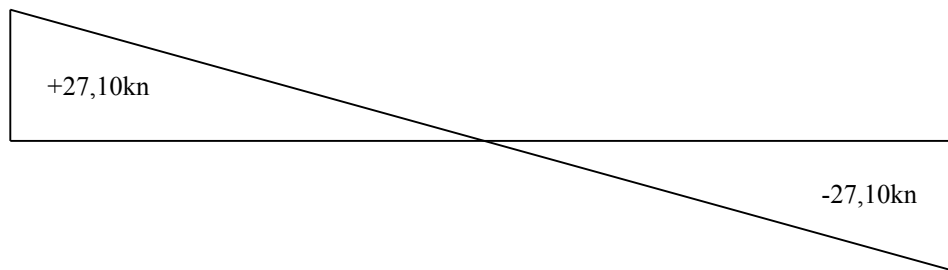


2-ELU :



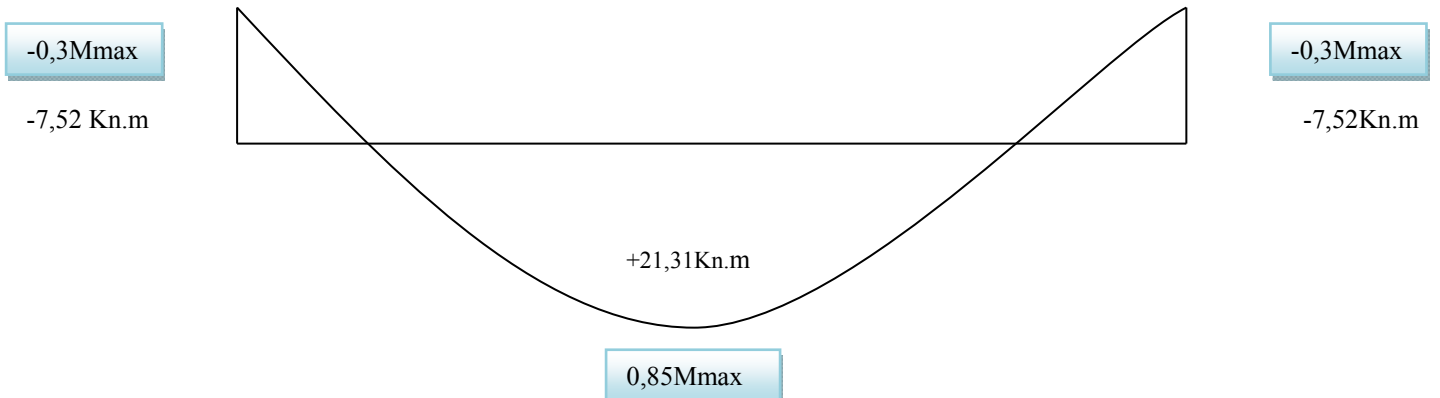
1/Effort Tranchant (T) :

$$T_{ELU} = \frac{14,65 \times 3,70}{2} = 27,10 \text{ Kn}$$



2/Moment Fléchissant (M) :

$$M_{\max ELU} = \frac{14,65 \times 3,70^2}{8} = 25,07 \text{ Kn.m}$$



Calcul de ferrailage :**a. E.L.U****a.1 En travée :**

$$\mu = \frac{21,31 \times 10^3}{100 \times (9)^2 \times 17} = 0,155 < \mu l(\text{acier } FeE500)$$

Donc (A') n'existe pas = 0

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,21 \quad ; \quad \beta = 1 - 0,40\alpha = 0,92$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{MPa}$$

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta.d.\sigma_s} = \frac{21,31 \times 10^3}{0,92 \times 9 \times 435} = 5,92 \text{cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 1,61 \text{cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 5,92 \text{cm}^2$$

Choix : 6T12 = 6,79cm

T14 → e = 16,6 cm ≤ min [3h ; 33cm] = min [36 ; 33] cm = 33cm → condition vérifiée.

Armatures de répartition :

$$A_{\text{rep}} = \frac{A}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,7 \text{cm}^2$$

Ar : 3T10 → Ar = 2,36cm² / ml

e = 25cm ≤ min [4h ; 45cm] = min [48 ; 45] cm = 45 cm → condition vérifiée.

a.2 En appui :

$$\mu = \frac{7,52 \times 10^3}{100 \times (9)^2 \times 17} = 0,055 < \mu l(\text{acier } FeE500)$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,07 \quad \beta = 1 - 0,40\alpha = 0,97$$

$$A_{\text{CAL}} = 1,98 \text{cm}^2$$

$$A_{\text{MIN}} = 1,61 \text{cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 1,98 \text{cm}^2$$

Choix : 4T10 = 3,14cm \Rightarrow esp = 25cm

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,79cm^2$$

Ar : 3T10 \rightarrow Ar = 2,36 cm²/ml

Esp = 33cm.

b. E.L.S :

<p>*Fissuration peu nuisible</p> <p>*Flexion simple</p> <p>*Section rectangulaire FE500</p>	}	$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$
--	---	--

b.1 En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,39 \Rightarrow \Rightarrow \Rightarrow \alpha = 0,495 < 15 \Leftrightarrow \text{condition...vérifier}$$

b.2 En appui :

$$\gamma = \frac{M_{ser}}{M_{elu}} = 0,72 \Rightarrow \Rightarrow \Rightarrow \alpha = 0,16 < 0,495 \Leftrightarrow \text{condition...vérifier}$$

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

➤ **Vérification les efforts tranchants :**

$$T_{max} = \frac{qu \cdot \ell}{2} = 27,10 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = 0,30 \text{ KN}$$

$$\tau_\ell = \min \left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 4 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,30 \text{ MPa} \leq \tau_\ell = 4 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée .}$$

➤ Remarque : Les marches se ferrailent constructivement avec T10 et Ø8.

Chapitre VI:

Etude sismique

ETUDE SISMIQUE

1. Introduction :

Le séisme ou le tremblement de terre correspond à une vibration du sol provoquée par une libération de l'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre.

C'est un phénomène imprévisible, qui provoque plusieurs catastrophes (destruction des ouvrages, nombreuse perte de vies humaines). De ce fait, le comportement des constructions sous action dynamique est devenu un chapitre indispensable dans l'étude de n'importe quelle structure.

Le calcul sismique dans notre étude sera effectué dans le cadre du règlement parasismique algérien (**RPA99**).

2). Méthode de calcul :

Selon l'article **4.1.1** de **RPA99**, les forces sismiques peuvent être déterminées par deux méthodes :

- Méthode statique équivalente ;
- Méthode dynamique modale spectrale.

2-1-Méthode statique équivalente :**a. Principe de la méthode :**

Selon cette méthode les forces réelles dynamiques développées dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives appliquées successivement suivant deux directions orthogonales et ayant des effets équivalents à ceux des forces réelles.

b. conditions d'application :

Cette méthode peut être utilisée dans les conditions suivantes :

b-1) Régularité en plan :

- ✓ Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales.
- ✓ A chaque niveau la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique.

- ✓ La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.
- ✓ Le rapport longueur / largeur du plancher est inférieur à 4.
- ✓ Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis-à-vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformable dans leur plan.

Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

b-2) Régularité en élévation :

- ✓ Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.
- ✓ Les raideurs et masses des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement de la base au sommet du bâtiment.
- ✓ La variation de dimension en plan entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20%. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1.5 fois la plus petite dimension.

c -vérification des conditions d'application :

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable, puisque notre bâtiment ne vérifie pas toutes les conditions de **l'article 4.1.2** ; d'où la méthode utilisable c'est la méthode d'analyse modale spectrale. **[RPA99/4.1.3]**

-Modélisation :

Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel encasté à la base, où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degrés de liberté (deux translations horizontales et, une rotation d'axe vertical). **[RPA99/4.3.2]**

Détermination des charges :

Pour notre cas, on a trois types de charges :

- **Charges permanentes : G**

Contient le poids total de la structure et la charge permanente distribuée par les planchers aux poutres principales et secondaire ainsi que la Poussée des terres pour les voiles périphériques du sous-sol.

➤ **Charges d'exploitation : Q**

Les charges d'exploitation distribuée par les planchers aux poutres.

