



Faculty of Sciences and Technology

Civil Engineering Department

N° d'ordre : M2... /GC/2024

كلية العلوم والتكنولوجيا

قسم الهندسة المدنية

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie civil.

Option : Structures

Thème :

Etude d'une tour à usage mixte R+10 avec sous-sol

Présenté par :

Guenouna Issam

Forloul Moad

Soutenu le 25/06/2024 devant le jury composé de :

MAA	Président:	MR MALIKI MUSTAPHA	Université de Mostaganem
MCA	Encadrant :	MR. MOUSSAOUI SALAH EDDINE	Université de Mostaganem
MAA	Examineur :	MR ZELMAT YASSINE	Université de Mostaganem

Année Universitaire 2023/2024



REMERCIEMENTS

Tous d'abord, nous remercions ALLAH le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

Nous tenons à remercier nos familles qui nous ont toujours encouragé et soutenu durant toutes nos études

Nous tenons à remercier notre encadrant MR. MOUSSAOUI SALAH EDDINE d'avoir accepté de nous guider durant la période de notre travail.

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

Enfin, notre sincère gratitude va vers tous ceux qui ont participé de près ou de loin à ce modeste travail dans les meilleures conditions.

Dédicaces

Je tiens vivement à dédier ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance :

A mes très chers parents.

A toute ma famille (FORLOUL).

A mon binôme (GUENOUNA ISSAM).

A tous mes profs de génie civile sans exception.

A tous mes amis et collègues de la promotion 2023/2024.

A tous ceux qui me connaissent et me sont chers

FORLOUL MOAD

Je tiens vivement à dédier ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance :

A mes très chers parents.

A toute ma famille (GUENOUNA).

A mes deux petits chers frères.

A mon binôme (FORLOUL MOAD).

A tous mes profs de génie civile sans exception.

A tous mes amis et collègues de la promotion 2023/2024.

A tous ceux qui me connaissent et me sont chers

GUENOUNA ISSAM

Résumé

Ce mémoire modeste porte sur l'étude technique d'un bâtiment d'usage mixte en R+10 avec sous-sol en béton armé. Ce bâtiment est situé dans la wilaya d'Alger, en Algérie. La région est classée en zone sismique III selon les normes du Règlement Parasismique Algérien (RPA99/V2003).

Avant la réalisation de ce projet, une étude géotechnique a été menée pour évaluer les caractéristiques du sol, la contrainte admissible et la profondeur d'ancrage requise.

Après une analyse sismique approfondie. Le dimensionnement et le ferrailage des éléments structuraux et non structuraux, ainsi que l'infrastructure, ont été réalisés en respectant les prescriptions du RPA 99 version 2003 et du CBA 93.

Mots clés : Sols, armatures, stabilité, béton.

Abstract

This modest thesis focuses on the technical study of 10-story reinforced concrete building. The building is located in Alger province in Algeria. The region is classified as seismic zone III according to the Algerian Seismic Code (RPA99/V2003).

Prior to the execution of this project, a geotechnical study was conducted to evaluate the soil characteristics, allowable stress, and required anchorage depth.

After a thorough seismic analysis. The sizing and reinforcement of the structural and non-structural elements, as well as the infrastructure, were carried out in accordance with the provisions of RPA 99 version 2003 and CBA 93.

Keywords: Soils, reinforcements, stability, concrete.

ملخص

هذه المذكرة المتواضعة تتناول دراسة فنية لمبنى مكون من 10 طوابق بالخرسانة المسلحة. يقع هذا المبنى في ولاية الجزائر في الجزائر. تصنف المنطقة في المنطقة الزلزالية (III) وفقاً لمعايير اللائحة الزلزالية الجزائرية (RPA99/V2003).

قبل تنفيذ هذا المشروع، تم إجراء دراسة جيوتقنية لتقييم خصائص التربة والإجهاد المسموح به والعمق المطلوب للتثبيت.

بعد تحليل زلزالي متعمق، تم توصية بتعزيز الهيكل باستخدام حوائط داعمة لضمان الاستقرار، تم تصميم وتسليح العناصر الهيكلية وغير الهيكلية، بالإضافة إلى البنية التحتية، وفقاً للمواصفات الواردة في الإصدار (RPA99/V2003) و CBA 93.

كلمات مفتاحية: تربة، تسليح، استقرار، خرسانة

Listes des tableaux

Tableau II.1: Charges du plancher terrasse	25
Tableau II.2: Charges du plancher étage courant	26
Tableau II. 3 : Charge permanente d'une dalle pleine	26
Tableau II.4: Charges appliquées sur balcon	27
Tableau II.5: Charges des murs extérieurs.....	28
Tableau II.6 : Charges de la paillasse.....	28
Tableau II.7 : Les charges de l'acrotère	29
Tableau III.1 : les schémas statiques des poutrelles.....	40
Tableau III.2 : Tableau récapitulatif des caractéristiques des planchers.	41
Tableau. III.3 : Tableau de combinaison d'actions.	41
Tableau. III.4 : le résultat de moment fléchissant de chaque travée	44
Tableau III.5 : le résultat de l'effort tranchant de chaque travée	45
Tableau. III.6: le résultat de moment fléchissant de chaque travée.....	47
Tableau III.7 : le résultat de l'effort tranchant de chaque travée	47
Tableau III.8 : récapitulatif des sollicitations maximales.....	64
Tableau III.9 : Les charges de paillasse	78
Tableau III.10 : Les charges de palier.....	78
Tableau III.11 : les valeurs des efforts tranchants et moment fléchissant.....	79
Tableau III.12 : Les vérifications.....	81
Tableau IV.1 : Résultats de la valeur de la période fondamentale (T)	91
Tableau IV.2 : Résultats de la période et de la masse participante donnée par ETABS	92
Tableau IV.3 : résultat de poids propre de la structure donné par l'Excel.....	93
Tableau IV.4 : Valeurs des pénalités Pq.	94
Tableau IV.5 : Déplacements relatifs des portiques par niveau.....	96

Tableau IV.6 : Vérification de l'effort normal réduit	97
Tableau IV.7 : Justification Vis-à-vis De l'effet P-Δ Sens x-x.....	98
Tableau IV.8 : Justification Vis-à-vis De l'effet P-Δ Sens y-y :	99
Tableau V.1 : Les valeurs des moments de chaque niveau.....	104
Tableau V.2 : calcul de ferrailages des poutres.....	109
Tableau V.3 : les types des poteaux de chaque niveau	112
Tableau V.4 : récapitulatif des moments fléchissant, des efforts normaux et des efforts tranchant	115
Tableau V.5 : récapitulatif du ferrailage.....	126
Tableau V.6 : Sollicitations obtenues par L'ETABS.....	130
Tableau V.7 : ferrailage de voiles longitudinaux VL1.....	137
Tableau V.8 : ferrailage de voiles longitudinaux VL2.....	138
Tableau V.9 : Ferrailage du voile périphérique.....	144
Tableau V.10 : Vérification des contraintes à ELS.....	145
Tableau VI.1 : récapitulatif des sollicitations de calcul	155
Tableau VI.2 : récapitulatif des sollicitations maximales	155
Tableau VI.3 : récapitulatif du ferrailage.....	164

Listes des figures

Figure I.1: Plan 1 ^{er} et 2 ^{eme} Étage (bureaux) :	4
Figure I.2 : Plan étage courant (3ème à 10ème étage) :.....	5
Figure I.3: Plan terrasse (accessible) :	6
Figure I.4 : Plan coupes :.....	7
Figure I.5 : Plan Façade :	8
Figure I.6 : Les éléments d'un plancher	10
Figure I.7 : Une dalle pleine.....	10
Figure I.8 : Les composants d'un escalier.....	11
Figure I.9: Les murs intérieurs et extérieurs	11
Figure II.1 : Schéma dalle corps creux	17
Figure II.2 : Schéma d'une poutrelle.....	18
Figure II.3 : Schéma terminologie escalier	21
Figure II.4 : Les dimensions requises pour les poutres doivent être respectées.....	22
Figure II.5 : Poutres PP (30x45) cm ²	24
Figure II.6 : Poutres PS (30x40) cm ²	24
Figure III.1 : Schéma statique d'un acrotère	33
Figure III.2 : Section de ferrailage.....	34
Figure III.3:Schéma de ferrailage de l'acrotère.	37
Figure III.4 : Schéma statique de la poutrelle type 02.....	41
Figure III.5 : la méthode forfaitaire de 4 travées.....	44
Figure. III.6 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU pour poutrelle en ELS	45
Figure III.7 : Section de calcul en travée	48
Figure. III.8 : Section de calcul en appuis	50
Figure III.9 : Coupe transversale d'une poutrelle	59
Figure III.10 : Dimensions d'un panneau de dalle.	60

Figure III.11 : schéma d'un escalier	75
Figure III.12 : schéma de dimensions d'un escalier étage courant.....	76
Figure III.13 : Schéma statique de Paillasse et Palier :	79
Figure III.14 : diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant	80
Figure III.15. : Dessin de Ferrailage d'escaliers	86
Figure IV.1 : modélisation en 3D dans l'ETAPS	90
Figure V.1 : Ferrailage les différents types de la poutre principale	110
Figure V.2 : Ferrailage les différents types de la poutre secondaire	110
Figure V.3 : Direction des moments et effort normal dans un poteau.	111
Figure V.4 : Les armatures transversales dans la zone de recouvrement.....	115
Figure V.5 : Position de N1, M1 et M'1 sur la section transversale.....	117
Figure V.6 : Croquis des ferrailages des poteaux.....	127
Figure V.7 : Disposition des voiles de contreventements	128
Figure V.8 : Disposition des voiles périphériques	129
Figure V.9 : les sollicitations de calcul d'un voile.	130
Figure V.10 : Dessin ferrailage de voiles longitudinaux VL1.....	139
Figure V.11 : Dessin ferrailage de voiles longitudinaux VL2.....	139
Figure V.12 : Schéma statique du voile périphérique.....	140
Figure V.13 : dessin ferrailage du voile périphérique.....	146
Figure VI.1 : schéma des contraintes de sol à ELU par L'Etabs.....	153
Figure VI.2 : schéma des contraintes de sol à ELS par L'Etabs	154
Figure VI.3 : section de calcul dans les sens xx.	156
Figure VI.4 : section de calcul dans le sens yy.....	156

Sommaire

Introduction générale	1
Chapitre I.....	2
Présentation et description de l'ouvrage	2
I.1) Introduction :	3
I.2) Description de l'ouvrage :	3
I.3) Caractéristiques géométriques :	3
I.4) Plans :	4
I.5) Description technique du bâtiment :	9
I.5.a) Structure principale :	9
I.5.b) Structure secondaire :	9
I.5.c) Maçonnerie :	11
I.5.d) Revêtement :	12
I.5.e) Les fondations :	12
I.6) Règles de calcul :	12
I.7) Caractéristiques des matériaux :	12
I.7.a) Le béton :	13
I.7.b) L'acier :	14
I.7.c) Caractéristiques mécaniques :	15
Chapitre II.....	16
Pré dimensionnement et décente des charges.....	16
II.1) Introduction :	17
II.2) Les planchers :	17
II.2.a) Les planchers à corps creux :	17
II.2.b) Les planchers à dalle pleine :	18

II.3) Les escaliers :	21
II.4) Les poutres :	22
II.5) Les voiles :	24
II.5.a) Définition :	24
II.5.b) L'épaisseur :	24
II.6) Calcul des charges	25
II.6.a) Plancher terrasse inaccessible :	25
II.6.b) Plancher étage courant :	26
II.6.c) Plancher du RDC+ 1ère étage (Usage bureautique) :	26
II.6.d) Les charges du balcon :	27
II.6.e) Les charges des murs extérieurs :	28
II.6.f) Les charges de la paillasse :	28
II.6.g) Les charges de l'acrotère :	29
II.7) Pré dimensionnement des poteaux :	30
II.8) Conclusion :	31
Chapitre III	32
Calcul des éléments secondaires	32
III.1) Étude de l'acrotère :	33
III.1.a) Evaluation des charges :	33
III.1.b) Ferrailage :	34
III.1.c) Dessin de ferrailage :	37
III.2) La dalle en corps creux :	38
III.2.a) Étude de la dalle de compression :	38
III.2.b) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :	38
III.2.c) Armatures parallèles aux nervures (A//) :	39
III.2.d) Méthode de calcul :	39
III.2.e) Les différents types des poutrelles :	40

III.2.f) Vérification des méthodes de calcul :.....	40
III.2.g) Évaluations des charges :	41
III.2.h) Application de la méthode forfaitaire :.....	41
III.2.i) Ferrailage des poutrelles :.....	48
III.2.j) Vérification de la flèche :	54
III.3) La dalle pleine :.....	60
III.3.a) . Principe de calcul :.....	60
III.3.b) Calcul du ferrailage :.....	60
III.3.c) . Diamètre des armatures :	61
III.3.d) Évaluation des charges et combinaisons fondamentales :	61
III.3.e) Calcul de ferrailage :	64
III.3.f) Vérification :	70
III.4) Escaliers :.....	75
III.4.a) Introduction :	75
III.4.b) Terminologie :	75
III.4.c) Dimensions des escaliers :.....	75
III.4.d) Etude d'un escalier à deux volées (étage courant) :.....	76
III.4.e) Vérification de La flèche :	82
Chapitre IV.....	86
Etude sismique :	86
IV.1) Introduction :	87
IV.2) Présentation de logiciel :	87
IV.2.a) Description de logiciel Etabs :	87
IV.3) Les vérifications exigées par RPA :.....	91
IV.3.a) Vérification de la période empirique T :	91
IV.3.b) Le pourcentage de participation de la masse modale :	92
IV.3.c) L'effort tranchant à la base :	93

IV.3.d) Calcul des déplacements relatifs :	96
IV.3.e) Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux.:	97
IV.3.f) Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta :	97
IV.4) Conclusion :	99
Chapitre V	101
Ferraillage des éléments structuraux	101
V.1) Introduction :	102
V.2) Définition :	102
V.2.a) Poteaux :	102
V.2.b) Poutres :	102
V.2.c) Voiles :	102
V.3) Ferraillage des portiques :	102
V.3.a) Combinaisons d'actions :	102
V.4) Ferraillage des poutres :	103
V.4.a) Armatures longitudinales :(R.P. A Art.7.5.2.1) :	103
V.4.b) Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/2003) :	104
V.4.c) Poutre Principales RDC :	105
V.5) Ferraillage des poteaux :	111
V.5.b) Les armatures longitudinales :	112
V.5.c) Les armatures transversales :	113
V.5.d) Exemple de calcul de ferraillage :	116
V.5.e) Vérification de l'effort tranchant :	124
V.6) Etude des voiles :	128
V.6.a) Introduction :	128
V.7) Ferraillage des voiles de contreventement :	129
V.7.a) Les armatures verticales : [RPA99/v.2003/7.7.4].	130
V.7.b) Les caractéristiques géométriques :	130

V.7.c) Vérification de la stabilité de la résistance d'un voile :.....	131
V.7.d) Calcul le ferrailage :	132
V.7.e) Armatures minimales RPA :	135
V.7.f) Armatures courantes :	136
V.7.g) Espacement des armatures verticales :	136
V.7.h) Vérification de la contrainte de cisaillement :	136
V.8) Voile périphérique :.....	140
V.8.a) Introduction :.....	140
V.8.b) Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol :	140
V.8.c) Contrainte de sollicitations :.....	141
V.8.d) Calcul des sollicitations :	141
V.8.e) Ferrailage du voile périphérique:	143
Chapitre VI.....	146
Etude de l'infrastructure. :	146
VI.1) Introduction :	147
VI.2) Choix du type de fondation :.....	147
VI.3) Etude du radier général :	149
VI.3.a) Pré dimensionnement :	149
VI.3.b) Pré-dimensionnement des poutres :	152
VI.3.c) Vérification des contraintes sous radier :.....	153
VI.4) Ferrailage du radier :	154
VI.4.a) Calcul des moments fléchissant :	154
VI.4.b) Calcul des armatures :.....	157
VI.4.c) Ferrailage du débordement :.....	164
Conclusion général :	167
Références bibliographiques :.....	168

Liste des notations :

BAEL	Béton armé à l'état limite
RPA	Règlement parasismique Algérien
ELUR	Etat limite ultime de résistance
ELS	Etat limite de service
G	Charge permanents
Q ; P	Charge d'exploitation
E	Charge sismique
Qu	Chargement ultime
Qs	Chargement de service
Mf	Moment fléchissant
Mt	Moment de flexion en travée
Ma	Moment de flexion en appui
Md	Moment en appui droite
Mg	Moment en appui gauche
N	Effort normal
Td	Effort tranchant à droite du point considéré
Tg	Effort tranchant à gauche du point considéré
fc28	Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours d'âge
f _{t28}	Résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours d'âge
E _{ij}	Module de déformation longitudinale instantané
E _{vj}	Module de déformation longitudinale différée
γ_s	Coefficient de sécurité pour l'acier
γ_b	Coefficient de sécurité pour le béton
h	Hauteur des éléments (poteaux, poutres)
b	Largeur des éléments
h ₀	Hauteur de la table de compression
σ_b	Contrainte de calcul dans le béton
σ_b	Contrainte admissible limite dans le béton
σ_s	Contrainte de calcul dans l'acier

σ_s	Contrainte admissible limite dans l'acier
τ_u	Contrainte tangentielle de calcul
τ_u	Contrainte tangentielle limit
$\emptyset t$	Diamètre des armatures
S	Espacement entre armatures transversales
Au	Armatures calculées à l'ELUR
As	Armatures calculées à ELS
A	Armatures en appuis
At	Armatures en travées
Ixx	Inertie par rapport à l'axe des abscisses
Iyy	Inertie par rapport à l'axe des ordonnées
Mzz	Inertie massique
Lf	Longueur de flambement
Br	Section réduite
Lx	La plus petite dimension d'un panneau de dalle pleine
Ly	La plus grande dimension d'un panneau de dalle pleine
I0	Moment d'inertie de la section homogène
If	Moment d'inertie fictif
F	Flèche due à une charge considérée (g; j; p)
Δf_t	Flèche total
ρ	Rapport entre deux dimensions $\rho=(LXLY)$

Introduction générale

Pour mieux se protéger contre d'éventuels événements sismiques, il est nécessaire de bien comprendre les phénomènes de tremblement de terres qui est à l'origine de mouvement fort du sol.