➤ **Les forces sismiques : E**

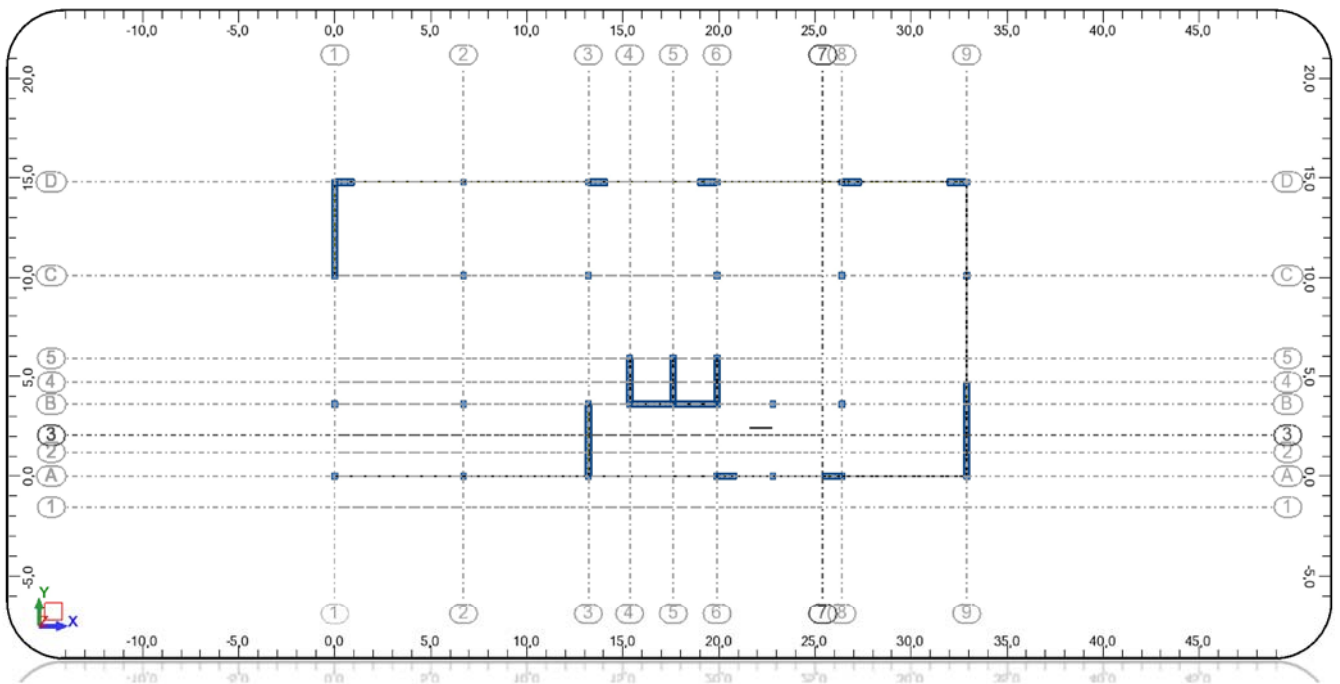
Contient les masses concentrées au centre de gravité de chaque niveau et le spectre de réponse dans les trois sens (X, Y et Z).

➤ **Les combinaisons des charges**

- 1) 1.35G + 1.5Q
- 2) G + Q
- 3) 0.8G + E
- 4) 0.8G - E
- 5) G + Q + E
- 6) G + Q - E

Disposition des Voiles:

Figure – VI-1 - Disposition Des Voiles



-Évaluation de la force sismique :

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la

$$\text{formule : } V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

A : coefficient de la zone (tableau 4 -1 de RPA 99).

D : facteur d'amplification dynamique.

Q : facteur de qualité (tableau 4 – 4 de RPA 99).

R : coefficient de comportement (tableau 4 –3 de RPA 99).

W : poids total de la structure.

3-Calcul de la force sismique :

3-1) Coefficient d'accélération de la zone A :

A : donné par le **tableau 4 -1** du RPA 99 suivant la zone et le groupe d'usage du bâtiment.

La zone d'implantation de notre structure est Oran classée comme zone IIa dans La carte sismique

- Zone IIa
- Groupe d'usage AB

Donc : $A=0,20$

3-2) Coefficient de comportement R :

D'après le **tableau 4-3** de RPA, l'évaluation du coefficient de comportement R est :
Suivant la description du système de contreventement. On a (Mixte Portique/voiles avec interaction) donc $R=5$

3-3) Facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule $Q = 1 + \sum_1^i Pq$

Pq : est-il pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non, sa valeur est donnée par le tableau 4,4

1-Sens XX :

$$Pq = 0,05 + 0,05 + 0,1 = 0,2 \Rightarrow Q = 1 + 0,2 = 1,2$$

2-Sens YY :

$$Pq = 0,05 + 0,05 + 0,1 = 0,2 \Rightarrow Q = 1 + 0,2 = 1,2$$

Pourcentage d'amortissement critique ξ :

$\xi=7\%$ portiques en béton armé (remplissage dense)

Facteur de correction d'amortissement η :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{\xi + 2}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{7 + 2}} = 0,88 > 0,7$$

Période fondamentale de la structure :

Selon le RPA99, la formule de la période fondamentale est :

T : la valeur de la période fondamentale de la structure.

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

$$h_N = 52,76 \text{ m}$$

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage ($C_T=0,05$ contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé). [RPA99/Tableau 4.6]

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

$$D_x = 32,90 \text{ m}$$

$$D_y = 14,80 \text{ m}$$

$$T = \min \begin{cases} C_T h_N^{3/4} = 1,53 \text{ s} \\ 0,09 h_N / \sqrt{D_x} = 0,88 \text{ s} \Rightarrow T = 0,88 \text{ s} \\ 0,09 h_N / \sqrt{D_y} = 1,31 \end{cases}$$

$$T_{rpa} = C_T (h_N)^{3/4} = 0,05(52,76)^{3/4} = 1,53 \text{ sec} \Rightarrow (\text{formule 4.6 RPA99/V2003})$$

Le facteur D :

$$D = \begin{cases} 2,5 \times \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ sec} \\ 2,5\eta \times \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3 \text{ sec} \end{cases}$$

Avec :

T₂: Période caractéristique associée à la catégorie du site donnée par le **tableau 4-7**

(R.P.A. 99) (T₂=0,4s : S2)

Tableau VI-1 - La Somme Des Charges G Et Q Totale De La Structure

Cas 2	G					
Somme totale	-0,00	-0,00	52531,12	-118,20	-30,34	-0,87
Somme réaction	-0,00	-0,00	52531,12	402302,07	-895682,02	0,27
Somme efforts	0,0	0,0	-52531,12	-402301,99	895682,04	0,0
Vérification	-0,00	-0,00	0,00	0,08	0,02	0,27
Précision	4,49658e-05	8,07772e-14				
Cas 3	Q					
Somme totale	-0,00	-0,00	15257,32	-28,26	-12,38	-0,24
Somme réaction	-0,00	-0,00	15257,32	110025,99	-259036,41	0,07
Somme efforts	0,0	0,0	-15257,32	-110025,97	259036,41	0,0
Vérification	-0,00	-0,00	0,00	0,02	0,00	0,07
Précision	3,09321e-05	6,75256e-14				

$$\Rightarrow D_x = 2,5n(T_2 / T)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \cdot 0,88 \left(\frac{0,4}{0,88}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,00$$

$$\Rightarrow D_y = 2,5n(T_2 / T)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \cdot 0,88 \left(\frac{0,4}{1,31}\right)^{\frac{2}{3}} = 0,82$$

Calcul de poids total de la structure W :

$$W = G + (0,2 \times Q) = 52531,12 + (0,2 \times 15257,32) \Rightarrow W = 55582,58KN$$

Tableau VI-8 - Les Valeurs De "V" Statique

sense	A	D	R	Q	W(kn)	V(kn)	0,8V(kn)
Transversal	0,2	1,00	5	1,20	55582,58	2667,96	2134,37
longitudinal	0,2	0,82	5	1,20	55582,58	2187,73	1750,18

$$V_{dyn} > 0,8 V_{stat}$$

Calcul de V_t :

$$V_{stx} = \frac{A.D_x.Q}{R}.W = \frac{0,20 \times 1,00 \times 1,20}{5,00} .55582,58 = 2667,96KN.$$

$$V_{sty} = \frac{A.D_y.Q}{R}.W = \frac{0,20 \times 0,82 \times 1,2}{5,00} .55582,58 = 2187,73KN.$$

V Dynamique :

1) EX :

Tableau VI-9 -Valeur "V" Dynamique Ex

Cas	5 - EX					
Mode CQC						
Somme totale	3058,17	1234,23	16873,48	775,07	381,46	23,17
Somme réactions	2192,01	298,63	0,00	6857,57	49429,17	21396,95
Somme efforts	2191,99	298,64	0,0	6857,80	49429,78	21397,57
Vérification	4384,00	597,27	0,00	13715,37	98858,95	42794,51
Précision	2,04518e-02	1,82078e-02				

$V_{dyn_x} = 2192,01KN > 0,8V_{stat_x} = 2134,37KN \Rightarrow C.V$

2) EY :

Tableau VI-10 -Valeur "V" Dynamique Ey

Cas	6 - EY					
Mode CQC						
Somme totale	1233,93	2381,75	19264,31	2283,26	143,88	21,43
Somme réactions	298,64	2156,84	0,00	46850,32	6581,65	40716,53
Somme efforts	298,64	2156,84	0,0	46851,92	6581,74	40716,46
Vérification	597,28	4313,68	0,00	93702,24	13163,38	81433,00
Précision	2,04515e-02	1,82078e-02				

Le RPA99/version2003 (article 4.3.4 -a) préconise de prendre en considération ce qui suit

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'excitation doit être :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Où 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 dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence

Importante des modes de torsion, les nombres minimaux de modes K à retenir doit être :

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T la période du mode K.

$$K \geq 3\sqrt{N} \Rightarrow T_K \leq 0,20s$$

Le tableau ci-dessous présente les périodes et les factures de participation massique modale :

Tableau VI-11 - Les Facteurs De Participation Massique Modale

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
4/ 1	0,70	1,43	3,96	59,65
4/ 2	0,76	1,31	59,50	64,27
4/ 3	0,89	1,12	70,28	64,28
4/ 4	2,60	0,38	81,34	65,13
4/ 5	2,88	0,35	82,41	79,52
4/ 6	3,59	0,28	83,34	80,17
4/ 7	5,41	0,18	88,36	80,24
4/ 8	6,76	0,15	88,56	86,22
4/ 9	8,23	0,12	90,34	87,02
4/ 10	8,68	0,12	92,25	87,07
4/ 11	11,36	0,09	93,85	87,60

Massique modale

On constate qu'il faut 12 modes pour attendre 90% de participation des masses modales

Exigée par le RPA 99 VERSION 2003 ART 4.3.4.a

1 Période fondamentale :

RPA99/Versions 2003 préconise (Art 4.2.4.4), qu'il faut que la valeur de T (dynamique) calculé par la méthode numérique (ROBOT), ne dépasse pas la valeur T'estimée par la méthode empirique appropriées de plus de 30 %

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir la valeur de :

$$T_{dyn_y} = 0,3sec$$

$$T_{dyn_x} = 0,15sec$$

Une période empirique :

$$T_y = 1,31 \text{ sec}$$

$$T_x = 0,87 \text{ sec}$$

Nous avons :

$$1,3 \times T_y = 1,70 \text{ sec} > T_{dyn_y} = 0,3$$

$$1,3 \times T_x = 1,13 \text{ sec} > T_{dyn_x} = 0,15$$

Condition..vérifr

2éme condition :

$$1,3 \times T_{empirique} = 1,53 \times 1,3 = 1,99 \text{ sec} > T_{numerique} = 1,43 \text{ sec}$$

Condition..vérifr

Tableau VI-12 - La Période Cumule

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]
4/ 1	0,70	1,43
4/ 2	0,76	1,31
4/ 3	0,89	1,12
4/ 4	2,60	0,38
4/ 5	2,88	0,35
4/ 6	3,59	0,28
4/ 7	5,41	0,18
4/ 8	6,76	0,15
4/ 9	8,23	0,12
4/ 10	8,88	0,12
4/ 11	11,36	0,09
4/ 12	11,98	0,08
4/ 13	12,54	0,08
4/ 14	12,71	0,08
4/ 15	13,14	0,08
4/ 16	13,31	0,08
4/ 17	13,90	0,07
4/ 18	14,33	0,07
4/ 19	14,55	0,07
4/ 20	15,24	0,07
4/ 21	15,65	0,06
4/ 22	15,86	0,06

Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes:(art 4.2.5RPA99)

$$V = Ft + \sum Fi$$

F_t : force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante :

$$Ft = 0,07 \times T \times V \Rightarrow T > 0,7 \text{ sec}$$

$$Ft = 0 \Rightarrow T \leq 0,7 \text{ sec}$$

Les forces F_i sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$Fi = \left[(V - Ft) \times Wi \times hi / \sum (Wi \times hi) \right]$$

Avec :

F_i : effort horizontal revenant au niveau « i »

h_i : niveau du plancher où s'exerce la force « i »

h_j : niveau d'un plancher quelconque.

$W_i ; W_j$: poids revenant au plancher « i ; j »

Distribution horizontale de l'effort sismique

L'effort tranchant au niveau de l'étage k est donné par la formule :

$$V_k = Ft + \sum_{i=k}^n Fi$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Sens longitudinal :

Tableau VI-13 -Les Forces Total, Force Sur Poteaux, Force Sur Voile (EY)

Cas/Etage	FY [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FY sur les voiles [kN]
9 (C) (CQC)/ 1	592,09	93,77	498,32
9 (C) (CQC)/ 2	589,81	34,06	555,75
9 (C) (CQC)/ 3	584,20	113,05	471,14
9 (C) (CQC)/ 4	575,04	300,57	274,48
9 (C) (CQC)/ 5	560,92	86,53	474,38
9 (C) (CQC)/ 6	537,23	46,16	491,07
9 (C) (CQC)/ 7	508,00	107,27	400,73
9 (C) (CQC)/ 8	478,68	177,50	301,18
9 (C) (CQC)/ 9	449,12	156,66	292,45
9 (C) (CQC)/ 10	421,25	160,68	260,56
9 (C) (CQC)/ 11	395,26	176,43	218,83
9 (C) (CQC)/ 12	371,37	145,25	226,12
9 (C) (CQC)/ 13	347,84	158,50	189,33
9 (C) (CQC)/ 14	321,12	172,93	148,18
9 (C) (CQC)/ 15	288,70	117,86	170,84
9 (C) (CQC)/ 16	248,89	176,30	72,59
9 (C) (CQC)/ 17	193,40	187,50	5,91

Sens transversal :

Tableau VI-14 -Les Forces Total, Force Sur Poteaux, Force Sur Voile (EX)

Cas/Etage	FX [kN]	FX sur les poteaux [kN]	FX sur les voiles [kN]
9 (C) (CQC)/ 1	4496,60	164,09	4332,51
9 (C) (CQC)/ 2	4483,35	1907,73	2575,62
9 (C) (CQC)/ 3	4401,75	1532,96	2868,79
9 (C) (CQC)/ 4	4265,58	1752,65	2512,93
9 (C) (CQC)/ 5	4120,48	1439,70	2680,78
9 (C) (CQC)/ 6	3936,86	1350,36	2586,51
9 (C) (CQC)/ 7	3724,43	1513,49	2210,93
9 (C) (CQC)/ 8	3531,85	1578,23	1953,62
9 (C) (CQC)/ 9	3336,67	1326,45	2010,22
9 (C) (CQC)/ 10	3139,24	1382,63	1756,61
9 (C) (CQC)/ 11	2936,45	1401,32	1535,13
9 (C) (CQC)/ 12	2725,36	1063,04	1662,32
9 (C) (CQC)/ 13	2501,96	1090,75	1411,21
9 (C) (CQC)/ 14	2253,47	1053,88	1199,59
9 (C) (CQC)/ 15	1967,84	902,85	1064,98
9 (C) (CQC)/ 16	1636,13	864,45	771,68
9 (C) (CQC)/ 17	1215,14	776,38	438,75
9 (C) (CQC)/ 18	673,46	821,67	-148,21

Justification de l'interaction Contreventement Mixte :