Les mouvements sismiques ont pour effet d'induire dans le sol et les ouvrages des forces d'inertie importante est rapidement variable. Son action s'exerce donc d'une manière fondamentalement dynamique.

L'amélioration de la réglementation technique de la construction se base donc sur une connaissance approfondie du mouvement du sol.

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

Dans l'analyse et le dimensionnement des structures, l'ingénieur doit appliquer le règlement afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage. Le choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la catégorie du site, la hauteur et l'usage de la construction ainsi les contraintes architecturales.

Le projet qu'on a choisi porte sur l'étude d'un bâtiment multifonctionnelle (R+10 avec sous-sol), il regroupe à la fois commerce, service et logements d'habitation et il est contreventé par un système mixte (voile portique).

Les calculs ont été mené en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment le CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différentes DTR.

Le travail est partagé en six chapitres :

- ✓ **Chapitre I** : Description de l'ouvrage et des matériaux utilisés
- ✓ **Chapitre II** : Pré dimensionnement des éléments et descente des charges.
- ✓ **Chapitre III** : Calcul des éléments secondaires.
- ✓ **Chapitre IV** : Etude sismique et dynamique
- ✓ **Chapitre V** : Calcul des éléments structuraux.
- ✓ **Chapitre VI** : Etude de l'infrastructure.

Chapitre I

Présentation et description de l'ouvrage

I.1) Introduction :

L'objectif principal du premier chapitre de notre étude est de présenter une vue d'ensemble de l'ouvrage, en décrivant ses caractéristiques ainsi que ses éléments constitutifs et en fournissant des informations détaillées sur leurs propriétés mécaniques respectives.

I.2) Description de l'ouvrage :

Notre projet consiste à réaliser une étude détaillée des éléments structuraux d'un bâtiment de 10 étages. Ce dernier comprend un rez-de-chaussée destiné à un usage commercial, sous-sol qui sert de parking ainsi qu'un premier étage dédié à des bureaux. Les étages allant de 2 à 10 sont destinés à un usage résidentiel avec une terrasse accessible.

L'ouvrage est implanté dans la ville d'Alger. Selon les normes du Règlement Parasismique Algérien (RPA99 version 2003), cette région est classée comme une zone de forte sismicité de classe III. Cela signifie que le bâtiment doit être conçu et construit en prenant en compte cette caractéristique sismique, avec des structures résistantes et adaptées aux contraintes sismiques de la région.

I.3) Caractéristiques géométriques :

Le projet que nous étudions concerne une structure de dimensions imposantes, avec :
Structure :

-Dimensions :

- Longueur : 30.55 m
- Largueur : 25.55 m
- Hauteur (sans l'acrotère) : 34.74m
- Hauteur RDC+1ere etage0 : 3.6m
- Hauteur étage courant : 3.06m
- Sous-sol à -3.23m.

I.4) Plans :

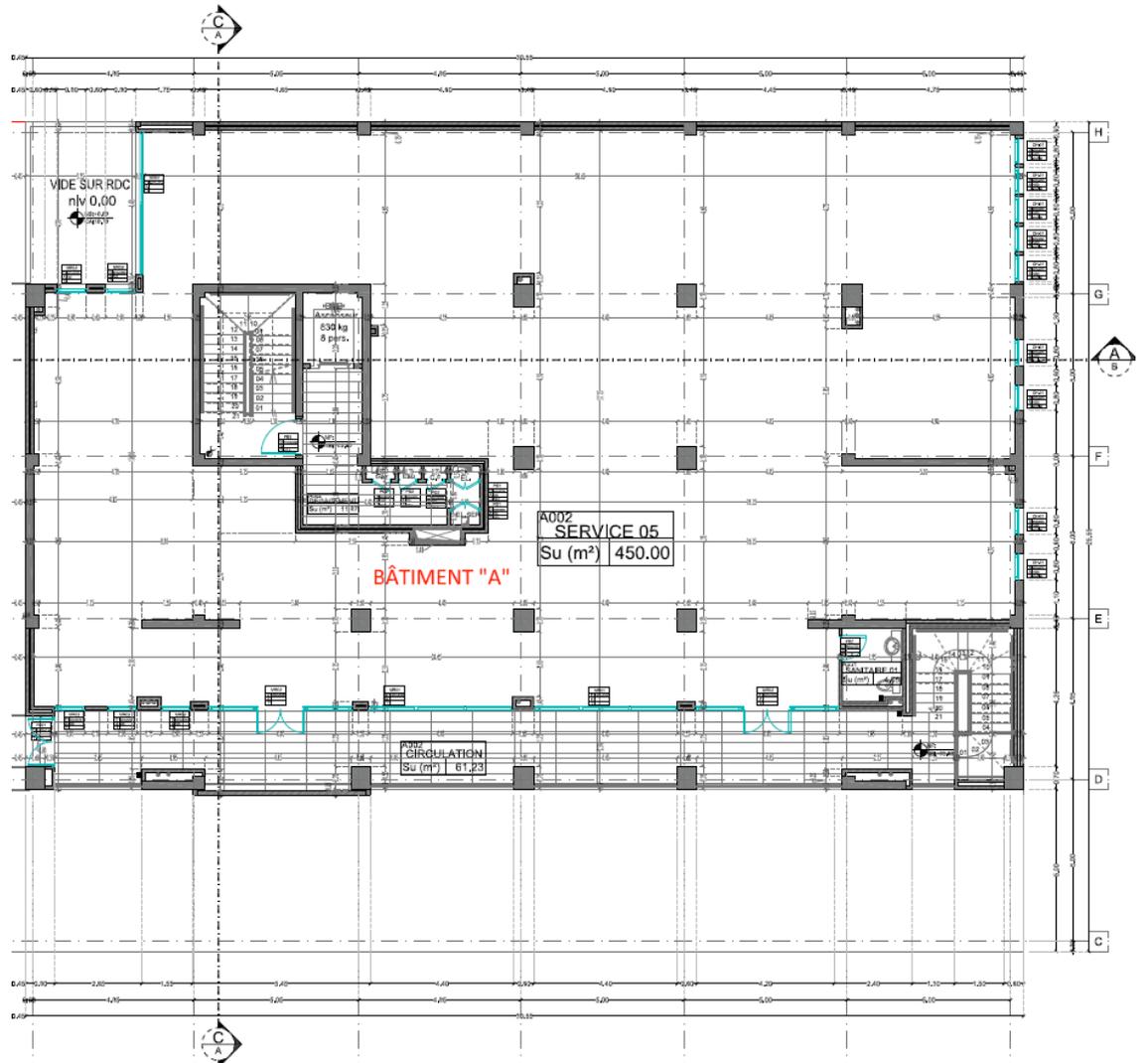


Figure I.1: Plan 1^{er} et 2^{eme} Étage (bureaux) :

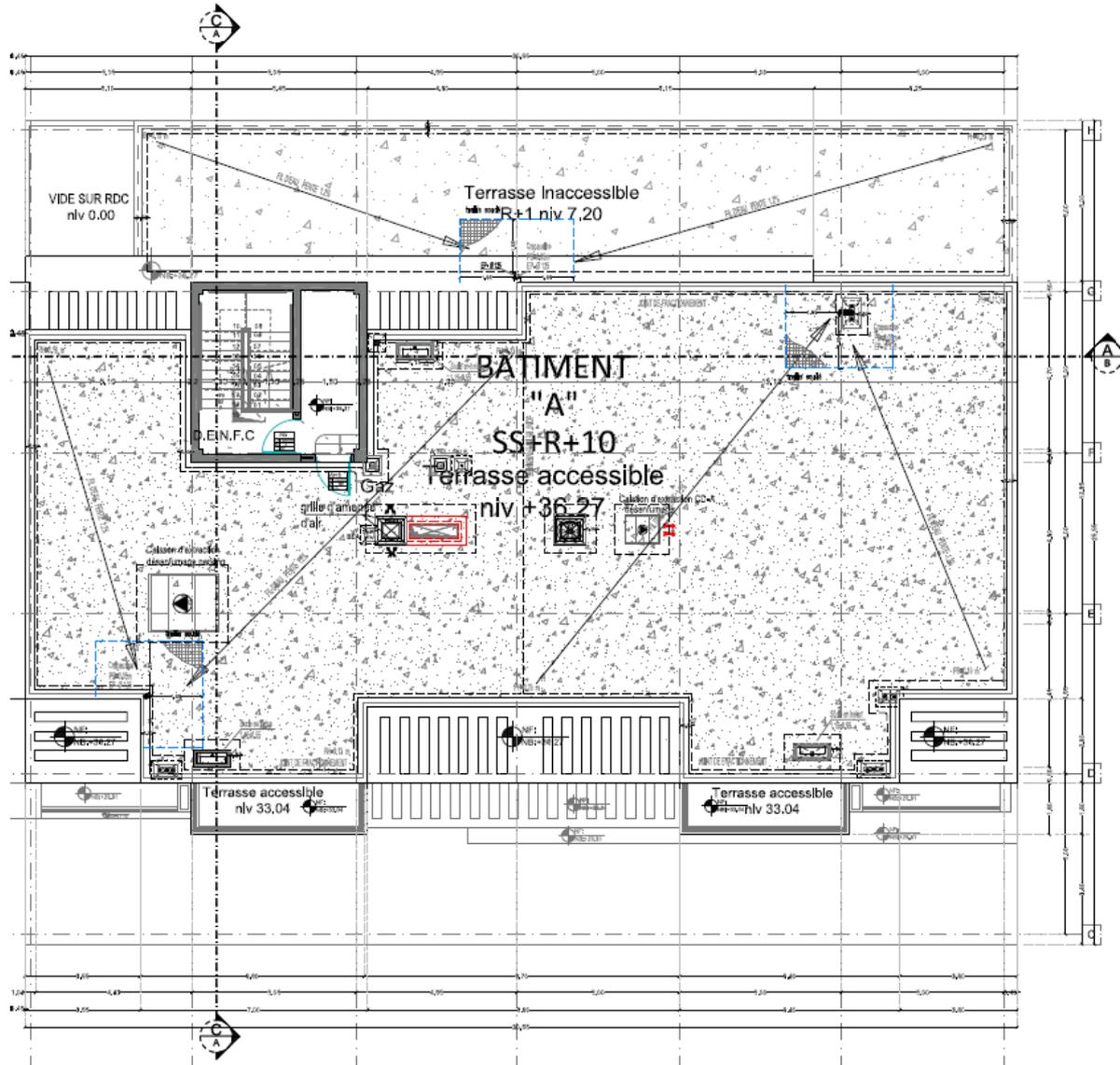


Figure I.3: Plan terrasse (accessible) :



Figure I.4 : Plan coupes :



Figure I.5 : Plan Façade :

I.5) Description technique du bâtiment :

I.5.a) Structure principale :

Les normes parasismiques algériennes, RPA 99/Version2003, recommandent une combinaison de voiles et portiques pour la structure des bâtiments dépassant 14 mètres de hauteur en zone III.

Les voiles :

Les voiles sont des composants verticaux en béton armé qui sont placés dans les directions transversale et longitudinale. Ils remplissent deux fonctions principales :

- Le transfert des charges verticales pour assurer la fonction porteuse.
- La résistance aux charges horizontales pour assurer la fonction de contreventement et garantir la stabilité de la structure.

Les portiques :

Les portiques en béton armé sont composés de poteaux et de poutres, et doivent être positionnés de manière à remplir les fonctions suivantes :

- Supporter les charges et surcharges verticales.
- Transférer directement les efforts aux fondations.

I.5.b) Structure secondaire :

Les planchers :

Les planchers sont des éléments horizontaux qui séparent deux niveaux successifs d'un bâtiment. Ils sont conçus pour supporter les charges et surcharges d'exploitation du bâtiment tout en répondant aux exigences d'isolation thermique et acoustique. De plus, ils permettent le passage des différentes gaines et conduites telles que l'eau, le chauffage, l'électricité, etc.

Dans notre bâtiment, il existe deux types de planchers : le plancher en corps creux et le plancher en dalle pleine.

Le plancher en corps creux :

Il est supporté par des poutrelles disposées parallèlement à la petite portée des travées, sur lesquelles on pose les corps creux (hourdis).

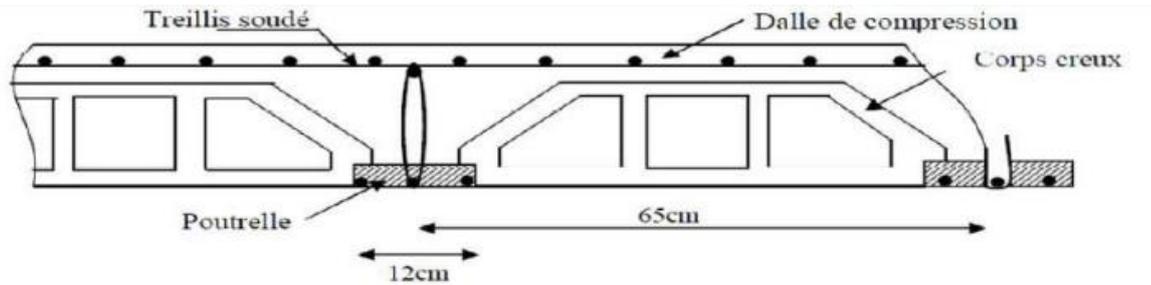


Figure I.6 : Les éléments d'un plancher

Le plancher en dalle pleine : il est réalisé en béton armé et coulé sur place. Les balcons de notre structure sont également réalisés en dalle pleine.

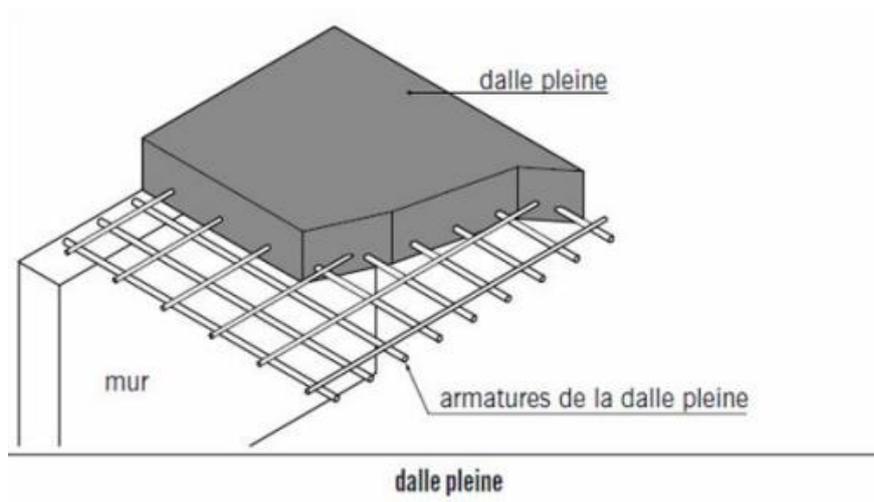


Figure I.7 : Une dalle pleine

Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments permettant de passer d'un niveau à un autre dans le bâtiment. Pour cela, une cage d'escaliers en béton armé est réalisée, avec du béton coulé sur place.