Pour la justification de l'interaction, on doit vérifier :

- Que les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues Aux charges verticales
- Les sollicitations verticales totales de la structure : 106777,86kn
- Les sollicitations verticales reprises par les voiles : 41783,33kn

$$\frac{41783,33}{106777,86} = 0,39 \Rightarrow 39\% \Rightarrow \Rightarrow C..V$$

- l'effort tranchant des portiques doivent reprendre au moins 25% des charges verticales

$$\frac{41263,8}{106777,86} = 0,38 \Rightarrow 38\% \Rightarrow \Rightarrow C..V$$

Vérification des déplacements :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont Adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe **4.2.10**, **ne** doivent pas dépasser 1,0% De la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand Déplacement relatif peut être toléré

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \times \delta_{CK}$$

δ_{CK} : Déplacement dû aux forces sismique Fi

R : Coefficient de comportement = 5

Δ_K : Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Tableau VI-15 -Vérifications des déplacements

ΔEX [cm]	ΔEY [cm]	$\Delta EX*5$ [cm]	$\Delta EY*5$ [cm]	ΔEX [cm]2	ΔEY [cm]3	hj (cm)	0,01hj(cm)
0	0,1	0	0,5	0	0,1	272	2,72
0,4	0,2	2	1	0,4	0,1	272	2,72
0,8	0,5	4	2,5	0,4	0,3	272	2,72
1,4	0,9	7	4,5	0,6	0,4	272	2,72
2,5	1,9	12,5	9,5	1,1	1	408	4,08
3,8	3,2	19	16	2,4	2,3	408	4,08
4,6	4,2	23	21	0,8	1	306	3,06
5,5	5,4	27,5	27	0,9	1,2	306	3,06
6,5	6,6	32,5	33	1	1,2	306	3,06
7,4	7,8	37	39	0,9	1,2	306	3,06
8,3	9,1	41,5	45,5	0,9	1,3	306	3,06
9,2	10,4	46	52	0,9	1,3	306	3,06
10,1	11,7	50,5	58,5	0,9	1,3	306	3,06
10,9	13	54,5	65	0,8	1,3	306	3,06
11,6	14,2	58	71	0,7	1,2	306	3,06
12,3	15,5	61,5	77,5	0,7	1,3	306	3,06
13	16,7	65	83,5	0,7	1,2	306	3,06
13,6	17,9	68	89,5	0,6	1,2	306	3,06

$\Delta_1, \Delta_2, \dots, \Delta_{RDC}, \Delta_{SOU-SOL} \Rightarrow \Rightarrow \Rightarrow$ Sont - inf érieurs - a - $\Delta_{adm} = 1\%(3,06) = 0,0306m = 3,06cm$

Sens longitudinal :

Tableau VI-16 - Déplacement d UX

Cas/Etage	d UX
5/ 1	0,00
5/ 2	0,00
5/ 3	0,00
5/ 4	0,00
5/ 5	0,00
5/ 6	0,00
5/ 7	0,00
5/ 8	0,00
5/ 9	0,00
5/ 10	0,00
5/ 11	0,00
5/ 12	0,00
5/ 13	0,00
5/ 14	0,00
5/ 15	0,00
5/ 16	0,00
5/ 17	0,00

Sens transversal :

Tableau VI-17 - Déplacement d UY

Cas/Etage	d UY
6/ 1	0,00
6/ 2	0,00
6/ 3	0,00
6/ 4	0,00
6/ 5	0,00
6/ 6	0,00
6/ 7	0,00
6/ 8	0,00
6/ 9	0,00
6/ 10	0,00
6/ 11	0,00
6/ 12	0,00
6/ 13	0,00
6/ 14	0,00
6/ 15	0,00
6/ 16	0,00
6/ 17	0,00

Justification de l'effet P-Δ :

L'effet du second ordre (ou effet de P-Δ) peut être négligé lorsque la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : L'article 5.9 du RPA99/version2003 p40

$$\Phi = P_K \times \Delta_K / V_K \times h_K \leq 0,10$$

Avec :

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au-dessus de niveau « k »

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_K : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau « k-1 ».

h_K : Hauteur de l'étage k.

Sens longitudinal :

Tableau VI-18 - Justification P Delta Sens Longitudinal

G	Q	0,2Q	G+0,2Q=P(kn)	dr(UX)=Δ (cm)	F(X)=V (kn)	H (cm)	Ø
52531,12	15257,32	3051,464	55582,584	0	2191,99	272	0
51107,29	14471,9	2894,38	54001,67	0,3	2189,02	272	0,02720883
48088,19	13347,56	2669,512	50757,702	0,5	2144,88	272	0,04350108
45069,08	12223,22	2444,644	47513,724	0,6	2080,85	272	0,05036869
42048,65	11098,02	2219,604	44268,254	1,1	2020,82	408	0,05906052
38979,19	9935,87	1987,174	40966,364	1,3	1943,59	408	0,06715927
35836,69	8814,09	1762,818	37599,508	0,8	1846,78	306	0,05322744

32899,36	8064,65	1612,93	34512,29	0,9	1754,31	306	0,05786134
29919,32	7315,21	1463,042	31382,362	1	1657,42	306	0,06187734
26939,28	6565,77	1313,154	28252,434	0,9	1560,66	306	0,05324375
23936,29	5816,33	1163,266	25099,556	0,9	1461,35	306	0,05051646
20913,55	5066,89	1013,378	21926,928	0,9	1357,96	306	0,04749106
17933,51	4317,45	863,49	18797	0,9	1247,48	306	0,04431758
14953,47	3568,01	713,602	15667,072	0,8	1120,67	306	0,03654927
11973,43	2818,57	563,714	12537,144	0,8	975,12	306	0,03361314
9097,29	2069,13	413,826	9511,116	0,7	809,81	306	0,02686736
6064,41	1379,12	275,824	6340,234	0,7	600,51	306	0,02415248
3031,53	689,11	137,822	3169,352	0,6	337,47	306	0,01841472

$$\Phi \lll 0,10 \Rightarrow \Rightarrow \Rightarrow C.V$$

Sens transversal :

Tableau VI-19 -Justification P Delta Sens Transversal

G	Q	0,2Q	G+0,2Q=P (kn)	dr(UY)=Δ (cm)	F(Y)=V (kn)	H (cm)	∅
52531,12	15257,32	3051,464	55582,584	0,1	2156,84	272	0,0094744
51107,29	14471,9	2894,38	54001,67	0,1	2146,42	272	0,00924961
48088,19	13347,56	2669,512	50757,702	0,2	2093,02	272	0,01783157
45069,08	12223,22	2444,644	47513,724	0,5	2023,15	272	0,043171
42048,65	11098,02	2219,604	44268,254	1	1951,13	408	0,05560912
38979,19	9935,87	1987,174	40966,364	1,2	1875,3	408	0,06425068
35836,69	8814,09	1762,818	37599,508	1,1	1779	306	0,07597618
32899,36	8064,65	1612,93	34512,29	1,1	1680,5	306	0,07382552
29919,32	7315,21	1463,042	31382,362	1,2	1579,53	306	0,07791437
26939,28	6565,77	1313,154	28252,434	1,2	1486,35	306	0,07454089
23936,29	5816,33	1163,266	25099,556	1,3	1396,08	306	0,07637965
20913,55	5066,89	1013,378	21926,928	1,3	1306,18	306	0,07131759
17933,51	4317,45	863,49	18797	1,3	1218,76	306	0,06552277
14953,47	3568,01	713,602	15667,072	1,3	1119,22	306	0,0594695
11973,43	2818,57	563,714	12537,144	1,3	993,27	306	0,05362326
9097,29	2069,13	413,826	9511,116	1,2	847,45	306	0,04401262
6064,41	1379,12	275,824	6340,234	1,2	661,45	306	0,03758963
3031,53	689,11	137,822	3169,352	1,2	395,6	306	0,03141767

$$\Phi \lll 0,10 \Rightarrow \Rightarrow \Rightarrow C.V$$

Remarque :

Puisque le coefficient θ est inférieur à 0,10 donc l'effet P- Δ peut être négligé pour les deux sens

Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble :

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal est transversal) avec la relation suivante :

$$M_s / M_r \geq 1,5$$

Mr : moment de renversement provoqué par charges horizontal : $M_r = \sum F_i \times h_i$

Ms : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales : $M_s = W \times \frac{L}{2}$

Sens longitudinal :

$$M_s = W \times \frac{L}{2} = 5558258 \times \frac{32,90}{2} = 91433344 \text{ kn.m}$$

$$M_s / M_r = 10,80 \geq 1,5 \Rightarrow C.V$$

Tableau VI-20 - Vérification De L'équilibre D'ensemble Sens Longitudinal

Fx (kn)	H(m)	Fx*H (kn.m)
2191,99	2,72	5962,2128
2189,02	2,72	5954,1344
2144,88	2,72	5834,0736
2080,85	2,72	5659,912
2020,82	4,08	8244,9456
1943,59	4,08	7929,8472
1846,78	3,06	5651,1468
1754,31	3,06	5368,1886
1657,42	3,06	5071,7052
1560,66	3,06	4775,6196
1461,35	3,06	4471,731
1357,96	3,06	4155,3576
1247,48	3,06	3817,2888
1120,67	3,06	3429,2502
975,12	3,06	2983,8672
809,81	3,06	2478,0186
600,51	3,06	1837,5606
337,47	3,06	1032,6582
Mr	$\sum F_{ix} \cdot H_i$	84657,518

Sens transversal :

$$M_s = W \times \frac{L}{2} = 55582,58 \times \frac{14,80}{2} = 411311,092 \text{kn.m}$$

$$M_s / M_r = 4,90 \geq 1,5 \Rightarrow C.V$$

Tableau VI-21 -Vérification De L'équilibre D'ensemble Sens Transversal

Fy (kn)	H(m)	Fy*H (kn.m)
2156,84	2,72	5866,6048
2146,42	2,72	5838,2624
2093,02	2,72	5693,0144
2023,15	2,72	5502,968
1951,13	4,08	7960,6104
1875,3	4,08	7651,224
1779	3,06	5443,74
1680,5	3,06	5142,33
1579,53	3,06	4833,3618
1486,35	3,06	4548,231
1396,08	3,06	4272,0048
1306,18	3,06	3996,9108
1218,76	3,06	3729,4056
1119,22	3,06	3424,8132
993,27	3,06	3039,4062
847,45	3,06	2593,197
661,45	3,06	2024,037
395,6	3,06	1210,536
Mr	∑Fiy*Hi	82770,6574

La stabilité au renversement est alors vérifiée pour les deux sens.

Chapitre VII:

Etude de l'infrastructure

Etude de l'infrastructure

1 Introduction :

Les fondations sont des éléments de structure qui ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure et recevoir les actions ascendantes du sol afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage.

Suite à l'importance de l'effort normal agissant sur l'infrastructure, le type utilisé dans notre cas est un radier général.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels éventuels
- compense les irrégularités ou l'hétérogénéité du sol
- La facilité d'exécution
- le comportement global du bâtiment

2 Mode de fonctionnement du radier :

1- Le radier reçoit les actions ascendantes du sol.

2- Hypothèse de répartition uniforme : Elle exige une grande rigidité, donc de forte section avec armature dense.

Remarque :

Le radier est assimilé à un plancher renversé, appuyé sur les poteaux et les voiles.

Il sera calculé à la flexion simple avec les combinaisons d'action suivantes :

➤ Combinaison fondamentale

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELUR : } 1,35G+1,5Q \\ \text{ELS : } G+Q \end{array} \right.$$

Combinaison accidentelle

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right.$$

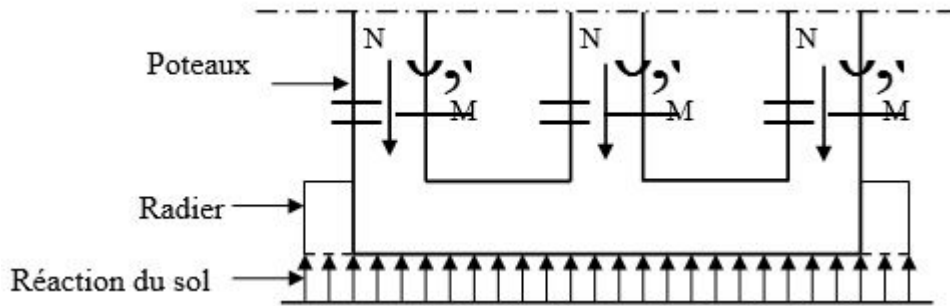


Figure VII-1 - Coupe De Radier Général

Pré dimensionnement du radier :**La hauteur totale du radier :**

Pour une meilleure répartition des contraintes sur poteaux le radier présentera un débord de 100cm de chaque côté qui facilitera ainsi le coffrage

La hauteur (h) du radier sera déterminée en tenant compte les conditions suivantes :

- ✓ Condition forfaitaire
- ✓ Condition de rigidité
- ✓ Condition de non cisaillement ;
- ✓ Condition de poinçonnement.

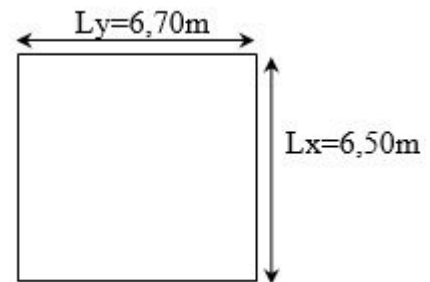


Figure VII-2 - Dimensions D'un anneau De Dalle Le Plus Défavorable.

Condition forfaitaire :

$$\frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5}$$

Avec :

L : la plus grande portée du panneau de dalle

Entre axes des poteaux.

$$L=6,70m \Rightarrow 83,75cm \leq h \leq 134cm$$

Condition de rigidité :

Pour qu'un plancher soit rigide, il faut que :

$$L \leq \frac{\pi}{2} L_e \quad \text{Avec : } (L_e) \text{ longueur élastique donnée par}$$

$$L_e = 4 \sqrt{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

K : coefficient d'élasticité du sol, $K=40\text{MN/m}^3$

E : module d'Young du béton $E = 3700 \sqrt[3]{30} \implies (E=1,1497 \times 10^4 \text{ Mpa})$

I : inertie du radier ($I = \frac{b \times h^3}{12}$)

b : largeur du radier.

Pour notre cas :

$L=6.70\text{m}$.

$$h \geq 3 \sqrt{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi} \right)^4}$$

$$h \geq 3 \sqrt{\frac{3 \times 40}{1,1497 \times 10^4} \left(\frac{2 \times 6,7}{\pi} \right)^4} \Rightarrow h \geq 1,51\text{m}$$

Condition de non cisaillement :

Nous devons vérifier que :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = 0.07 f_{c28} / \gamma_b = 1,4\text{Pa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{T^{\max}}{b \times 0.9h} \leq \overline{\tau_u}$$

τ_u : Contrainte tangentielle.

$\overline{\tau_u}$: Contrainte tangentielle admissible.

T^{\max} : Effort tranchant max.

$$T^{\max} = \max(T_x^{\max}; T_y^{\max})$$

On a $\frac{L_x}{L_y} = \frac{6,5}{6,7} = 0,97 \implies$ le panneau travaille suivant les deux directions.

Donc :

Pour les panneaux de dalle de forme régulière.

$$T_u^x = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{3L_y} \quad T_u^y = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{2 \times L_y + L_x}$$

Calcul q_u :

La surface du radier : $S = 422,57 \text{ m}^2$

Le poids de la superstructure :

$G = 44220,55 \text{ KN}$

$$q_u = 1.35 \frac{G}{S} + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \frac{44220,55}{422,57} + 1.5 \times 5 = 105 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$T_x = 234,5 \text{ KN}; \quad T_y = 173,21 \text{ KN}.$

$T^{\max} = 234,5 \text{ KN}.$

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq \frac{T^{\max}}{b \cdot 0,9 \cdot \tau_u} = \frac{234,5 \cdot 10^3}{100 \cdot 0,9 \cdot 1,4 \cdot 10^2} \Rightarrow h \geq 18,61 \text{ cm} \quad h \text{ radier} \geq \\ \frac{\text{Lgrande dimension du panneau}}{20} = \frac{670}{20} = 33,5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Condition de non poinçonnement :

$$N_u \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_c 28}{\gamma_b} \dots\dots\dots (1)$$

Avec :

U_c : périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier ;

h : épaisseur du radier ;

N_u : charge maximale appliquée par les poteaux sur le radier,

Calculée à l'E.L.U.R.