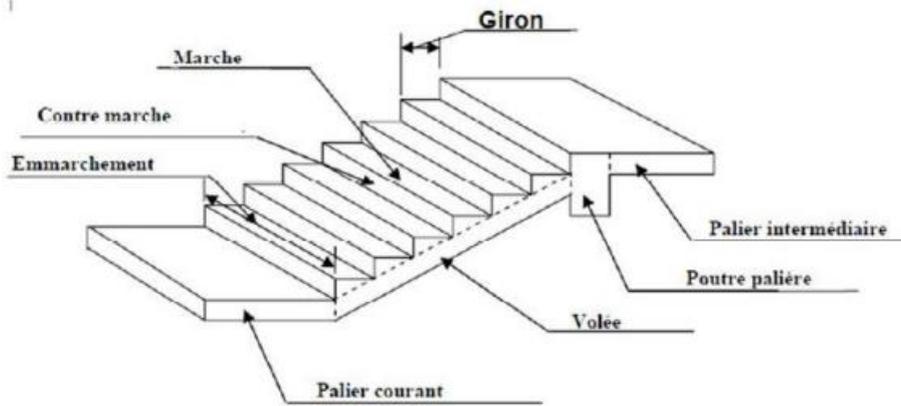


Figure I.8 : Les composants d'un escalier

Balcons :

Les balcons sont des zones aménagées au niveau de chaque étage, elles seront construites en utilisant des dalles pleines or dalle corps creux.

I.5.c) Maçonnerie :

Les cloisons intérieures sont construites à partir de briques creuses d'une épaisseur de 10 à 15 cm, tandis que les murs extérieurs sont constitués de briques creuses en double paroi de 30 cm (15+5+10).

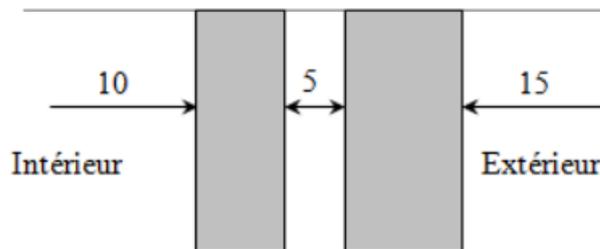


Figure I.9: Les murs intérieurs et extérieurs

I.5.d) Revêtement :

- Les planchers et escaliers seront recouverts de carrelage.
- Les salles d'eau et cuisines seront équipées de revêtements en céramique.
- Les murs de façade et les cages d'escaliers seront enduits de ciment.
- Les cloisons intérieures et les plafonds seront réalisés en plâtre.

I.5.e) Les fondations :

Les fondations sont des éléments en béton armé qui ont pour fonction de transférer au sol les charges provenant des différents éléments de la structure tels que les poteaux, les murs ou encore les voiles. Les fondations peuvent transmettre les charges au sol de deux manières différentes : soit directement, dans le cas des semelles filantes ou du radier général, soit par l'intermédiaire d'organes, dans le cas des semelles reposant sur pieux.

On choisit le type de fondation à utiliser en fonction des caractéristiques mécaniques et physiques du sol, en prenant en compte la résistance et le tassement. Il y a trois types de fondations possibles :

- Les fondations superficielles.
- Les fondations profondes.
- Les fondations semi-profondes.

I.6) Règles de calcul :

Les règlements suivants sont utilisés pour le calcul du projet :

- Règles Parasismiques Algériennes (RPA99 version 2003 ; DTR-BC.2.48).
- Charges permanentes et charges d'exploitation (DTR-BC.2.2).
- Règles Techniques de Conception et de Calcul des Ouvrages et Constructions en Béton armé suivant la Méthode des États Limites (BAEL91).

I.7) Caractéristiques des matériaux :

Les matériaux utilisés dans la construction de cet ouvrage, à savoir le béton et l'acier, seront sélectionnés en conformité avec les règles techniques de conception et de calcul des

ouvrages en béton armé (BAEL 91) ainsi que les normes du règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003.

I.7.a) Le béton :

Le béton est un matériau obtenu par le mélange de ciment, de granulats et d'eau dans des proportions précises. En général, la composition standard d'un mètre cube de béton est la suivante :

- ✓ 350 kg de ciment de type CPJ 425
- ✓ 400 kg de sable avec un diamètre maximal de 5 mm
- ✓ 800 kg de gravillons de taille 7/15 et 15/25
- ✓ 175 litres d'eau de gâchage.

La résistance du béton (Compression) :

La résistance du béton est évaluée à l'âge de 28 jours, en effectuant des tests sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur. Cette contrainte est notée f_{c28} . Dans notre projet, nous prendrons une valeur de f_{c28} égale à 25 MPa.

Ainsi, pour une résistance à la compression de 25 MPa, la résistance à la traction est de 2.1 MPa.

La contrainte limite :

- **La contrainte limite à la compression :**

(Selon l'Article 4-3.41 de la norme BAEL91) est donnée par l'équation suivante :

$$b_c = 0.85 f_{c28} / \gamma_b \theta$$

Avec :

f_{c28} : la contrainte à 28 jours d'âge du béton (25 MPa dans notre cas)

γ_b : le coefficient de sécurité, qui vaut 1,50 en situation courante ($f_{bc} = 14,20$ MPa) et 1,15 en situation accidentelle ($f_{bc} = 18,48$ MPa)

θ : le coefficient qui dépend de la durée d'application des actions. θ vaut 1 si la durée d'application est supérieure à 24 heures, 0,9 si elle est entre 1 heure et 24 heures, et 0,85 si elle est inférieure à 1 heure.

(Selon l'article A-5.1.21 de la norme BAEL91), la contrainte limite de cisaillement est définie comme suit : pour une fissuration peu nuisible, la valeur minimale est de 0,13 fois la contrainte à 28 jours d'âge du béton (f_{c28}), avec une limite de 5 MPa. En revanche, pour une fissuration préjudiciable, la valeur minimale est de 0,10 fois f_{c28} , avec une limite de 4 MPa.

- **Contrainte de service à la compression :**

$$\sigma_{bc} = 0,60 f_{c28} \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

I.7.b) L'acier :

Définition :

L'acier est un alliage composé principalement de fer et de faibles pourcentages de carbone. Il présente une résistance élevée tant en traction qu'en compression et sa bonne adhérence au béton en fait un matériau homogène. Les aciers utilisés pour le béton armé sont classés en :

- **Acier rond lisse RL :**

- ✓ L'acier pour le béton armé est un alliage de fer et de carbone qui présente une bonne résistance en traction et en compression, ainsi qu'une bonne adhérence au béton, ce qui en fait un matériau homogène.
- ✓ Deux types d'acier naturel sont couramment utilisés pour le béton armé :
- ✓ L'acier feE24, qui a une limite élastique de 235 MPa, une contrainte de rupture de 410 à 490 MPa et un allongement de l'ordre de 1,175%.
- ✓ L'acier feE22, qui a une limite élastique de 215 MPa et une contrainte de rupture de 380 à 490 MPa.
- ✓ L'allongement est de l'ordre : 1.075%

- **Acier de haute adhérence HA :**

Il s'agit d'aciers de type 1 de nuance feE40 qui ont les caractéristiques suivantes :

- ✓ Limite élastique : 400 MPa
- ✓ Contrainte de rupture : 480 MPa
- ✓ Allongement : environ 1%

Les treillis soudés se présentent sous forme de rouleaux si le diamètre de fil est inférieur ou égal à 5 mm, ou sous forme de panneaux en mailles rectangulaires de taille pouvant aller de 75 à 300.

I.7.c) Caractéristiques mécaniques :

Le critère mécanique utilisé pour les justifications est la limite d'élasticité garantie, notée $\langle f_e \rangle$. Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est d' $E_s = 200\ 000$ MPa.

Chapitre II

Pré dimensionnement et décente des charges

II.1) Introduction :

L'objectif du pré dimensionnement consiste à déterminer les dimensions des différents éléments constituant la structure, en se basant sur les recommandations du RPA99/Version 2003, du CBA93. Toutefois, ces dimensions ne sont pas finales et peuvent être sujettes à des modifications après des vérifications ultérieures lors de la phase de dimensionnement.

II.2) Les planchers :

II.2.a) Les planchers à corps creux :

Les planchers sont fabriqués à partir de poutrelles préfabriquées combinées avec des corps creux. Lors du pré dimensionnement pour déterminer la hauteur des poutrelles, une formule empirique sera utilisée :

$$e \geq \frac{\min(l_{x\max}, l_{y\max})}{22,5}$$

La distance maximale entre les appuis nus, représentée par l , est déterminée par la formule suivante : $l = \min(Lx \max, Ly \max)$, où $Lx \max$ et $Ly \max$ sont les longueurs maximales dans les directions x et y , respectivement. De plus, on sait que $l = \min(495, 490)$, où 495 et 490 sont les valeurs maximales de Lx et Ly , respectivement. Enfin, e représente l'épaisseur du plancher.

$$e \geq \frac{500}{22.5} = 22.22 \text{ cm}$$

Une épaisseur de plancher de 25 cm est choisie, ce qui correspond à une dalle de

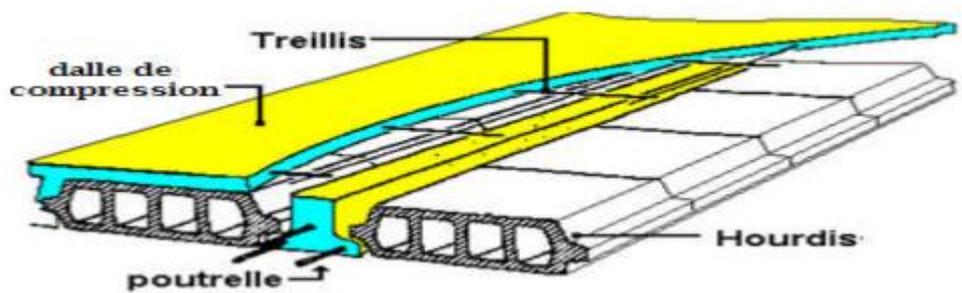


Figure II.1 : Schéma dalle corps creux

Pré dimensionnement des poutrelles :

Les dimensions des poutrelles en T utilisées pour la structure sont les suivantes :

- La hauteur totale du plancher est de 25 cm ($h_t = 25$ cm).
- La distance entre deux parements voisins de deux poutrelles est de 65 cm ($L_0 = 65$ cm).
- La longueur de la plus grande travée est de 500 cm ($L = 500$ cm).
- La largeur de la nervure est de 12 cm ($b_0 = 12$ cm).
- L'épaisseur de la dalle de compression est de 5 cm ($h_0 = 5$ cm).
- La largeur de la dalle de compression est de 2 fois la largeur des corps creux ajoutée à la largeur de la nervure ($b = 2b_1 + b_0$).

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{L_0}{2} \\ \frac{L}{10} \end{array} \right.$$

$$b = 26.5 \text{ cm}$$

Donc on prend : $b = 27.5$ cm

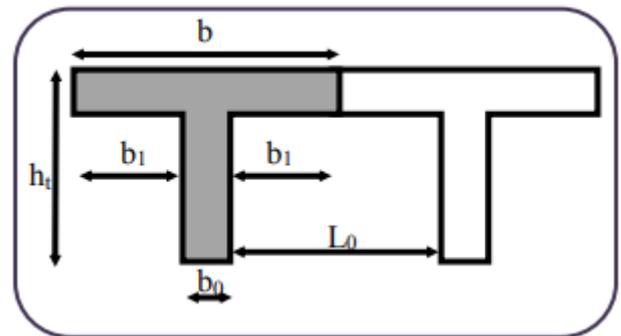


Figure II.3 : Schéma d'une poutrelle

II.2.b) Les planchers à dalle pleine :

L'épaisseur des dalles est généralement déterminée en fonction de leurs conditions de résistance, telles que la résistance au feu. Selon les normes en vigueur, une épaisseur de 7 cm est recommandée pour une résistance au feu d'une heure, tandis qu'une épaisseur de 11 cm est recommandée pour une résistance de deux heures. Dans ce cas précis, il est admis que l'épaisseur des dalles est de 11 cm, conformément aux exigences de résistance au feu.

($e = 11$)

Condition isolation acoustique :

Conformément aux normes en vigueur, l'épaisseur minimale recommandée pour un plancher permettant d'assurer une bonne isolation acoustique est de 13 cm. Dans ce projet, pour garantir une telle isolation acoustique adéquate, l'épaisseur du plancher sera limitée à une valeur légèrement supérieure, soit 14 cm. (**e = 14 cm**)

- **Résistance à la flexion :**

Selon les normes BAEL 91, le calcul de l'épaisseur du plancher doit être effectué en fonction du critère de rigidité :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \quad \begin{cases} 0.4 \leq \alpha \leq 1 & \text{plancher porter sur 2 sens} \\ \alpha \leq 0.4 & \text{plancher porter sur 1 seul sens} \end{cases}$$

Pour les dalles reposant sur deux appuis, l'épaisseur e doit être comprise entre $L_x / 35$ et $L_x / 30$, tandis que pour les dalles reposant sur trois ou quatre appuis, elle doit être comprise entre $L_x / 50$ et $L_x / 40$.

$$\alpha = L_x/L_y = 500/505 = 0.99 \quad 0.4 \leq \alpha \leq 1 \text{ plancher porter sur 2 sens.}$$

La valeur de L_x correspond à la petite portée du panneau le plus sollicité dans le cas défavorable. Pour la dalle en question, qui repose sur quatre appuis, sa portée est égale à :

$$L_x = 500 \text{ m ceci engendre donc : } 500 / 50 \leq e \leq 500/55 \Rightarrow 40 ; 9.8 \text{ cm} \leq e \leq 12.25 \text{ cm}$$

On prend : **e = 15 cm**

- **Condition de flèche (CBA93 : B65.3) :**

Nous devons vérifier que : $F_{\max} \leq \bar{F}$ (\bar{F} : flèche admissible)

$$\bar{F} \leq \frac{L}{500} \quad \text{Si la portée L est au plus égale à 5 m.}$$

$$\text{Si } \bar{F} \leq \frac{L}{1000} + 0,5 \quad \text{la portée L est supérieure à 5 m.}$$

Afin d'accomplir cela, nous prenons en compte une bande rectangulaire de dalle ayant une largeur $b = 1 \text{ m}$ et une épaisseur $e = 15 \text{ cm}$ (qui a été déterminée préalablement).

Si l'on considère une poutre isostatique soumise à une charge uniformément répartie, la valeur maximale de la flèche est déterminée par l'équation suivante :

$$F_{\max} = \frac{5qL^4}{384EI}$$

Voici les éléments à considérer :

- ✓ **Fmax** : la flèche maximale du plancher
- ✓ **L** : la portée du panneau, égale à 4.90 m
- ✓ **e** : l'épaisseur du plancher
- ✓ **q** : la charge uniformément répartie, déterminée à l'ELS (Etat Limite de Service)
- ✓ **E** : le module d'élasticité différée du béton.
- ✓ **I** : Moment d'inertie de la section $I = \frac{be^3}{12} = \frac{1 \times 0.15^3}{12} = 2.8125 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$

$$\bar{F} \leq \frac{L}{500} = 0.98 \text{ cm} ; E = 321642 \cdot 10^4 \text{ Kg/m}^2$$

Les charges qui s'appliquent à cette dernière sont les suivantes (il s'agit du plancher qui subit la plus grande charge).

Charge permanente : $G = 517 \text{ Kg/m}^2$; Charge d'exploitation : $Q = 500 \text{ Kg/m}^2$

$$q = (G + Q) \times b \Rightarrow q = 1017 \text{ Kg/m}$$

$$F_{\max} = \frac{5qL^4}{384EI} = 0.7 \text{ cm} \leq 1 \text{ cm} \Rightarrow e = \sqrt[3]{\frac{30000 qL^3}{384 E b}} \geq 14.87 \text{ cm}$$

En fin de compte, l'épaisseur retenue doit répondre à la condition suivante :

$$e \geq \text{Max} (11\text{cm}, 14\text{cm}, 10\text{cm}, 14.87 \text{ cm})$$

On prend donc : **e = 15 cm**

II.3) Les escaliers :

Les marches des escaliers, qui servent à passer d'un niveau à un autre, seront fabriquées en béton armé coulé sur place.

• Terminologie :

- (1) **e** : épaisseur du palier de repos
- (2) **L0** : longueur projetée de la paillasse
- (3) **g** : giron, largeur de la marche
- (4) **h** : hauteur de la contremarche
- (5) **H** : hauteur d'une volée
- (6) **α** : inclinaison de la paillasse
- (7) **E** : emmarchement, la profondeur de la marche
- (8) **L'** : longueur réelle de l'escalier
- (9) **L** : longueur réelle de la volée

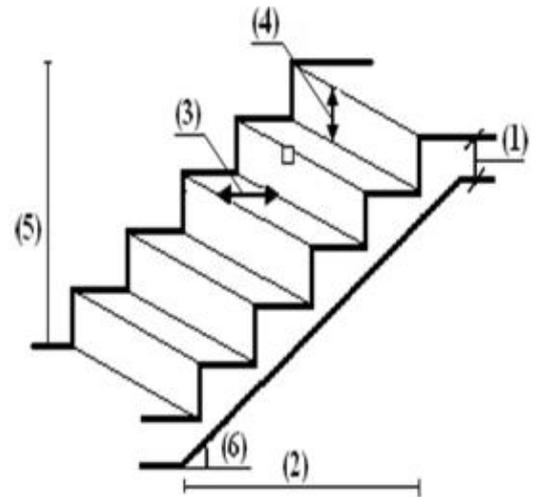


Figure II.3 : Schéma terminologie escalier

Notre projet ne comporte qu'un seul type d'escalier, à savoir des escaliers de secours à deux volées, du sous-sol jusqu'au dernier étage. Pour déterminer les dimensions "g" et "h" des marches, nous utiliserons la relation de Blondel suivante :

$$0.60m \leq g + 2h \leq 0.64m$$

On prend $g + 2h = 64$ (1)

Or: $g = \frac{L_0}{n-1}$ et $h = \frac{H}{n}$

En remplace dans (1) $64n - 2 - (L + 2H + 64)n + 2H = 0$ (2) n :

Nombre de contre marche et n- 1: Nombre de marches

L'épaisseur de la paillasse e est donnée par : $\frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20}$

II.4) Les poutres :

En construction, les poutres peuvent être de différents types de sections. Pour les bâtiments d'habitation, des sections régulières telles que rectangulaires ou carrées sont généralement adoptées. Le pré dimensionnement de ces poutres repose sur le critère suivant

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \quad \text{et} \quad 0.3h \leq b \leq 0.7h$$

- ✓ **L** : portée libre de la poutre.
- ✓ **h** : hauteur de la section.
- ✓ **b** : largeur de la section.
- **Conditions imposées par (Art 7-5-1 RPA 99) :**

Pour la première condition : $b \geq 20 \text{ cm}$ et $h \geq 30 \text{ cm}$

Pour la deuxième condition : $h/b \leq 4$

Pour la troisième condition : $b \leq 1,5 h_1 + b_1$, où h_1 et b_1 sont exprimés en centimètres.

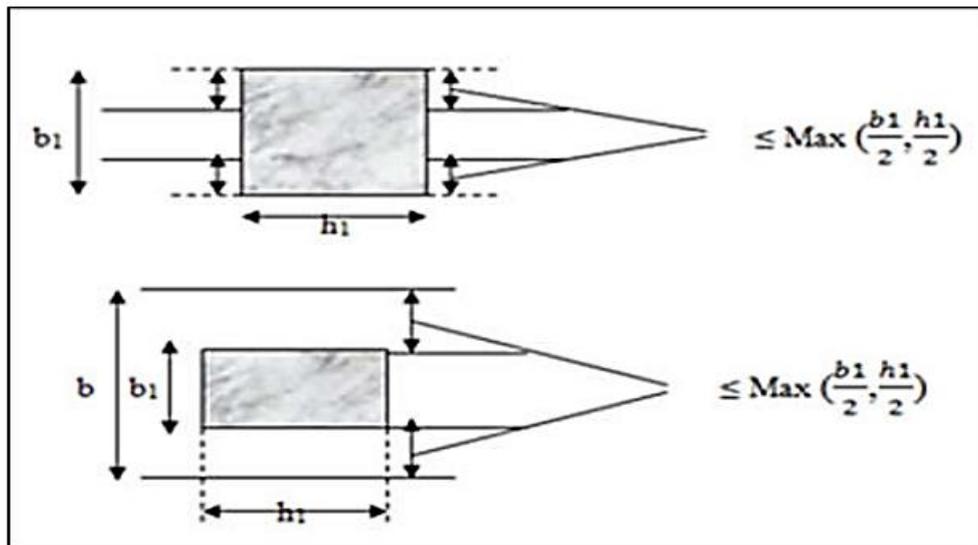


Figure II.4 : Les dimensions requises pour les poutres doivent être respectées.

- **Condition de rigidité :** $\frac{h}{L} > \frac{1}{16}$

Les poutres principales, qui assurent la charge portante :

$$L = 5.00 \text{ m}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 32.66 \leq h \leq 49 \text{ on prend } h = 45$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 13.5 \leq h \leq 31.5 \text{ on prend } b = 30$$

- **Vérifications conformes aux exigences de l'article 7-5-1 du Règlement de prévention des incendies de 1999 (RPA 99) :**

- ✓ 45 cm > 30 cm, ce qui est conforme (cv)
- ✓ 30 cm > 20 cm, ce qui est conforme (cv)
- ✓ 1.6 < 4, ce qui est conforme (cv)

Les poutres secondaires, qui n'ont pas de fonction portante :

Leur conception permet d'assurer le contreventement du bâtiment ; elles remplissent également une fonction de chaînage.

$$L = 5.00 \text{ m}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 33 \leq h \leq 49.5 \text{ on prend } h = 40$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 13.5 \leq h \leq 31.5 \text{ on prend } b = 30$$

- **Vérifications conformes aux exigences de l'article 7-5-1 du Règlement de prévention des incendies de 1999 (RPA 99) :**

- ✓ 40 cm > 30 cm, ce qui est conforme (cv)
- ✓ 30 cm > 20 cm, ce qui est conforme (cv)
- ✓ 1.6 < 4, ce qui est conforme (cv)

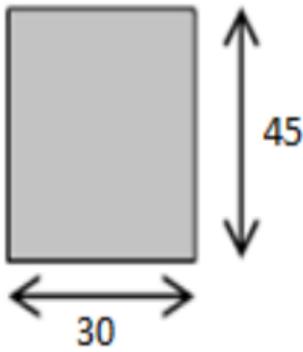


Figure II.5 : Poutres
PP (30x45) cm²

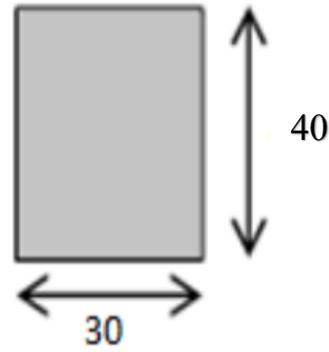


Figure II.4 : Poutres
PS (30x40) cm²

II.5) Les voiles :

II.5.a) Définition :

Les voiles sont des murs en béton armé dont le pré dimensionnement est justifié par l'article 7.7.1 du RPA99. Ils ont deux fonctions principales : d'une part, ils assurent le contreventement du bâtiment en résistant aux efforts horizontaux (séisme et vent), et d'autre part, ils transmettent les efforts verticaux aux fondations. Selon l'article 7.7.1 du RPA99V2003, les éléments dont la portée est supérieure ou égale à quatre fois leur épaisseur ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, par opposition aux éléments linéaires. De plus, l'épaisseur des voiles doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités, comme l'indiquent les figures ci-dessous.

II.5.b) L'épaisseur :

$$e_{min} = 15 \text{ cm}$$

À partir des hauteurs d'étages et des conditions de rigidité aux extrémités suivantes :

➤ Sous-sol : $h = 3.23 - 0.2 = 2.6 \text{ m}$

$$e \geq \max \left(e_{min}, \frac{H_e}{25}, \frac{H_e}{22}, \frac{H_e}{20} \right)$$

$$e \geq \max(e_{min}, 12.92, 14.68, 16.15) \Rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

II.6) Calcul des charges

II.6.a) Plancher terrasse inaccessible :

Tableau II.1: Charges du plancher terrasse

Désignation	Poids volumique ρ (KN/m ³)	Épaisseur e (m)	Poids (KN/m ²)
1- Protection gravillon (ep 4 cm)	20	4	0,8
2- Etanchéité multicouche (ep 2 cm)	6	2	0,12
3- Forme de pente (ep moy 8 cm)	23	12	2,76
4- Isolation thermique (ep 4 cm)	5	2	0,1
5- Dalle en corps creux (20+5)			3,6
6- Enduit plâtre (ep 1.5 cm)	18	1,5	0,27
Charge permanent G			7,650
Charge d'exploitation Q			1

II.6.b) Plancher étage courant :

Tableau II.2: Charges du plancher étage courant

Désignation	Poids volumique ρ (KN/m ³)	Épaisseur e (m)	Poids (KN/m ²)
Carrellage	20	4	0,8
Mortier de pose 1 cm	6	2	0,12
Chappe de béton	23	12	2,76
Enduit plâtre (ep 1 cm)	5	2	0,1
Dalle en corps creux (20+5)			3,6
Murs double cloison			1
Charge permanente G			6,470
Charge d'exploitation Q			2;5

II.6.c) Plancher du RDC+ 1ère étage (Usage bureautique) :

Tableau II. 3 : Charge permanente d'une dalle pleine

Désignation	Poids volumique ρ (KN/m ³)	Épaisseur e (m)	Poids G (KN/m ²)
Carrelage	20	0.2	0.4
Mortier de pose	20	0.1	0.2
Lit de sable	18	0.02	0.36

Dalle pleine	25	0.15	3.75
Enduit de ciment	18	0.02	0.36
Charge permanente G			G = 5.27 (KN/m ²)
Charge d'exploitation Q			Q = 2.5 (KN/m ²)

II.6.d) Les charges du balcon :

Tableau II.4: Charges appliquées sur balcon

Désignation	Poids volumique ρ (KN/m ³)	Épaisseur e (m)	Poids G (KN/m ²)
Carrelage	20	0.2	0.4
Mortier de pose	20	0.1	0.2
Chappe de béton	20	5	1
Enduit plâtre (ep 1 cm)	18	1,5	0.36
Dalle en corps creux (20+5)			3,6
Murs un seule cloison			1
Charge permanent G			G = 6,470 (KN/m ²)
Charge d'exploitation Q			Q = 3.5 (KN/m ²)

II.6.e) Les charges des murs extérieurs :

Tableau II.5: Charges des murs extérieurs

Désignation	Poids volumique ρ (KN/m ³)	Épaisseur e (m)	Poids G (KN/m ²)
Enduit ciment	18	0.02	0.36
Brique creuse	09	0.15	1.35
Ame d'air	/	0.05	/
Brique creuse	09	0.10	0.9
Enduit plâtre	10	0.02	0.2
		Charge permanent G	G = 2.81 (KN/m ²)

II.6.f) Les charges de la paille :

Tableau II.6 : Charges de la paille

Désignation	Poids volumique ρ (KN/m ³)	Épaisseur e (m)	Poids G (KN/m ²)
Revêtement horizontale	20	0.02	0.40
Revêtement verticale	20	0.013	0.26
Matière de pose	20	0.02	0.40
Poids propre de la paille	25	0.16/cos α	4.74

Poids propre des marches	22	0.17 (1/2)	1.87
Enduit plâtre	0.02	10	0.20
		Charge permanent G	G = 7,87 (KN/m ²)
		Charge d'exploitation Q	Q = 2.50 (KN/m ²)

II.6.g) Les charges de l'acrotère :**Tableau II.7 : Les charges de l'acrotère**

Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G (KN/ml)	Q
0.075	0.075*25=1.875	$0.03*0.7* 20 =$ 0.42	2.295	1

II.7) Pré dimensionnement des poteaux :

H	ETAGE	G [KN]	Q [KN]	N _{sup} [KN]	N _{inf} [KN]	N _{max} [KN]	Nupot [KN]	Nplanc [KN]	Nu [KN]	Ns [KN]	Br [cm ²]	a	choix	verification RPA	Verif flambem
3,06	haut 10 eme etage	7,65	1	24,148	16,403		0,000	225,669	266,219	195,080	173,606	15,176	40	18,840	18,551
3,06	haut 09 eme etage	15,3	2,5	48,296	32,805		14,094	465,647	560,843	410,139	365,735	21,124	40	27,346	18,551
3,06	haut 08 eme etage	22,95	3,85	72,444	49,208		28,188	701,333	851,173	622,337	555,064	25,560	40	33,688	18,551
3,06	haut 07 eme etage	30,6	5,05	96,593	65,610		42,282	932,726	1137,210	831,672	741,594	29,232	40	38,939	18,551
3,06	haut 06 eme etage	38,25	6,1	120,741	82,013		56,376	1159,826	1418,955	1038,146	925,324	32,419	50	43,496	14,841
3,06	haut 05 eme etage	45,9	7	144,889	98,415		78,398	1382,632	1704,334	1247,630	1111,425	35,338	50	47,670	14,841
3,06	haut 04 eme etage	53,55	7,75	169,037	114,818		100,420	1601,146	1985,420	1454,252	1294,726	37,982	60	51,451	12,368
3,06	haut 03 eme etage	61,2	8,35	193,185	131,220		132,131	1815,367	2271,903	1665,189	1481,546	40,491	60	55,038	12,368
3,06	haut 02 eme etage	68,85	8,8	217,333	147,623		163,843	2025,294	2554,093	1873,265	1665,567	42,811	60	58,356	12,368
3,6	haut 01 ere etage	75,71	9,1	241,481	164,025		195,554	2210,580	2811,641	2063,405	1833,518	44,820	65	61,228	13,431
3,6	haut de RDC	82,57	9,8	265,629	180,428		240,471	2407,314	3093,842	2270,959	2017,547	46,917	65	64,227	13,431
3,23	haut sous-sol	89,43	10,25	289,778	196,830		285,388	2596,893	3368,889	2473,743	2196,909	48,871	70	67,021	11,190
2,5	haut avant poteaux	96,29	10,25	313,926	213,233	34,273	331,363	2773,593	3666,387	2694,112	2390,912	50,897	70	69,918	8,661
	haut de semelle	103,15	10,25	338,074	229,635	34,273	365,264	2950,293	3917,539	2880,151					

II.8) Conclusion :

En conclusion partielle, ce chapitre a traité le pré dimensionnement et la descente des charges pour un bâtiment R+10. Nous avons examiné les charges verticales (permanentes, d'exploitation, climatiques et accidentelles) ainsi que les charges horizontales (vent et séismes). Ces étapes cruciales permettent d'obtenir des dimensions et des sections initiales appropriées pour les éléments structuraux. Le respect des normes et méthodes de calcul adéquates garantit la stabilité et la sécurité du bâtiment. Le prochain chapitre portera sur la conception détaillée des éléments structuraux, en se basant sur les résultats du pré dimensionnement des charges.

Chapitre III

Calcul des éléments secondaires

III.1) Étude de l'acrotère :

L'acrotère est un élément de sécurité qui doit être prévu au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, elle est considérée comme une console encastrée à sa base et soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale due à la main courante. Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS. La hauteur de l'acrotère est prise égale à 70 cm.