Pour notre structure, $N_{u \max} = 7750,68 \text{ KN}$ appliquée par

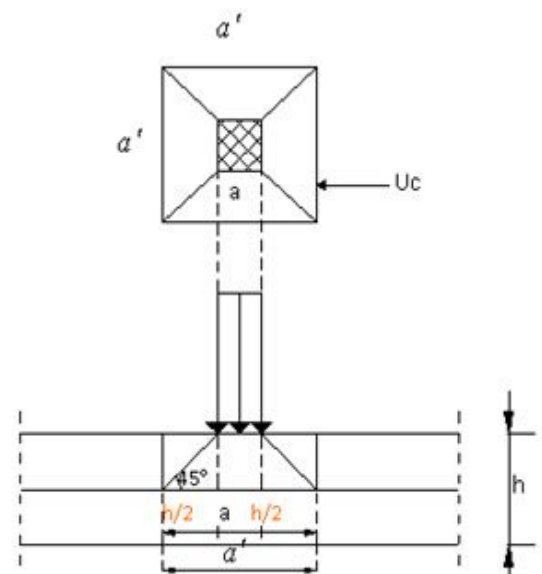


Figure VII-3 - Dimensionnement du feuillet moyen

un poteau

De section carré (50x110) cm

$$U_c = 4(a') \quad \text{Avec : } a' = a + h$$

$$U_c = 4(a+h) = 4(0.5+h) = 2+4h$$

L'inégalité (1) devient : $1500h + 3000h^2 - 7750,68 \geq 0 \Rightarrow h \geq 148\text{cm}$

Remarque : Pour satisfaire les quatre conditions, soit $h = 160\text{ cm}$

➤ **La hauteur des nervures :** h_n

$$h_n \geq \frac{L}{10} = \frac{670}{10} = 67.00\text{cm}$$

On prendra $h_n = 100.00\text{cm}$

➤ **Epaisseur de la dalle :**

$$e \geq \frac{L}{20} = \frac{670}{20} = 33,5\text{ cm}$$

On prendra $e = 60.00\text{ cm}$

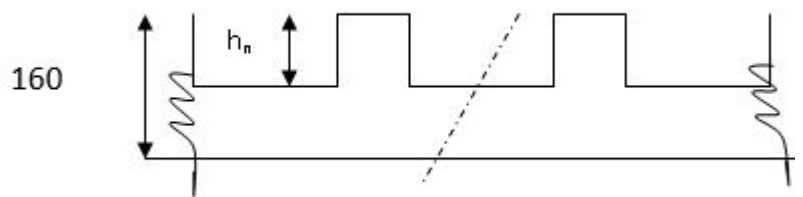


Figure VII-4 - Dimension du radier.

Pré dimensionnement des libages :

Les dimensions des libages doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$b_1 \leq \frac{Ly - b_0}{2} \quad \text{Et} \quad b_1 \leq \frac{Lx}{10}$$

$$b = 2b_1 + b_0$$

$Lx = 670\text{ cm}$; $Ly = 650\text{ cm}$.

Tableau VII-1 - Dimensionnement De Libage

	Poutres principales	Poutres secondaires
h (cm)	160	160
h ₀ (cm)	60	60
b ₀ (cm)	50	50
b ₁ (cm)	25	25
b (cm)	100	100

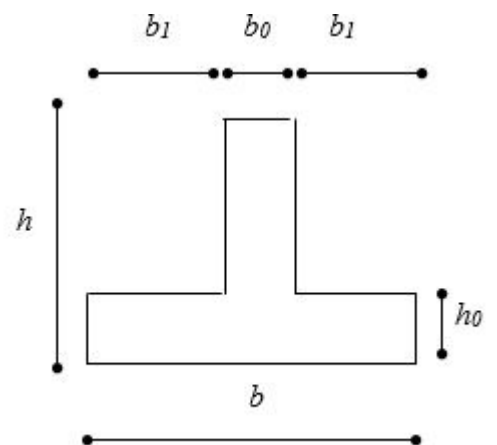


Figure VII-5 -Dimensionnement De Libage

Etude du radier :**Détermination des sollicitations :****➤ Caractéristiques du radier :**

$$h = 160 \text{ cm}, \quad e = 60 \text{ cm}, \quad h_n = 100 \text{ cm}$$

$$\text{Surface du radier } S = 570 \text{ m}^2$$

$$I_{xx} = 8887,91 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 439250,58 \text{ m}^4$$

Avec :

V_x, V_y : abscisse du centre de gravité du radier.

I_{xx}, I_{yy} : inerties du radier.

$$D \text{ (débord)} \geq \max(h / 2 ; 30 \text{ cm}) = 80 \text{ cm en prend}$$

Le poids du radier : Pr

$$\text{Poids du radier sans poutres : } P_1 = S \cdot e \cdot \gamma_b$$

$$\text{Poids des libages : } P_p = L(h - h_0) \cdot b_0 \cdot \gamma_b$$

Avec :

e : épaisseur du radier sans poutres ;

γ_b : Masse volumique du béton ;

L : somme des longueurs de tous les libages

$$\Rightarrow P_1 = 10260 \text{ KN.}$$

$$\Rightarrow P_p = 3486 \text{ KN.}$$

$$\Rightarrow Pr = P_1 + P_p = 13746 \text{ KN.}$$

Surcharges d'exploitation : Qr

$$Qr = 5 \times S$$

$$Qr = 5 \times 570 \Rightarrow Qr = 2850 \text{ KN.}$$

Combinaisons d'actions :

Combinaisons d'action :**1) Situations durable et transitoire :**

$$\mathbf{E.L.U} : \underbrace{(1,35G + 1,5P)}_{N_u^1} + \underbrace{(1,35 Pr + 1,5Q)}_{N_u^2}$$

$$N_u = N_u^1 + N_u^2$$

N_u^1 : La somme algébrique de toutes les réactions sur le radier (déduites du logiciel (**robot millénium**))

N_u^2 : Poids du radier en tenant compte des poutres et surcharge d'exploitation.

$$N_u = 146438,71 + (22832,1) = 169270,81 \text{ KN}$$

$$\mathbf{E.L.S} : (G + P) + (Pr + Q)$$

$$N_{ser} = 106777,86 + 16596 = 123373,86 \text{ KN}$$

Vérification des contraintes sous radier :

$$\sigma = \frac{N_{max} + N_{remblier}}{S} = \frac{177439,21}{570 \cdot 10^2} = 3,1 \text{ bar} < \overline{\sigma}_{sol} = 4 \text{ bars}$$

Ferraillage du Radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant des contraintes engendrées par le sol.

Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91.

Méthode de calcul :

$$\text{-Dans le sens de la petite portée : } M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 = 425,94 \text{ Kn.m}$$

$$\text{-Dans le sens de la grande portée : } M_y = \mu_y \cdot M_x = 396,97 \text{ kn.m}$$

Tel que :

$\mu_x ; \mu_y$: coefficient fonction de $\alpha = l_x / l_y$ (avec $l_x \leq l_y$)

(Voire cours béton armé BAEL91).

$$\mu_x = \frac{1}{8(1 + 2,4 \times \alpha^3)} \quad \mu_y = \alpha^3 (1,9 - 0,9\alpha)$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- Moment en travée : $(M_{tx} = 0,75. M_x ; M_{ty} = 0,75. M_y)$.
- Moment sur appuis : $(M_{ax} = 0,5. M_x ; M_{ay} = 0,5. M_y)$.

Le plus grand panneau est le panneau (6,7 x 6,5).

Evaluation des charges et surcharges :

Les valeurs des charges ultimes.

- ELU :

$q_u = 257 \text{ KN/m}^2$

- ELS :

$q_{ser} = 188 \text{ KN/m}^2$

Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se fera pour le panneau le plus sollicité ; qui est le panneau (6,7 × 6,5).