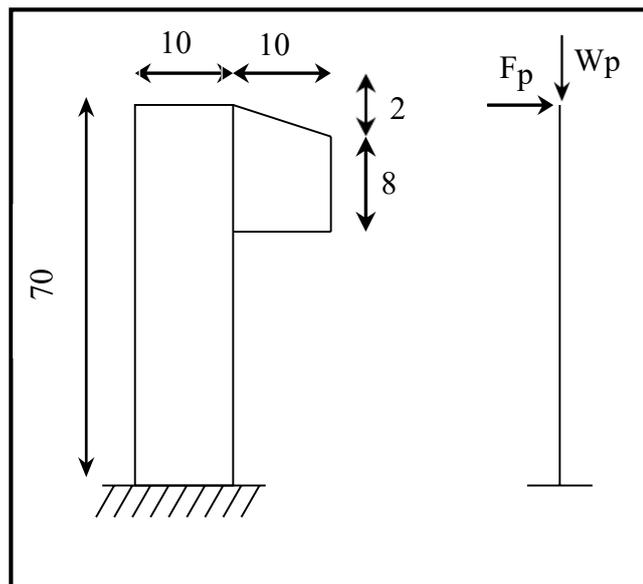


Figure III.1 : Schéma statique d'un acrotère

III.1.a) Evaluation des charges :

- Surface de l'acrotère :

$$S = 0,1 \times 0,7 + 0,08 \times 0,15 + 2 \times (0,02 \times 0,15) = 0,0835 \text{ m}^2$$

- Le poids de l'acrotère :

Est donné par mètre linéaire :

$$W_p = S \times \gamma \times 1 = 0,0835 \times 25 = 2,087 \text{ kN/ml}$$

Sollicitations :

D'après les règles RPA99 (Article 6.2.3), l'action de force est donnée par la formule

Suivante :

$$FP = 4.A. Cp. Wp$$

Avec : A : coefficient de l'accélération de zone A = 0,25 zone III

Cp : facteur de force horizontale. Cp = 0,8 console

WP : poids de l'acrotère . WP=2,087kN/ml

D'où :
$$FP = 4 \times 0,25 \times 0,80 \times 2,087 = 1,670 \text{ kN/ml}$$

- **Etat limite ultime :**

$$NU = 1.35 NG = 1,35 \times 2,087 = 2,82 \text{ kN/ml}$$

$$MU = 1.5 MQ = 1,5 \times 0,7 \times 1,670 = 1,75 \text{ kN.m/ml.}$$

- **Etat limite service :**

$$Nser = NG = 2,087 = 2,087 \text{ kN/ml.}$$

$$Mser = MQ = 0,7 \times 1,670 = 1,169 \text{ kN.m/ml.}$$

III.1.b) Ferrailage :

La section est sollicitée en flexion composée, le ferrailage est calculé à l'ELU en considérant les efforts rapportés au centre de gravité.

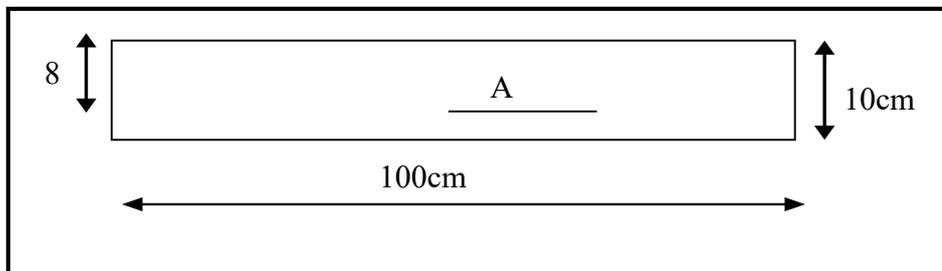


Figure III.2 : Section de ferrailage

$$h = 10 \text{ cm, } b = 100 \text{ cm, } d = 8 \text{ cm}$$

➤ ELU : centre de pression

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{2,82}{1,75} = 1,61 \text{ m}$$

$$e_0 = 1,61 \text{ m} > \frac{h}{2} = 0,05 \text{ m}$$

Section partiellement comprimée, le calcul se fait à la flexion simple avec ce moment fictif M_f égal au moment par rapport aux armatures tendues.

$$M_f = Nu (e_0 + (h/2) - C)$$

$$M_f = 2,82 (1,61 + 0,05 - 0,02)$$

$$M_f = 4,62 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{2,82 \cdot 1000}{14,17 \cdot 100 \cdot 8^2} = 0,031 < \mu_l = 0,392 \quad \longrightarrow \quad \text{pas d'armatures comprimés}$$

$$\text{Et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \quad \sigma_s = f_e / \gamma_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 0,039 \quad \beta = 0,984$$

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \sigma_s} \quad \longrightarrow \quad A_1 = - \frac{M_f}{\sigma_s \beta d} = 1,68 \text{ cm}^2$$

$$A = 1,68 - \frac{2,82 \times 1000}{100 \times 348} \quad \longrightarrow \quad A = 1,59 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23. b. d. (2,1/400)$$

$$A_{min} = 0,97 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max (A_{cal}, A_{min}) = 1,59 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = A/4 = 0,40 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Choix : } 8T/e = 25\text{cm}.$$

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

$$T_{max} = 1,5 F_p = 1,5.1,67$$

$$T_{max} = 2,51 \text{ kN}$$

$$\tau_U = T_{max} / bd = 2510 / 100 \cdot 8 \cdot 100 = 0,031 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_U} = \min \left(0,2 \frac{B_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mp} \right) \rightarrow \text{BAEL91}$$

$$\overline{\tau_U} = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \tau_U < \overline{\tau_U} \dots \text{condition vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **ELS :**

L'acrotère est exposé aux intempéries.

=> la fissuration est préjudiciable.

$$\sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{nf_{ij}} \right) = \min \left(\frac{2}{3} \cdot 400 ; 110 \sqrt{1,6.2,1} \right)$$

$$\sigma_s = 202 \text{ MPa}.$$

$$e_0 = M_{ser} / N_{ser} = 1,169 / 2,087 = 0,56$$

III.2) La dalle en corps creux :

La structure étudiée comporte des planchers à corps creux. Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux) de dimensions $(16 \times 20 \times 55) \text{ cm}^3$, avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur. Pour les planchers à corps creux le calcul se fait pour les poutrelles et la dalle de compression.

III.2.a) Étude de la dalle de compression :

La table de compression de 4 à 5 cm d'épaisseur est coulée sur place, elle est armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TL520) dont le but est de :

- ✓ Résister aux effets de charges appliqués ;
- ✓ Limiter les risques de fissuration par retrait
- ✓ Reprendre les charges localisées entre poutrelles voisines, Le ferrailage est donné par les formules suivantes :

$$\text{➤ Si } : \mathbf{L_n} \leq 50 \text{ cm} \rightarrow \begin{cases} A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} \\ A_{//} \frac{A_{\perp}}{f_e} \end{cases}$$

$$\text{➤ Si } : 50 \text{ cm} \leq \mathbf{L_n} \leq 80 \text{ cm} \rightarrow \begin{cases} A_{\perp} \geq 4 \frac{l_n}{f_e} \\ A_{//} \frac{A_{\perp}}{f_e} \end{cases}$$

III.2.b) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$50 \text{ cm} \leq \mathbf{L_n} = 60 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm}$$

$$A_{\perp} \geq 4 \times \frac{l_n}{f_e} \rightarrow A_{\perp} \geq 4 \times \frac{60}{400} \rightarrow A_{\perp} = 0,6 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des armatures

$$6\phi 5 \rightarrow A_{\perp} = 1,18 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

III.2.c) Armatures parallèles aux nervures (A//) :

$$50 \text{ cm} \leq L_n \leq 80 \text{ cm}$$

$$A// \geq \frac{A_{\perp}}{2} \rightarrow A// \geq \frac{0.6}{2} \rightarrow A// \geq 0,3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures

$$6\phi 5 \rightarrow A// = 1.18 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on adoptera un treillis soudé $\phi 5$ (150×150) mm^2

III.2.d) Méthode de calcul :

Les poutrelles à étudier sont assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis, leur étude s'effectue selon l'une des méthodes suivantes :

- ✓ Méthode forfaitaire
- ✓ Méthode de Caquot.

Présentation théorique de la méthode forfaitaire :

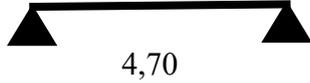
Une méthode simplifiée de calcul applicable aux planchers à surcharges. L'utilisation de cette méthode conduit à un calcul rapide et direct. Suivant le BAEL 91, on peut appliquer « la méthode forfaitaire » pour le calcul des planchers à charge d'exploitation modérée, si les conditions suivantes sont vérifiées.

- ✓ $Q \text{ min } (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$;
- ✓ Le moment d'inertie constant sur toutes les travées ;
- ✓ Le rapport des portées successives doit être compris entre 0.8 et 1.25
- ✓ La fissuration est peu préjudiciable (peu nuisible).

III.2.e) Les différents types des poutrelles :

- Schémas statique étage terrasse :

Tableau III.1 : les schémas statiques des poutrelles.

Types 03	
Types 02	
Types 01	

III.2.f) Vérification des méthodes de calcul :

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire

- ✓ $Q = 150 \text{ dan}/m^2 \leq \min(2 \times 490 ; 500) \text{ daN}/m^2 \rightarrow$ Condition vérifiée.
- ✓ Le moment d’inertie constant sur toutes les travées. \rightarrow Condition vérifiée.
- ✓ La fissuration est considérée comme non préjudiciable (peu nuisible). \rightarrow Condition vérifiée.
- ✓ Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25.

$$\frac{L_{i+1}}{L_i} = \frac{475}{445} = 1,06 \rightarrow \text{Condition vérifiée pour type 01.}$$

Alors on applique la méthode la méthode forfaitaire pour le type 01

- ✓ Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25.

$$\frac{L_{i+1}}{L_i} = \frac{470}{460} = 1.02 \rightarrow \text{Condition pas vérifiée pour type 02.}$$

Alors on applique la méthode de pour méthode forfaitaire le type 02.

III.2.g) Évaluations des charges :

Les poutrelles supportent les charges suivantes :

Tableau III.2 : Tableau récapitulatif des caractéristiques des planchers.

Plancher	Ln	G[KN/m ²]	Q[KN/m ²]
Terrasse	0.65	7.65	1
Etage courant	0.65	6.47	1,5

Tableau. III.3 : Tableau de combinaison d'actions.

	formule	terrasse	Etage courant
La charge ultime [KN/ml]	$q_u = (1.35G + 1.5Q) * L_n$	7.687	7.139
La charge service [KN/ml]	$q_s = (G + Q) * L_n$	5.6225	5.18

III.2.h) Application de la méthode forfaitaire :

. Application de la méthode forfaitaire pour le plancher (étage courant) :

Type de poutrelle à étudiée :



Figure III.4 : Schéma statique de la poutrelle type 02

Le principe consiste à autoriser le transfert de moment entre les sections sur appuis, et en travées et réciproquement

- **Calcul des moments :**

$$Q_u = 7,139 \text{ KN/ml}$$

$$Q_s = 5,18 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Soit : } \alpha = \frac{Q}{G+Q}$$

Les moments en travées et en appuis doivent vérifier :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0,3)M_0, 1,05M_0]$$

$$M_t \geq \left(\frac{1,2+0,3\alpha}{2} \right) M_0 \quad (\text{Travée de rive}).$$

$$M_t \geq \left(\frac{1+0,3\alpha}{2} \right) M_0 \quad (\text{Travée intermédiaire}).$$

Avec :

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (c'est le moment - Isostatique) ;

M_g et M_d : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée

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

Moment d'un appui de rive :

Appuis semi encastré (encastré dans une poutre) $\rightarrow -0,2M_0$.

Appuis encastré (encastré dans un voile) $\rightarrow -0,4M_0$.

Moments des appuis intermédiaires :

Appuis d'une poutre à deux travées $\rightarrow -0,5M_0$.

Autres appuis intermédiaires $\rightarrow -0,4M_0$.

➤ **ELU :**

- **Calcul du chargement :**

$$(1.35g + 1.5q) * 0.65 = (1,35 \times 6.47 + 1,5 \times 1.5) * 0.65 = 7.139 \text{ kN/ml}$$

- **Calcul des moments isostatique M_0^u :**

- **Travée AB :**

$$M_0^{AB} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{7,139 \times 4,70^2}{8} = 19,7125 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{AB} = 1971,25 \text{ daN.m}$$

- **Travée BC**

$$M_0^{BC} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{7,139 \times 4,65^2}{8} = 19,2953 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = 1929,53 \text{ daN.m}$$

- **Travée CD et Travée DE :**

$$M_0^{CD} = M_0^{DE} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{7,139 \times 4,60^2}{8} = 18,8826 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{CD} = M_0^{DE} = 1888,26 \text{ daN.m}$$

- **Calcul des moments fléchissant en appuis :**

$$M_A = -0,2M_0^{AB} = -0,2 \times 1971,25 = -394,25 \text{ daN.m}$$

$$M_B = -0,5\max(M_0^{AB}; M_0^{BC}) = -0,5 \times 1971,25 = -985,62 \text{ daN.m}$$

$$M_C = -0,4\max(M_0^{BC}; M_0^{CD}) = -0,4 \times 1929,53 = -771,81 \text{ daN.m}$$

$$M_D = -0,5\max(M_0^{CD}; M_0^{DE}) = -0,5 \times 1888,26 = -944,13 \text{ daN.m}$$

$$M_E = -0,2M_0^{DE} = -0,2 \times 1888,26 = -377,65 \text{ daN.m}$$

- **Calcul des moments fléchissant en travée M_t :**

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1,5}{6.47 + 1,5} = 0,18$$

$$0 \leq \alpha = 0,18 \leq \frac{2}{3} = 0,66 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\begin{cases} M_{t1} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha)M_0^u; 1,05M_0^u] \\ M_{t2}^u \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right) M_0^u \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t1} \geq -\left(\frac{M_g + M_d}{2}\right) + \max[(1 + 0,3 \times \alpha)M_0^u ; 1,05M_0^u] \\ M_{t2}^u \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right) M_0^u \end{cases}$$

Le résultat donné par l'Excel :

Tableau. III.4 : le résultat de moment fléchissant de chaque travée

ELU					
travée	Mg(daN.m)	Md(daN.m)	MO(daN.m)	Mt1(daN.m)	Mt2(daN.m)
A-B	394,25	985,62	1971,25	1387,763	1235,97
B-C	985,62	771,81	1929,53	1155,01	1209,81
C-D	771,81	944,13	1888,26	1132,256	1183,93
D-E	944,13	377,65	1888,26	1329,336	1183,93

Alors on prend

$$M_t = 1387,763 \text{ daN.m}$$

Méthode forfaitaire (4 travées)					
Poutre n°					Remplir les zones de couleur => Verte
Calculs par la Méthode Forfaitaires					
Portée (m)	470%	465%	4,6	4,6	
g : permanentes(kg/m)	56774%	56774%	567,74	567,74	
q : exploitation(kg/m)	14600%	14600%	146	146	
Pu=(1.35g+1.5q) charge ELU en (kg/m)	985,449	985,449	985,449	985,449	
Ps=(g+q) charge ELS en (kg/m)	713,74	713,74	713,74	713,74	
0.8<li/li-1<1.25		0,99	0,99	1,00	
Calcul des moments à l'ELU (Kg.m)					
M(iso) travée ELU (Pu)	2721,07	2663,48	2606,51	2606,51	
Ma (appui)	-544,21	-1360,54	-1065,39	-1303,26	-521,30
Mt (travée) en kg.m	1716,13	1413,47	1383,23	1643,88	
α(travée)	0,205	0,205	0,205	0,205	
Mt+(Mw+Me)/2	2668,51	2626,43	2567,56	2556,16	
Maxi[(1+0.3α)Mo;1.05Mo]	2888,05	2826,93	2766,47	2766,47	
Condition (Ligne3b;Ligne32)	NonVérifiée	NonVérifiée	NonVérifiée	NonVérifiée	

Figure III.5 : la méthode forfaitaire de 4 travées

- Calcul des efforts tranchants :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{q \cdot l}{2}$$

$$T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{q \cdot l}{2}$$

Le résultat donné par l'Excel :

Tableau III.5 : le résultat de l'effort tranchant de chaque travée

		ELU					
Travée	Mw(KN.m)	Me(KN.m)	L(m)	Q(KN/ml)	Tw(KN)	Te(KN)	
A-B	3,9425	9,8562	4,7	7,139	15,51842	-18,0349	
B-C	9,8562	7,7181	4,65	7,139	17,05798	-16,1384	
C-D	7,7181	9,4413	4,6	7,139	16,04509	-16,7943	
D-E	9,4413	3,7765	4,6	7,139	17,65118	-15,1882	