Détermination des efforts :

Les efforts à L'ELU :

Tableau VII-2 - Les Moments De La Dalle En ELU

L _x (m)	L _y (m)	α	Sens x				Sens y			
			μ _x	M _x KN.m	M _{tx} KN.m	M _{ax} KN.m	μ _y KN.m	M _y KN.m	M _{ty} KN.m	M _{ay} KN.m
6,5	6,7	0,97	0,0392	425,93	319,45	212,97	0,932	396,97	297,73	214,11

Les efforts à L'ELS:

Tableau 3 -Les Moments De La Dalle En ELS

L _x (m)	L _y (m)	α	Sens x				Sens y			
			μ _x	M _x KN.m	M _{tx} KN.m	M _{ax} KN.m	μ _y KN.m	M _y KN.m	M _{ty} KN.m	M _{ay} KN.m
6,5	6,7	0,77	0,0465	310,54	232,90	155,27	0,954	289,42	217,07	144,71

• Ferrailage :

a/ Sens x-x :

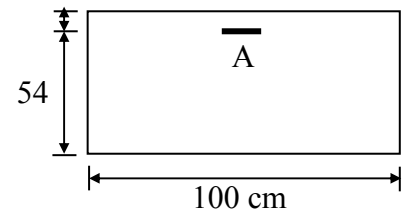
En travée :

E.L.U :

$$\mu = \frac{319,45 \times 10^3}{17 \times 100 \times 54^2} = 0,06 < \mu_{AB} \rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \sigma_s = 435 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\alpha = 0,077 \quad \beta = 0,97$$

$$A_u = \frac{319,45 \times 10^3}{435 \times 0,97 \times 54} = 14,02 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$



E.L.S:

$$\mu_1 = \frac{232,90 \times 10^3}{17 \times 100 \times 54^2} = 0,047 \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \alpha = 0,06 \quad \beta = 0,98 \end{cases}$$

$$A_{ser} = \frac{232,90 \times 10^3}{435 \cdot 54 \cdot 0,98} = 10,11 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 54 \times \frac{2,4}{500} = 6 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Armature finale

$$A = \max (14,02 ; 10,11 ; 6) \Rightarrow A = 14,02 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Choix : } 6\text{T}20 / \text{ml} \quad e = 15 \text{ cm}$$

B / Sens y-y :

En travée :

$$\text{E.L.U : } M_u = 297,73 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0,06 < \mu_{ab} \rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \sigma_s = 435 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0,06 \\ \beta = 0,97 \end{cases} \Rightarrow A_u = \frac{297,73 \times 10^3}{435 \times 0,97 \times 54} = 13,07 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

E.L.S:

$$M_{ser} = 217,07 \text{ KN.m}$$

$$\mu_1 = \frac{217,07 \times 10^3}{17 \times 100 \times 54^2} = 0,0438 \Rightarrow \{A' = 0$$

$$A_{ser} = \frac{217,07 \cdot 10^3}{435 \cdot 54 \cdot 0,98} = 9,45 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 54 \times \frac{2,4}{500} = 6 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Armature finale

$$A = \max (13,07 ; 9,45 ; 6) \Rightarrow A = 13,07 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix : 5T20 /ml e = 20 cm

Ferraillage des libages :**Charge équivalente :**

Pour faciliter le calcul des poutres, on remplace les charges triangulaires et trapézoïdales par des charges équivalentes uniformes (par unité de longueur). Ces dernières sont obtenues en égalisant les sollicitations maximales (M, T) provoquées par le chargement réel et celles données par une charge désignée par (q équivalente)

Calcul des sollicitations :

a)-Libage principale : D'après les résultats de logiciel utiliser (ROBOT) les moments :

➤ E.L.U :

$$\text{En travée} : M_u = 2028,28 \text{ Kn} \longrightarrow A = 32,44 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appui} : M_u = 2830,02 \text{ Kn} \longrightarrow A = 49,65 \text{ cm}^2$$

➤ **E.L.S:**

En travée : $M_{ser}=1478,73\text{Kn} \longrightarrow A = 24,69\text{cm}^2$

En appui: $M_{ser} = 2063,25\text{Kn} \longrightarrow A = 35,13\text{cm}^2$

Libage secondaires :➤ **E.L.U :**

En travée : $M_u = 1988,47\text{Kn} \longrightarrow A = 33,77\text{cm}^2$

En appui : $M_u = 2450,19\text{Kn} \longrightarrow A = 42,29\text{cm}^2$

➤ **E.L.S:**

En travée : $M_u = 1449,75\text{Kn} \longrightarrow A = 24,18\text{cm}^2$

En appui : $M = 1786,39\text{Kn} \longrightarrow A = 30,13\text{cm}^2$

Armature minimale selon BAEL91 :

$$A_{\min} = 0.23 \times 50 \times 144 \times \frac{2,4}{500} = 7,94\text{cm}^2 .-$$

Armature minimale du RPA99 :

$$A_{\min} = 0.5\% \times 50 \times 160 = 40\text{cm}^2 .$$

Armature maximale du RPA99 :

$$A_{\max} = 4 \times \frac{50 \times 160}{100} = 320\text{cm}^2 .$$

Armature de peau :

Nous avons choisis : 2T12

Vérification à l'effort tranchant :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,15 f_{c28} / \gamma_b ; 4\text{MPa}) = 3\text{Mpa} \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable}$$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne du libage

Section des armatures transversales :

Après le calcul, nous avons trouvé :

At= 4T8 espacées de : 15 cm pour la zone courante.

10 cm pour la zone nodale.

Tableau des armatures de radier :

Tableau 4 -Ferrailage De Libage

	En travée	En appui
Poutre principale	4T20+8T16+2T14+2T12=33.99cm ²	16T20+4T12=54.79cm ²
Poutre secondaire	5T20+9T16=33,81 cm ²	5T20+10T16+5T14=43,52 cm ²

Schéma de ferrailage :

En appui

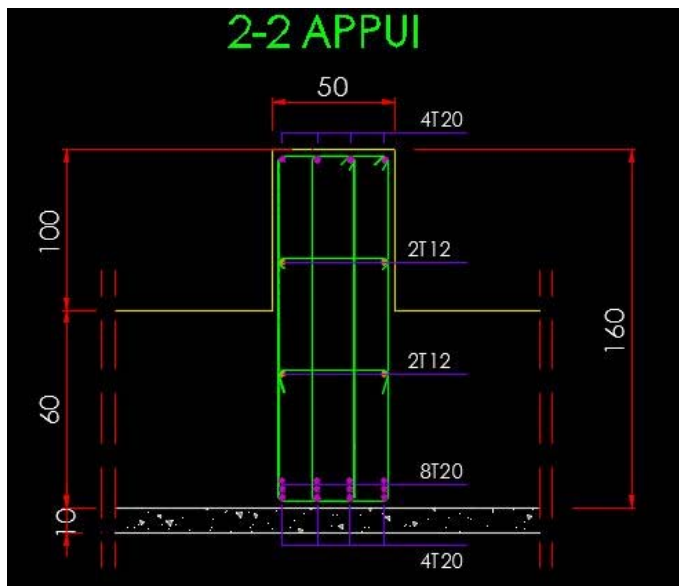


Figure VII-6 - Coupe De Ferrailage De Libage (appui)

EN TRAVEE

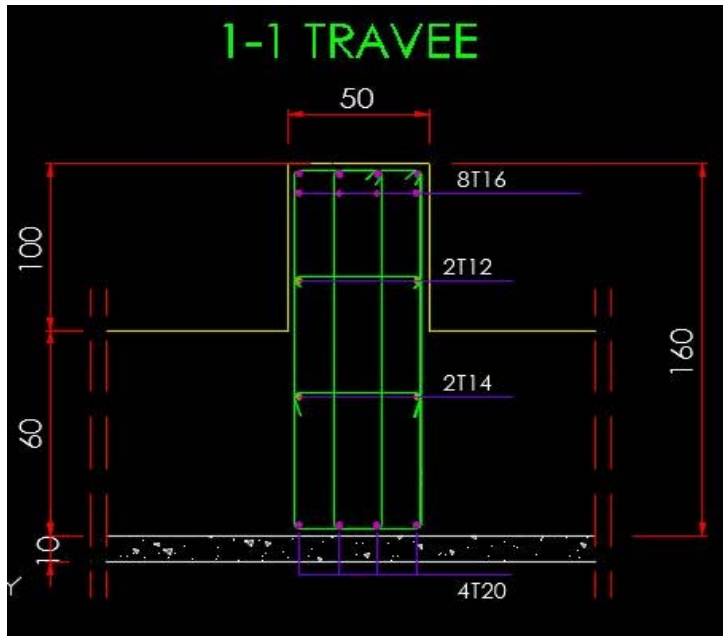


Figure VII-7 -Coupe De Ferrailage De Libage (travée)

Etude du voile périphérique :

Dimensionnement :

Selon le RPA99/version 2003 le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- Epaisseur ≥ 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10 % dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Un recouvrement de 40ϕ pour les renforcements des angles.