Alors on prend l'effort tranchant de travée A-B :

$$T_e = |-18,0349| \text{ KN} = 18,0349 \text{ KN}$$

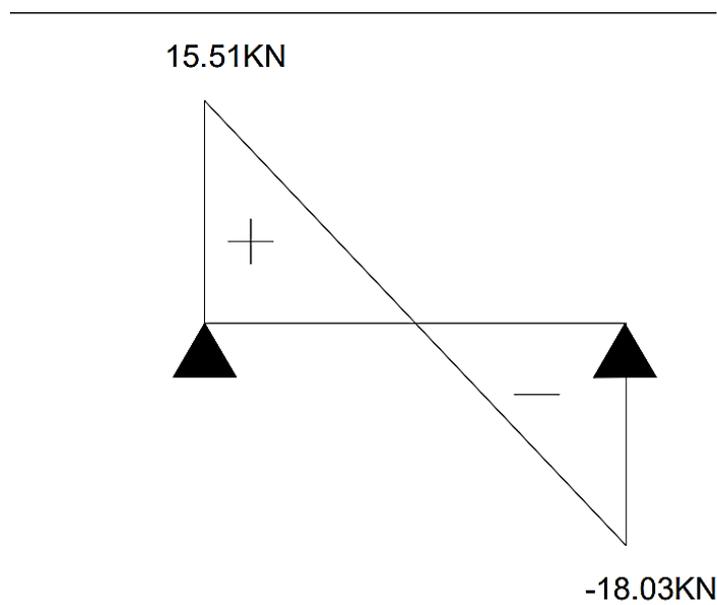


Figure. III.6 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU pour poutrelle en ELS

➤ ELS :

$$q_s = (G + Q)0,65 = (6,47 + 1,5)0,65 = 5,18 \text{ kN/ml}$$

• Calcul des moments isostatique M_0^s

• Travée AB :

$$M_0^{AB} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{5,18 \times 4,70^2}{8} = 14,3032 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{AB} = 1430,32 \text{ daN.m}$$

• Travée BC

$$M_0^{BC} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{5,18 \times 4,65^2}{8} = 14,0005 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = 1400,05 \text{ daN.m}$$

• Travée CD et Travée DE :

$$M_0^{CD} = M_0^{DE} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{5,18 \times 4,60^2}{8} = 13,7011 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{CD} = M_0^{DE} = 1370,11 \text{ daN.m}$$

• Calcul des moments fléchissant en appuis :

$$M_A = -0,2M_0^{AB} = -0,2 \times 1430,32 = -286,06 \text{ daN.m}$$

$$M_B = -0,5\max(M_0^{AB}; M_0^{BC}) = -0,5 \times 1430,32 = -715,16 \text{ daN.m}$$

$$M_C = -0,4\max(M_0^{BC}; M_0^{CD}) = -0,4 \times 1400,05 = -560,02 \text{ daN.m}$$

$$M_D = -0,5\max(M_0^{CD}; M_0^{DE}) = -0,5 \times 1370,11 = -685,05 \text{ daN.m}$$

$$M_E = -0,2M_0^{DE} = -0,2 \times 1370,11 = -274,02 \text{ daN.m}$$

• Calcul des moments fléchissant en travée M_t :

$$\begin{cases} M_{t1} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha)M_0^u ; 1,05M_0^u] \\ M_{t2}^u \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right) M_0^u \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t1} \geq -\left(\frac{M_g + M_d}{2}\right) + \max[(1 + 0,3 \times \alpha)M_0^u ; 1,05M_0^u] \\ M_{t2}^u \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right)M_0^u \end{array} \right.$$

Le résultat donné par l'Excel :

Tableau. III.6: le résultat de moment fléchissant de chaque travée

	ELS				
travée	Mg(daN.m)	Md(daN.m)	M0(daN.m)	Mt(daN.m)	Mt2(daN.m)
A-B	286,06	715,16	1430,32	1006,947	896,8106
B-C	715,16	560,02	1400,05	838,0627	877,8314
C-D	560,02	685,05	1370,11	821,5609	859,059
D-E	685,05	274,02	1370,11	964,5609	859,059

Alors on prend

$$M_t = 1006,947 \text{ daN.m}$$

- Calcul des efforts tranchants :

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{q.l}{2}$$

$$T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{q.l}{2}$$

Le résultat donné par l'Excel :

Tableau III.7 : le résultat de l'effort tranchant de chaque travée

	ELS					
Travée	Mw(KN.m)	Me(KN.m)	L(m)	Q(KN/ml)	Tw(KN)	Te(KN)
A-B	2,8606	7,1516	4,7	5,18	11,26002	-13,086
B-C	7,1516	5,6002	4,65	5,18	12,37713	-11,7099
C-D	5,6002	6,8505	4,6	5,18	11,6422	-12,1858
D-E	6,8505	2,7402	4,6	5,18	12,80754	-11,0205

Alors on prend l'effort tranchant de travée A-B :

$$T_e = |-13,086| \text{ KN} = 13,086 \text{ KN}$$

III.2.i) Ferrailage des poutrelles :➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

- **En travée**

$$M_t^{AB} = 13,8776 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

$$M_T = \sigma_b \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$b = 65 \text{ cm}; b_0 = 12 \text{ cm}; h_0 = 5 \text{ cm}; h = 25 \text{ cm}$$

$$d = h - c = h - \frac{h}{10} = 25 - \frac{25}{10} = 22,5 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,85 \times \frac{25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$M_T = 14,17 \times 65 \times 5 \times \left(22,5 - \frac{5}{2} \right)$$

$$M_T = 92105 \text{ N.m}$$

$$M_T = 92105 \text{ N.m} > M_t^u = 13877,6 \text{ N.m}$$

Donc la zone comprimée se trouve dans la table de compression et la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimensions $(b \times h) = (65 \times 25) \text{ cm}^2$

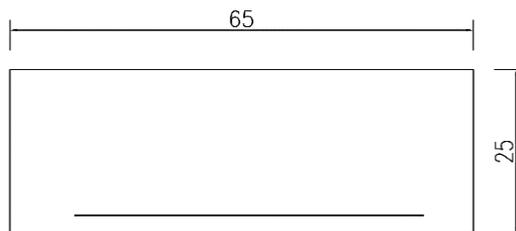


Figure III.7 : Section de calcul en travée

Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{13877,6}{65 \times 14,17 \times 22,5^2} = 0,029$$

$$\mu = 0,02 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,029}) = 0,036$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,036 = 0,985$$

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

Détermination des armatures

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{13877,6}{0,985 \times 348 \times 22,5} = 1,80 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 12 \times 22,5 \times \frac{2,1}{400} = 0,32 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix des armatures : } 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2$$

➤ **Etat limite de service (E.L.S) :**

Vérification de l'étendu de la zone comprimée :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{65 \times 5^2}{2} - 15 \times 2,36(22,5 - 5) = -47,625 < 0$$

$$H < 0 \longrightarrow \text{L'axe neutre se trouve dans la table et } y_1 < h_0$$

L'axe neutre de la table de compression :

$$\frac{b}{2} \times y_1^2 - 15A(d - y_1) + 15A'(y_1 - d') = 0$$

$$\frac{b}{2} \times y_1^2 - 15A(d - y_1) = 0$$

$$\frac{65}{2} \times y_1^2 - 15 \times 2,36(22,5 - y_1) = 0$$

$$6 \times y_1^2 + 300,4 \times y_1 - 1459 = 0$$

$$y_1 = 4,45 \text{ cm} < h_0$$

Moment quadratique :

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 = \frac{65}{3} \times 4,45^3 + 15 \times 2,36 \times (22,5 - 4,45)^2$$

$$I = 13442,7 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes :

$$M_t^{AB} = 10069,47 \text{ N.m}$$

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{10069,47 \times 10^3}{13442,7 \times 10^4} \times 4,45 \times 10 = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = 3,33 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \longrightarrow \text{ Les armatures calculées à l'ELU} \end{array} \right.$$

seront maintenues à l'ELS.

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

• **. En appui :**

$$M_B^u = -9,8562 \text{ KN.m}$$

$M_B^u < 0 \longrightarrow$ La table de compression se trouve dans la zone tendue et le béton tendu

N'intervient pas dans les calculs de résistance, donc la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (12 \times 25) \text{ cm}^2$.

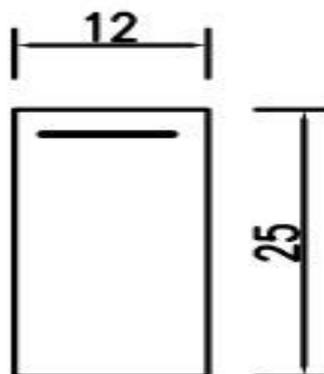


Figure. III.8 : Section de calcul en appuis

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_B^u}{b_0 \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{9856,2}{12 \times 14,17 \times 22,5^2} = 0,11$$

$$\mu = 0,11 < \mu_l = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,11}) = 0,152$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,152 = 0,939$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_B^u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{9856,2}{0,939 \times 22,5 \times 348} = 1,34 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 12 \times 22,5 \times \frac{2,1}{400} = 0,32 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = \max(1,34; 0,32) = 1,34 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 1T14 \longrightarrow $A = 1,54 \text{ cm}^2$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_B^s = -7,1516 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{section rectangulaire et } A' \neq \emptyset \\ \text{acier FeE400} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right. \longrightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec

$$\gamma = \frac{M_B^u}{M_B^s} = \frac{9856,2}{7151,6} = 1,38$$

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$\alpha = 0,152 < 0,44$ Les armatures calculées à E.L.U seront maintenues à l'ELS.

Calcul des armatures transversales :

L'effort tranchant peut engendrer des fissures inclinées à 45° par rapport à la ligne moyenne, et pour y remédier on utilise des armatures transversales.

$$T_u^{\max} = 18,0349 \text{ KN} = 18034,9 \text{ N}$$

Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$T_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Avec :

$$a = 0,9 \times d = 0,9 \times 22,5 \Rightarrow a = 20,25 \text{ cm}$$

$$T_u = 18034,9 \leq 0,267 \times 20,25 \times 12 \times 25 \times 10^2 = 162202,5 \text{ N}$$

Donc : il n'y a pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures :

On doit vérifier que :

$$A_{\text{inf}} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[T_u + \frac{M_a^u}{0,9 \times d} \right]$$

$$A_{\text{inf}} = 1,57 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left[18034,9 - \frac{9856,2 \times 100}{0,9 \times 22,5} \right] \times 10^{-2} = -0,88 \text{ cm}^2 \text{ (Condition vérifiée)}$$

Donc : Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures.

Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{18034,9}{12 \times 22,5 \times 10^2} = 0,66 \text{ MPa}$$

Fissuration peut nuisible.

$$\tau_u = \min \left[0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = \min \left[0,2 \frac{25}{1,5}, 5 \text{ MPa} \right] = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,66 \text{ MPa} < \tau = 3,33 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

Section des armatures transversales A_t :

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{1 \text{ min}} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{25}{35}; \frac{12}{10}; 1 \right) = 0,71 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow 2\phi_8$ $A_t = 1,01 \text{ cm}^2$

L'espacement des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times K}{0,8 \times f_e (\sin\alpha + \cos\alpha)}$$

$K = 1$ (Flexion simple)

$$\alpha = 90 \rightarrow \begin{cases} \sin\alpha = 1 \\ \cos\alpha = 0 \end{cases}$$

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,80 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{1,01 \times 0,80 \times 235}{12 \times (0,66 - 0,3 \times 2,1)} = 537,44 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9 \times d; 40 \text{ cm}) = \min(20,25 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 20,25 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} = \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times 0,4} = \frac{1,01 \times 235}{12 \times 0,4} = 49,44 \text{ cm}$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 20,25 \text{ cm.}$$

Donc :

on adopte $\delta_t = 15 \text{ cm}$.

III.2.j) Vérification de la flèche :

Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire :

La vérification de la flèche se fait à E.L.S

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{25}{470} = 0,053 < 0,063$$

Avec $l = 4,7$ m (la plus grande portée) → (Condition non vérifiée).

$$\frac{h}{l} \leq \frac{1}{10} \left(\frac{M_t^s}{M_a^s} \right) = \frac{1}{10} \times \left(\frac{10069,47}{7151,6} \right) = 0,14$$

Avec M_t^s : le moment max en travée → (Condition vérifiée).

$$\frac{A_t^s}{b_0 \times d} = \frac{2,36}{12 \times 22,5} = 0,0087 \leq \frac{4,2}{235} = 0,018 \rightarrow \text{(Condition vérifiée)}.$$

- **Conclusion :**

Une des trois conditions n'est pas vérifiée → Le calcul de la flèche est nécessaire.

On doit vérifier que : $\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \Delta f_{t \max}$

$f_{gv}; f_{gi}$: Les flèches dus à la charge g ;

f_{ji} : La flèche dus à la charge j ;

f_{pi} : La flèche dus à la charge totale p et

g : charge permanente après mise en place des cloisons.

$$g = G \times 0,65 = 0,65 \times 6,47 = 4,20 \text{ KN/ml}$$

$j = g$: charge permanente avant mise en place de cloisons ;

$$j = g = 4,20 \text{ KN/ml}$$

p : charge totale :

$$p = (G + Q) \times 0,65 = (6,47 + 1,5) \times 0,65 = 5,18 \text{ KN/ml}$$

Calcul des moments fléchissant :

$$M_g = 0,75 \times g \times \frac{l^2}{8} = 0,75 \times 420 \times \frac{4,70^2}{8} = 869,79 \text{ daN.m}$$

$$M_p = 0,75 \times p \times \frac{l^2}{8} = 0,75 \times 518 \times \frac{4,70^2}{8} = 1072,74 \text{ daN.m}$$

$$M_j = 0,75 \times j \times \frac{l^2}{8} = 0,75 \times 420 \times \frac{4,70^2}{8} = 869,79 \text{ daN.m}$$

Calcul du module de déformation longitudinale :

Module de déformation longitudinale instantanée :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164,2 \text{ Mpa}$$

Module de déformation longitudinale différée :

$$E_v = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,87 \text{ Mpa}$$

Calcul des moments d'inertie fictifs :

$$I_f = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogène par rapport à un axe passant par son centre de gravité.

Coordonnées du centre de gravité :

$$V_1 = \frac{b_0 \times (h - h_0) \times \left(\frac{h - h_0}{2} + h_0\right) + (n \times A \times d) + \left(h_0 \times b \times \frac{h_0}{2}\right)}{b \times h_0 + b_0 \times (h - h_0) + n \times A}$$

$$V_1 = \frac{12 \times (25 - 5) \times \left(\frac{25 - 5}{2} + 5\right) + (15 \times 2,36 \times 22,5) + \left(5 \times 65 \times \frac{5}{2}\right)}{65 \times 5 + 12 \times (25 - 5) + 15 \times 2,36}$$

$$V_1 = \frac{3600 + 796,5 + 812,5}{600,4} = 8,675 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 25 - 8,675 = 16,325 \text{ cm}$$

$$I_0 = b \times \frac{V_1^3}{3} - (b - b_0) \times \frac{(V_1 - h_0)^3}{3} + b_0 \times \frac{V_2^3}{3} + n \times A(d - V_1)^2$$

$$I_0 = 65 \times \frac{8,675^3}{3} - (65 - 12) \times \frac{(8,675 - 5)^3}{3} + 12 \times \frac{16,325^3}{3} + 15 \times 2,36(22,5 - 8,675)^2$$

$$I_0 = 37436,910 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations :

$$\sigma_s = \frac{M_t^s}{A \times \beta_1 \times d}$$

σ_s : Contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré.

$$\rho_1 = 100\rho = 100 \times \frac{A}{b_0 \times d} = 100 \times \frac{2,36}{12 \times 22,5} = 0,87$$

$$\beta_1 = 0,868$$

ρ : Le rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile.

$$\sigma_s^g = \sigma_s^j = \frac{M_t^j}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{8697,9}{2,36 \times 0,868 \times 22,5} = 188,712 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_t^p}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{10727,4}{2,36 \times 0,868 \times 22,5} = 232,744 \text{ MPa}$$

Calcul de μ_g , μ_j et μ_p :

$$\mu = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0087 \times 188,712 + 2,1} = 0,58$$

$$\mu_g = \mu_j = 0,58$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0087 \times 232,744 + 2,1} = 0,64$$

$$I_f = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda}$$

Avec

I_f : Moment d'inertie fictif.

λ_i : Pour les déformations instantanées.

λ_v : Pour les déformations de longue durée
(différée).