Nous adoptons une épaisseur $e=20$ cm.

La hauteur de voile périphérique= $2,72$ m.

Le voile étant une dalle pleine encastré sur les 4 cotés chargée par la pression des terres qui présentent dans la réalité une répartition triangulaire.

Étape de calcul :

- **Détermination des sollicitations :**

Détermination du coefficient de poussée :

$$1Kp = \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

φ : Angle de frottement du remblai = 30°

D'où $k_p = 0,33$ ($\gamma = 1,9 \text{ t/m}^3$)

La force de poussée P donnée par la formule suivant :

$$P = \left(\frac{1}{2} \right) \cdot k_p \cdot \gamma_r \cdot (H_{\text{tot}})^2$$

$$H_{\text{tot}} = 2,72 \text{ m.}$$

$$\gamma_r = 19 \text{ KN/m}^3.$$

$$P = \left(\frac{1}{2} \right) \cdot 0,33 \cdot 19 \cdot 31,47$$

$$P = 23,2 \text{ KN/ml.}$$

Détermination de la contrainte de poussée :

Le calcul se fait pour le voile le plus sollicité ($6,7 \times 6,5$) m² et pour une bande de 1 m de largeur.

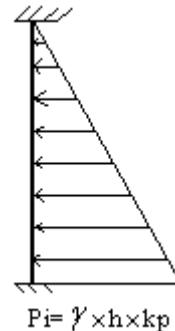
$$Q = \frac{P_i \times h}{2}$$

$$P_i = \gamma \times h \times k_p$$

$$P_i = 1,9 \times 2,72 \times 0,33$$

$$P_i = 1,7 \text{ t/m}^2.$$

$$Q = 2,31 \text{ t/m} = 23,1 \text{ kn/m}$$



Ferraillage du voile périphérique :

Méthode de calcul :

Dans notre cas, le voile fonctionne comme une dalle pleine. Les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres.

Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91.

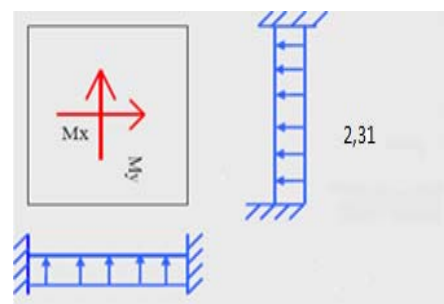
$$L_x = 6,50 \text{ m.}$$

$$L_y = 6,70 \text{ m.}$$

$L_x / L_y = 0,97 > 0,4$ ➔ la dalle travaille dans les deux sens.

-dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$

-dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$



Avec :

μ_x, μ_y : coefficients en fonction de $\alpha = l_x / l_y$ (avec $l_x \leq l_y$) et ν (prend 0,2 à l'ELS, 0 à l'ELU) (voir cours béton arme BAEL 91).

A l'ELU:

$$\mu_x = \frac{1}{8(1 + 2,4 \times \alpha^3)} \quad \mu_y = \alpha^3 (1,9 - 0,9\alpha)$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastrés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

✚ Moment en travée: ($M_{tx} = 0,75.M_x$; $M_{ty} = 0,75.M_y$).

✚ Moment sur appuis : ($M_{ax} = 0,5.M_x$; $M_{ay} = 0,5.M_y$).

Les calculs pour le panneau considéré sont donnés dans le tableau ci-dessous :

panneaux	L_x (m)	L_y (m)	α	μ_x	μ_y	qu(KN/m ²)
6,7×6,5	6,5	6,7	0,97	0,0392	0,932	23,1

Calcul du ferrailage :

Détermination des efforts :

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	Sens x-x			
			μ_x	M_x (KN.m)	M_{tx} (KN.m)	M_{ax} (KN.m)
6,5	6,7	0,97	0,0392	38,26	28,69	19,13
			Sens y-y			
			μ_y	M_y (KN.m)	M_{ty} (KN.m)	M_{ay} (KN.m)
			0,932	35,66	26,74	17,83

Tableau VII-5 - Moment Voile Périphérique

Calcul des armatures :

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant:

sens	Appui		Travée	
	xx	yy	xx	yy
M (KN.m)	19,13	17,83	28,69	26,74
As(cm ²)	2,56	2,38	3,88	3,61
As min (cm ² /ml)	2,17	2,17	2,17	2,17
Choix des barres/ml	4T12	4T12	4T12	4T12
Espacement (cm)	25	25	25	25

Tableau VII-6 - Ferrailage Voile Périphérique

Vérifications :

Les conditions exigées par le RPA99/version 2003 sont :

-un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et la disposition se fait en deux nappes.

$$A_t = 0,1\% \cdot 100 \cdot 20 = 2 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = 0,1\% \cdot 100 \cdot 20 = 2 \text{ cm}^2$$

Conclusion

Notre projet de fin d'étude nous a permis de mettre en pratique nos connaissances dans les études et le calcul de bâtiment.

Cette expérience est très bénéfique pour nous, car elle constitue une étape de transition entre deux milieux différents (l'université et la vie professionnelle).

Ce projet nous a permis d'avoir une idée sur les problèmes que l'on peut rencontrer dans le domaine pratique et de trouver la solution la plus fiable et adéquate en mettant la sécurité en premier lieu et l'économie en second lieu. Parmi les difficultés rencontrées, nous avons cherché à choisir le prédimensionnement le mieux adapté sans tenir compte de la proposition de l'architecture et à positionner au mieux les voiles de contreventement.

Nous avons entamé notre travail par une recherche sur le choix préliminaire des sections des éléments structuraux, une fois arrêté rien ne nous oblige à ne pas modifier au fur et à mesure de l'avancement de notre étude les dimensions prédéfinies.

Le calcul des voiles étaient méconnus au pare avant nous nous sommes forcés sa le comprendre et l'assimiler.

Par ailleurs nous avons fournies beaucoup d'efforts pour

Assimiler les outils informatiques tels que :

*Le **ROBOT MILLENIUM** et **SOCOTEC, AUTO CAD** qui permettent d'énormes avantages comme l'étude des résultats de calculs et de dessin, une plus grande rapidité et des valeurs plus fiables.*

Cela étant fait, nous suggérons aux promotions futures d'entamer plutôt leur projet de fin d'étude et cela dès le début d'année, car ils pourront bénéficier de temps et surtout d'une plus grande disponibilité des enseignants pour les encadrés.

Enfin, nous souhaitons que ce projet soit pour nous un point de départ pour d'autres projets dans notre avenir professionnel.

*Nous proposons aussi de travailler sur des sujets de recherche
Dans le génie civil.*

Bibliographie

Règlements :

- 📖 *BAEL91 : Béton armé aux états limites*

- 📖 *CBA93 : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé*

- 📖 *Charge permanentes et charge d'exploitation*

- 📖 *RPA99/Version2003 : Règles parasismiques Algériennes*

Mémoire d'ingéniera :

- 📖 *Etude d'un bâtiment en R+10 à usage d'habitation, étudié par : Y.Nassim Mohammed et G.Salah eddinne. encadré par : M.Tabet.A.N.; IGCMO 2011.*

Cours :

- 📖 *Béton armé de 1^{ème} année master*
- 📖 *Cours de bâtiment de 1^{ère} année master*
- 📖 *Dynamique des structures de 1^{ère} année master*
- 📖 *Résistance des matériaux de 2^{ème}, 3^{ème} année licence et 1^{ère} année master*

Logiciels et programmes :

- **AUTOCAD 2010** (Dessin)
- **Office2007** (Word, Excel, Power point ...etc.)
- **Robot Millenium 2018** (Analyse des structures).