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\rho \times \left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right)} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,0087 \times \left(2 + 3 \times \frac{12}{65}\right)}$$

$$\lambda_i = 4,725$$

$$\begin{aligned} \lambda_v &= \frac{0,02 \times f_{t28}}{\rho \times \left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right)} \\ &= \frac{0,02 \times 2,1}{0,0087 \times \left(2 + 3 \times \frac{12}{65}\right)} \end{aligned}$$

$$\lambda_v = 1,890$$

$$I_{fg}^i = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu_g \times \lambda_i} = \frac{1,1 \times 37436,910}{1 + 0,58 \times 4,725}$$

$$I_{fg}^i = 11009,38 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg}^v = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu_g \times \lambda_v} = \frac{1,1 \times 37436,910}{1 + 0,58 \times 1,890}$$

$$I_{fg}^v = 19645,358 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp}^i = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu_p \times \lambda_i} = \frac{1,1 \times 37436,910}{1 + 0,64 \times 4,725}$$

$$I_{fp}^i = 10233,747 \text{ cm}^4$$

Calcul des flèches partielles :

$$f_g^v = \frac{M_t^g \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fg}^v} = \frac{8697,9 \times 470^2}{10 \times 10818,87 \times 19645,358} = 0,903 \text{ cm}$$

$$f_g^i = f_j^i = \frac{M_t^g \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fg}^i} = \frac{8697,9 \times 470^2}{10 \times 32164,2 \times 11009,38} = 0,542 \text{ cm}$$

$$f_p^i = \frac{M_t^p \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fp}^i} = \frac{10727,4 \times 470^2}{10 \times 32164,2 \times 10233,747} = 0,719 \text{ cm}$$

La flèche totale :

$$\Delta_{ft} = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i)$$

$$\Delta_{ft} = (0,903 - 0,542) + (0,719 - 0,542) = 0,538$$

$$\Delta_{ft} = 0,538 \text{ cm}$$

La flèche admissible :

$$l = 4,70 \text{ m} < 5 \text{ m}$$

$$\Delta_{ftmax} = \frac{l}{5} = \frac{4,7}{5} = 0,94$$

$$\text{Donc : } \Delta_{ft} = 0,538 \text{ cm} < \Delta_{ftmax} = 0,94 \text{ cm}$$

(La flèche est vérifiée).

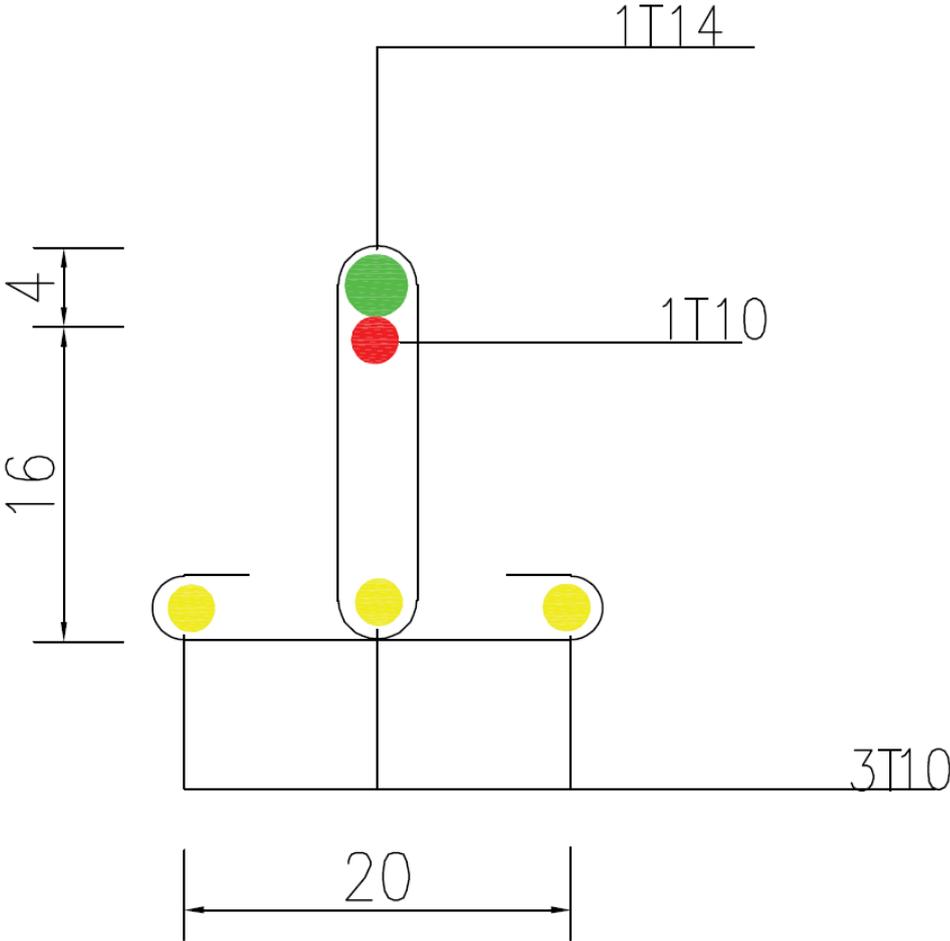


Figure III.9 : Coupe transversale d'une poutrelle

III.3) La dalle pleine :

III.3.a) . Principe de calcul :

Les dalles de notre structure portent suivant deux directions, et le calcul se fait en flexion simple. Le principe de calcul est basé sur les points suivants :

- La dalle est considérée comme un panneau reposant sur 4 cotés.
- Considérons 2 bandes :
 - ✓ Une bande suivant le sens x de longueur l_x de largeur 1 m.
 - ✓ Une bande suivant le sens y de longueur l_y de largeur 1 m.

III.3.b) Calcul du ferrailage :

L'épaisseur des panneaux : $e = 15\text{cm}$.

Le rapport : $\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{500}{505} = 0,9$

$0,4 < \alpha = 0,9 < 1 \rightarrow$ Donc la dalle travaille dans deux sens.

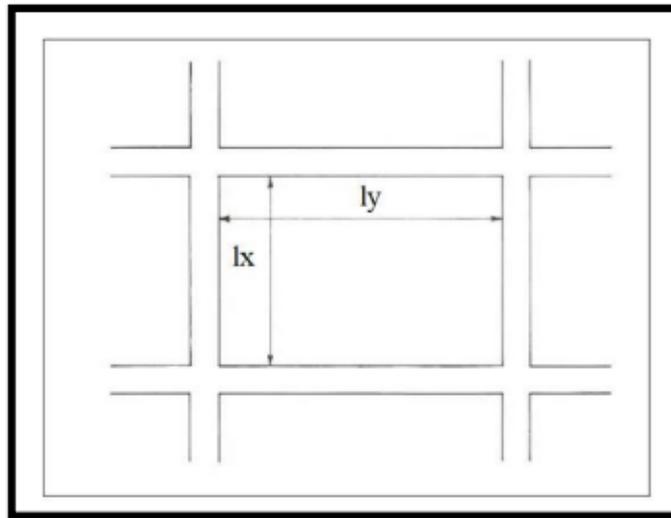


Figure III.10 : Dimensions d'un panneau de dalle.

III.3.c) . Diamètre des armatures :

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle. D'après l'article A.7.2 ,2 BAEL91, [C.B.A 93] on a :

$$h_d = 15 \text{ cm.}$$

$$\phi_{max} \leq \frac{h_d}{10} = \frac{15}{10} = 1,5 \rightarrow \text{Donc on prend } \phi = 12mm.$$

- **Calcul de l'enrobage :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible.

$$\left\{ \begin{array}{l} a = 1cm \\ C_x = \left(a + \frac{\phi}{2}\right) \rightarrow C_x = \left(10 + \frac{12}{2}\right) = 16 \text{ mm} \\ C_x = \left(a + \phi + \frac{\phi}{2}\right) \rightarrow C_x = \left(10 + 12 + \frac{12}{2}\right) = 28 \text{ mm} \end{array} \right.$$

- **Les hauteurs utiles :**

$$d_x = h_d - c_x = 16 - 1,6 = 14,4 \text{ cm.}$$

$$d_y = h_d - c_y = 16 - 2,8 = 13,2 \text{ cm.}$$

III.3.d) Évaluation des charges et combinaisons fondamentales :

$$G = 686 \text{ daN} \rightarrow \text{ELU} : 1,35.G + 1,5Q = 1311,3daN/m^2$$

$$Q = 250 \text{ daN} \rightarrow \text{ELS} : G + Q = 936.8daN/m^2$$

- **Pour une bonde de 1m**

$$ELU \times 1 = 1311,3daN/m^2$$

$$ELS \times 1 = 936.8daN/m^2$$

- **Calcul des sollicitations**

$$M_X = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2 \rightarrow \text{La direction } l_x$$

$$M_Y = \mu_y \cdot M_X \rightarrow \text{La direction } l_y$$

$$\mu_x \text{ et } \mu_y = f\left\{\rho = \frac{l_x}{l_y}; \nu\right\}$$

Et Coefficient de poisson : $\begin{cases} \nu = 0 \text{ pour le beton fissure ELU} \\ \nu = 0,2 \text{ pour le beton fissure ELS} \end{cases}$

- **Calcul des moments fléchissant :**

- **ELU :**

$$l_x = 5m ; \quad l_y = 5.05m$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{5.05}{5} = 0,9 > 0,4$$

✓ Donc la dalle travaille dans deux sens.

$$ELU \begin{cases} \mu_x = 0,0456 \\ \mu_y = 0,8875 \end{cases}$$

$$M_x^u = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0,0456 \times 1311,3 \times 5,05^2 \times 10$$

$$M_x^u = 15249,29 \text{ Nm.}$$

$$M_y^u = \mu_y \cdot M_x = 0,8875 \times 15249,29$$

$$M_y^u = 13533,74 \text{ N.m}$$

- **En travée**

$$M_{tx} = 0,85 \times M_x^u = 0,85 \times 15249,29 = 12961,88 \text{ N.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_y^u = 0,85 \times 13533,74 = 11503,67 \text{ N.m}$$

- **En appui**

- **Appuis intermédiaires**

$$M_{ax} = -0,5 \times M_x^u = -0,5 \times 15249,29 = -7624,65 \text{ N.m}$$

$$M_{ay} = -0,5 \times M_y^u = -0,5 \times 13533,74 = -6766,87 \text{ N.m}$$

- **Appuis de rive**

$$M_{ax} = -0,3 \times M_x^u = -0,3 \times 15249,29 = -4574,79 \text{ N.m}$$

$$M_{ay} = -0,3 \times M_y^u = -0,3 \times 13533,74 = -4060,12 \text{ N.m}$$

➤ ELS

$$l_x = 5.05m ; \quad l_y = 5m$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{5.05}{5} = 1.01 > 0,4$$

✓ Donc la dalle travaille dans deux sens.

$$ELS \begin{cases} \mu_x = 0,0403 \\ \mu_y = 0,9236 \end{cases}$$

$$M_x^s = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0,0403 \times 936.8 \times 5.05^2 \times 10$$

$$M_x^s = 9637.96 \text{ Nm.}$$

$$M_y^s = \mu_y \cdot M_x = 0.9236 \times 9637.96$$

$$M_y^s = 8892.39 \text{ N.m}$$

• En travée

$$M_{tx} = 0,85 \times M_x^s = 0,85 \times 9637.96 = 8192.266 \text{ N.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_y^s = 0,85 \times 8892.39 = 7558.532 \text{ N.m}$$

• En appui

➤ Appuis intermédiaires

$$M_{ax} = -0,5 \times M_x^s = -0,5 \times 9637.96 = -4818.98 \text{ N.m}$$

$$M_{ay} = -0,5 \times M_y^s = -0,5 \times 8892.39 = -4446.2 \text{ N.m}$$

➤ Appuis de rive

$$M_{ax} = -0,3 \times M_x^s = -0,3 \times 9637.96 = -2891.39 \text{ N.m}$$

$$M_{ay} = -0,3 \times M_y^s = -0,3 \times 8892.39 = -2667.72 \text{ N.m}$$

Tableau III.8 : récapitulatif des sollicitations maximales.

Sens	ELU		ELS	
	Mt[N. m]	Ma[N. m]	Mt[N. m]	Ma[N. m]
X-X	12961.88	7624.65	8192.26	4818.98
Y-Y	11503.67	6766.87	7558.532	2667.72

III.3.e) Calcul de ferrailage :

➤ Sens X-X :

- En travée :

➤ ELU

$$M_{tx}^u = 12961.88 \text{ N.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{b \times d_x^2 \times \sigma_b} = \frac{12858,85}{100 \times 14,5^2 \times 14,17} = 0,0406 < 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2(\mu)} \right) = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2(0,0406)} \right)$$

$$\alpha = 0,051$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,051$$

$$\beta = 0,979$$

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{12961.88}{348 \times 14,5 \times 0,979}$$

$$A_{tx}^u = 2.51 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times d = 0,0008 \times 12 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \text{Max}(A_{cal}; A_{min}) \rightarrow A_t^u = 2.53 \text{ cm}^2$$

- **Espacement maximale des armatures :**

$$e \leq \min(3h_d; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 16; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Choix des armatures :

$$A = 6T10 = 4,71 \text{ cm}^2 \quad (e = 15 \text{ cm})$$

➤ **ELS**

$$M_{tx}^s = 8192.26 \text{ N.m}$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans
- Acier FeE400
- Fissuration peu nuisible

$$\gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^s} = \frac{12961.88}{8192.26} = 1,58$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,58 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,54 > 0,038$$

Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS

- **En appui :**
- **ELU**

$$M_{ax}^u = 8192.26$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{b \times d_x^2 \times \sigma_b} = \frac{8192.26}{100 \times 15^2 \times 14,17} = 0,025 < 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2(\mu)} \right) = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2(0,025)} \right)$$

$$\alpha = 0,032$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,032 = 0,987$$

$$A_{tx}^u = \frac{M_{ax}^u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8192.26}{348 \times 14,5 \times 0,987}$$

$$A_{tx}^u = 1,59 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{min} = 0,0008 \times b \times d = 0,0008 \times 12 \times 18 = 1,28 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \text{Max}(A_{cal}; A_{min}) \rightarrow A_t^u = 1,59 \text{ cm}^2$$

- **Espacement maximale des armatures :**

$$e \leq \min(3h_d; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 16; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Choix des armatures :

$$A = 6T10 = 4,71 \text{ cm}^2 \quad (e = 15 \text{ cm})$$

➤ **ELS :**

$$M_{tx}^s = 8192.26 \text{ N.m}$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans
- Acier FeE400
- Fissuration peu nuisible

$$\gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^s} = \frac{7624.65}{4818.98} = 1,58$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,58 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,54 > 0,038$$

Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS

➤ Sens-Y-Y :

• En travée :

➤ ELU

$$M_{ty}^u = 11503.67 \text{ N.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{b \times d_x^2 \times \sigma_b} = \frac{11503.67}{100 \times 14.5^2 \times 14.17} = 0,036 < 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2(\mu)} \right) = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2(0,034)} \right)$$

$$\alpha = 0,0459$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,043$$

$$\beta = 0,9816$$

$$A_{tx}^u = \frac{M_{ty}^u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10073,62}{348 \times 14,5 \times 0,983}$$

$$A_{ty}^u = 2,245 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times d = 0,0008 \times 12 \times 18 = 1,28 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \text{Max}(A_{cal}; A_{\min}) \rightarrow A_t^u = 2,24 \text{ cm}^2$$

• Espacement maximale des armatures :

$$e \leq \min(3h_d; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 16; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Choix des armatures :

$$A = 6T10 = 4,71 \text{ cm}^2 \text{ (} e = 15 \text{ cm)}$$

➤ ELS :

$$M_{ty}^s = 7558.32 \text{ N.m}$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans
- Acier FeE400
- Fissuration peu nuisible

$$\gamma = \frac{M_{ty}^u}{M_{ty}^s} = \frac{11503.67}{7558.32} = 1,52$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,13 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,51 > 0,038$$

Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

- **En appui :**

➤ ELU

$$M_{ay}^u = 6766.87 \text{ N.m}$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées**

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{b \times d_x^2 \times \sigma_b} = \frac{6766.32}{100 \times 14,5^2 \times 14,17} = 0,021 < 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2(\mu)} \right) = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2(0,020)} \right)$$

$$\alpha = 0,0268$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,025$$

$$\beta = 0,989$$

$$A_{tx}^u = \frac{M_{ax}^u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7564,03}{348 \times 14,5 \times 0,987}$$

$$A_{tx}^u = 0,989 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times d = 0,0008 \times 12 \times 18 = 1,28 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \text{Max} (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) \rightarrow A_t^u = 1,28 \text{ cm}^2$$

- **Espacement maximale des armatures :**

$$e \leq \min(3h_d; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 16; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Choix des armatures :

$$A = 6T10 = 4,71 \text{ cm}^2 (e = 15 \text{ cm})$$

➤ **ELS :**

$$M_{\text{ay}}^s = 2667.7 \text{ N.m}$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans
- Acier FeE400
- Fissuration peu nuisible

$$\gamma = \frac{M_{\text{ay}}^u}{M_{\text{ay}}^s} = \frac{6766.87}{2667.7} = 2.53$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,13 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 1.78 > 0,038$$

Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS

III.3.f) Vérification :

- Vérification des contraintes de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d}$$

$$T_{max} = \text{Max}(T_x^u; T_y^u)$$

$$T_x^u = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 \times l_x^4} = \frac{1311.3 \times 5.05}{2} \times \frac{5^4}{5^4 \times 5.05^4}$$

$$T_x^u = 5.09 \text{ daN.}$$

$$T_y^u = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 \times l_x^4} = \frac{1311.3 \times 5}{2} \times \frac{5^4}{5^4 \times 4.5^4}$$

$$T_y^u = 5.24 \text{ daN.}$$

$$T_{max} = \text{Max}(T_x^u; T_y^u) = \text{Max}(5.09; 5.24)$$

$$T_{max} = 5.24 \text{ daN}$$

$$\text{Alors : } \tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{9.98 \times 10^{-3}}{1 \times 0.145} = 0.035 \text{ MPa} < \tau_a = 1 \text{ MPa}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage. Les armatures transversales ne seront pas nécessaires.

- Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{16}{505} = 0.031 < \frac{1}{16} = 0.06 \rightarrow \text{Condition non vérifiée} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_{tx}}{20 \times M_x} \rightarrow \frac{12961.88}{20 \times 12381.33} = 0.052 > 0.041 \rightarrow \text{Condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions ne sont pas vérifiées ; donc, le calcul de la flèche est nécessaire Et pour ça on doit vérifier si :

$$\Delta_{ft} = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \Delta_{ft} = \frac{L}{500}$$

$$j = G - \text{poids des murs } 1m$$

$$j = 686 - 100 = 586 \text{ daN/m}$$

$$G = g \times 1 m = 686 \text{ daN/m}$$

$$p = G + Q = 686 + 250 = 936 \text{ daN/m}^2 \times 1 m = 936 \text{ daN/ml}$$

• **Calcul des moments fléchissant :**

$$M_g = 0,85 \times \mu_x \times G \times l_x^2 = 0,85 \times 0,0456 \times 686 \times 5.05^2$$

$$M_g = 678.09 \text{ daN. m}$$

$$M_j = 0,85 \times \mu_x \times j \times l_x^2 = 0,85 \times 0,0456 \times 586 \times 5.05^2$$

$$M_j = 579.24 \text{ daN. m}$$

$$M_p = 0,85 \times \mu_x \times P \times l_x^2 = 0,85 \times 0,0456 \times 936 \times 5.05^2$$

$$M_p = 925.21 \text{ daN. m}$$

• **Module de déformation longitudinale :**

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \times \sqrt[3]{25} = 32164,20 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \times \sqrt[3]{25} = 10818,87 \text{ MPa}$$

• **Calcul du moment d'inertie I_0 :**

$$V_1 = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i}$$

$$V_1 = \frac{(100 \times 16 \times 8) + (15 \times 5 \times 15)}{(100 \times 16) + (5 \times 15)} = 8,31 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 16 - 8,31 = 7,69 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{100 \times 8,31^3}{3} + \frac{100 \times 7,69^3}{3} + 15 \times 5 \times (7,69 - 2)^2$$

$$I_0 = 36715,28 \text{ cm}^4$$

- **Pourcentage des armatures :**

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{4,71}{100 \times 15} = 0,00314$$

$$\rho_1 = \rho \times 100 = 0,314$$

- **Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations :**

$$\sigma_{sg} = \frac{M_g}{A \times \beta \times d} = \frac{6780,9}{4,71 \times 0,978 \times 14,5} = 101,52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_p}{A \times \beta \times d} = \frac{9252,1}{4,71 \times 0,978 \times 14,5} = 138,52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{M_j}{A \times \beta \times d} = \frac{5792,4}{4,71 \times 0,978 \times 14,5} = 86,72 \text{ MPa}$$

- **Calcul de μ_g ; μ_j et μ_p :**

$$\mu_g = 1 - \left[\frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,003248 \times 101,52 + 2,1} \right]$$

$$\mu_g = -0,0888$$

$$\mu_p = 1 - \left[\frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,003248 \times 138,52 + 2,1} \right]$$

$$\mu_p = 0,042$$

$$\mu_j = 1 - \left[\frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,003248 \times 86,72 + 2,1} \right]$$

$$\mu_j = -0,152$$

- Calcul des moments d'inertie fictifs :

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b}{b}\right) \times \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 100}{100}\right) \times 0,00314}$$

$$\lambda_i = 6,68$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = \frac{2}{5} \times 6,68 = 2,67$$

- Pour la charge (g) :

$$I_{fg}^i = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i + \mu_g} = \frac{1,1 \times 36715,28}{1 + 6,68 + 0,09}$$

$$I_{fg}^i = 5197,787 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg}^v = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v + \mu_g} = \frac{1,1 \times 36715,28}{1 + 2,67 + 0,09}$$

$$I_{fg}^i = 10741,17 \text{ cm}^4$$

- Pour la charge (j) :

$$I_{fj}^i = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i + \mu_j} = \frac{1,1 \times 36569,58}{1 + 6,68 + 0,16}$$

$$I_{fj}^i = 5151,379 \text{ cm}^4$$

- Pour la charge (p) :

$$I_{fp}^i = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i + \mu_p} = \frac{1,1 \times 36715,28}{1 + 6,47 + 0,14}$$

$$I_{fp}^i = 5307,07 \text{ cm}^4$$

- Calcul des flèches partielles :

$$f_g^i = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fg}^i} = \frac{6780.9 \times 500^2}{10 \times 32164,20 \times 10741.17} = 0,49$$

$$f_g^v = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fg}^v} = \frac{6780.9 \times 500^2}{10 \times 10818,87 \times 10741.17} = 1.45$$

$$f_j^i = \frac{M_j \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fj}^i} = \frac{5792.4 \times 500^2}{10 \times 32164,20 \times 5151.379} = 1.02$$

$$f_p^i = \frac{M_p \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fp}^i} = \frac{9252.1 \times 500^2}{10 \times 32164,20 \times 5307.07} = 0.99$$

$$\Delta_{ft} = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \Delta_{ft} = \frac{L}{500}$$

$$\Delta_{ft} = (1.45 - 0.49) + (1.02 - 0.99) \leq \Delta_{ft} = \frac{500}{500}$$

$$\Delta_{ft} = 0.99 \leq 1.00$$

III.4) Escaliers :

III.4.a) Introduction :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours importante en cas d'incendie.

III.4.b) Terminologie :

Un escalier se compose d'un nombre de marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche "g" s'appelle le giron, est la hauteur d'une marche "h", le mur qui limite l'escalier s'appelle le mur décharge.

Le plafond qui monte sous les marches s'appelle paillasse, la partie verticale d'une marche s'appelle la contre marche, la cage est le volume se situe l'escalier, les marches peuvent prendre appui sur une poutre droite ou courbe dans lequel qu'on appelle le limon. La projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour.

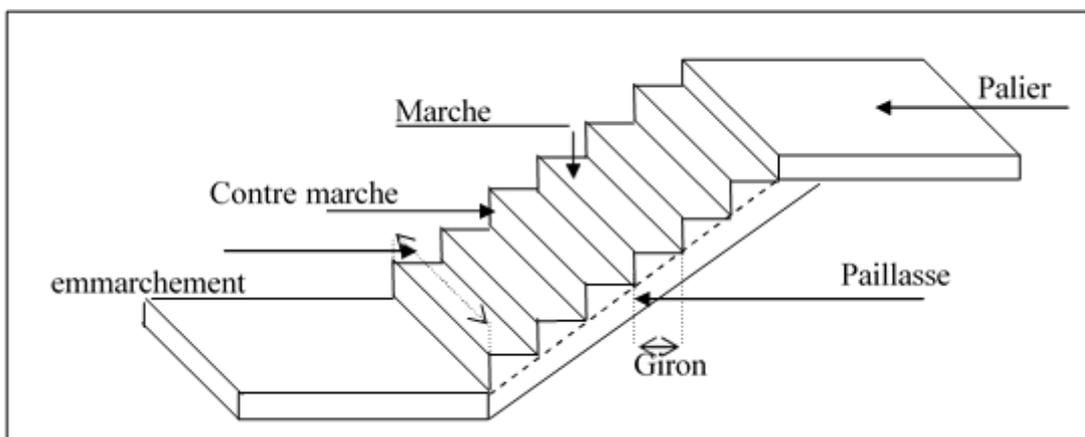


Figure III.11 : schéma d'un escalier

III.4.c) Dimensions des escaliers :

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL :

$$59 \leq 2h + g \leq 66\text{cm} \quad (1)$$

Avec :

h : hauteur de la marche(contre marche) ,

g : largeur de la marche,

On prend $2h+g=64\text{cm}$

H : hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage ($H=n h=he/2$)

n : nombre de contre marches

L : projection horizontale de la longueur totale de la volée : $L = (n-1)g$

III.4.d) Etude d'un escalier à deux volées (étage courant) :

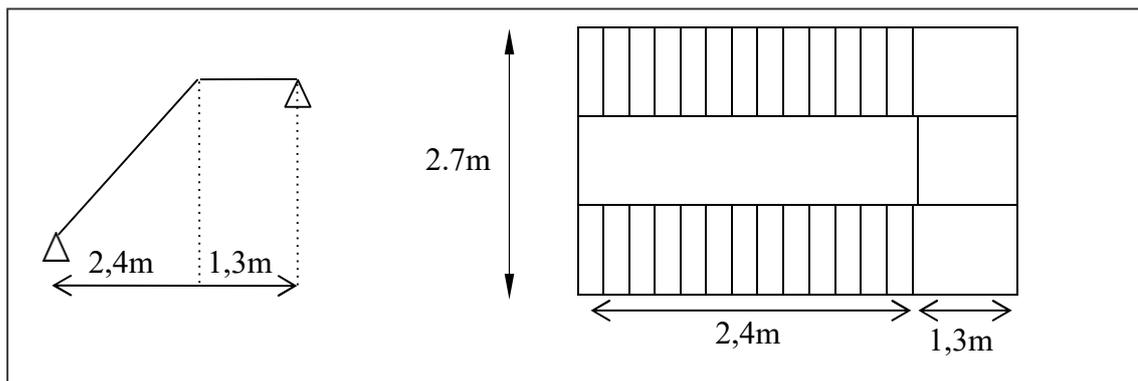


Figure III.12 : schéma de dimensions d'un escalier étage courant

Dimensionnement des marches et contre marches

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

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

D'après BLONDEL on a :

$$\frac{L}{(n-1)} + 2 \times \frac{H}{n} = m$$

$$\text{Et puis : } m n^2 - (m+1+2H) n + 2H = 0 \dots (2)$$

$$\text{Avec : } m=64 \text{ et } H=306/2=153\text{cm} \text{ et } l=240\text{cm}$$

$$\text{Donc l'équation (2) devient : } 64n^2 - 610n + 306 = 0$$

La solution de l'équation est : $n=9$ contre marches

Donc le nombre de marche : $n-1=8$ marches

$$\text{Puis : } h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

D'après la formule de BLONDEL on a :

$$59 \leq 2h + g \leq 66$$

$$2 \times 17 + 30 = 64 \text{ et } 59 < 64 < 66$$

L'inégalité vérifiée, on a 8 marches avec $g=30\text{cm}$ et $h=17\text{cm}$.

$$\text{Tg}\alpha = \frac{17}{30} = 0,567 \Rightarrow \alpha = 29,59^\circ \Rightarrow \cos\alpha = 0,8$$

- **Epaisseur de la paillasse (ep) :**

$$\frac{1}{30} \leq ep \leq \frac{1}{20} \Rightarrow \frac{L}{30\cos\alpha} \leq ep \leq \frac{L}{20\cos\alpha}$$

$$\frac{240}{30 \times 0,87} \leq ep \leq \frac{240}{20 \times 0,87} \quad 9,19 \leq ep \leq 13,79\text{cm} \text{ en prend : } ep = 10 \text{ cm}$$

- **Epaisseur de palier (ev) :**

$$ev = \frac{ep}{\cos\alpha} = \frac{10}{0,87} = 11,5 \text{ cm}$$

On prend : $ev=12\text{cm}$.

Evaluation des charges et des surcharges :

➤ Paillasse :

Tableau III.9 : Les charges de paillasse

N=0	Désignation	Ep (M)	Densité KN/m ³	Poids KN/m ²
1	Revêtement en carrelage horizontal	0,02	22,00	0,44
2	Mortier de ciment horizontal	0,02	20,00	0,40
3	Lit de sable	0,05	20,00	1,00
4	Revêtement en carrelage vertical ep x22x h/g	0,02	22,00	0,25
5	Mortier de ciment vertical ep x20x h/g	0,02	20,00	0,23
6	Poids propre de la paillasse ep x 25/ cosα	0,10	25,00	2,87
7	Poids propre des marches h/2 x 22	/	22,00	1,87
8	Garde- corps	/	/	0,10
9	Enduit en plâtre	0,018	15,00	0,27

-Charge permanente : $G=7.43\text{KN/m}^2$

-Surcharge : $Q=2,5\text{KN/m}^2$

$$Q_{U1} = (1,35G_1 + 1,5Q_1) \cdot 1\text{m} = 13.78\text{KN/ml}$$

$$Q_{\text{ser}1} = (G+Q) \cdot 1\text{m} = 9,93\text{KN/ml}$$

➤ Palier :

Tableau III.10 : Les charges de palier

N=0	Désignation	ep (m)	Densité (KN/m ³)	Poids KN/m ²
1	Poids propre du palier ep x 25	0,12	25,00	3,00
2	Carrelage	0,02	22,00	0,44
3	Mortier de pose	0,02	0,20	0,40
4	Lit de sable	0,05	20,00	1,00
5	Enduit de plâtre	0,018	0,15	0,225

- charge permanente : $G_2=5.06\text{KN/m}^2$;

- surcharge d'exploitation : $Q=2,5\text{KN/m}^2$

$$Q_{U2} = (1,35 G_2 + 1,5 Q_2) \cdot 1\text{m} = 10.58 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{ser2} = (G+Q) \cdot 1\text{m} = 7.56 \text{ KM/ml}$$

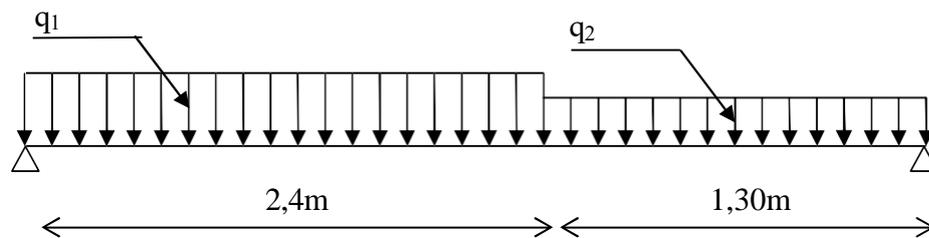


Figure III.13 : Schéma statique de Paillasse et Palier :

- Calcul du moment maximal :

$$\sum F/y=0 \Rightarrow R_A + R_B = (13,78 \times 2,40) + (9,93 \times 1,20) = 45 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow -R_A \times 3,70 + (13,78 \times 2,4^2) + (9,93 \times \frac{1,30^2}{2})$$

$$R_A = 23.72\text{KN} \text{ et } R_B = 21.28\text{KN}$$

Tableau III.11 : les valeurs des efforts tranchants et moment fléchissant

Distance	Schéma statique	Effort tranchant (T)	Moment fléchissant (M)
$0 \leq x \leq 2,4 \text{ m}$		$T(x) = R_A - q_1 \cdot x$ $T(x) = 0 \Rightarrow x = 1,74\text{m}$ $x = 0 \Rightarrow T(x) = R_A$ $x = 2,4 \Rightarrow T(x) = -8,87\text{KN}$	$M(x) = R_A \cdot x - q_1 \cdot \frac{x^2}{2}$ $M(x = 1,75) = 20.71\text{KN.m}$ $M(0) = 0$ $M(2,4) = 17.81\text{KN.m}$
$2,4 \leq x \leq 3,7\text{m}$		$T(x) = R_A - 2,4q_1 - q_2(x - 2,4)$ $x = 2,4 \Rightarrow T(x) = -8,87\text{KN}$ $x = 3,7 \Rightarrow T = -22.62\text{KN}$	$M(x) = R_A \cdot x - q_1 \cdot 2,4(x - \frac{2,4}{2}) - q_2 \frac{(x - 2,4)^2}{2}$ $M(3,7) = 0$

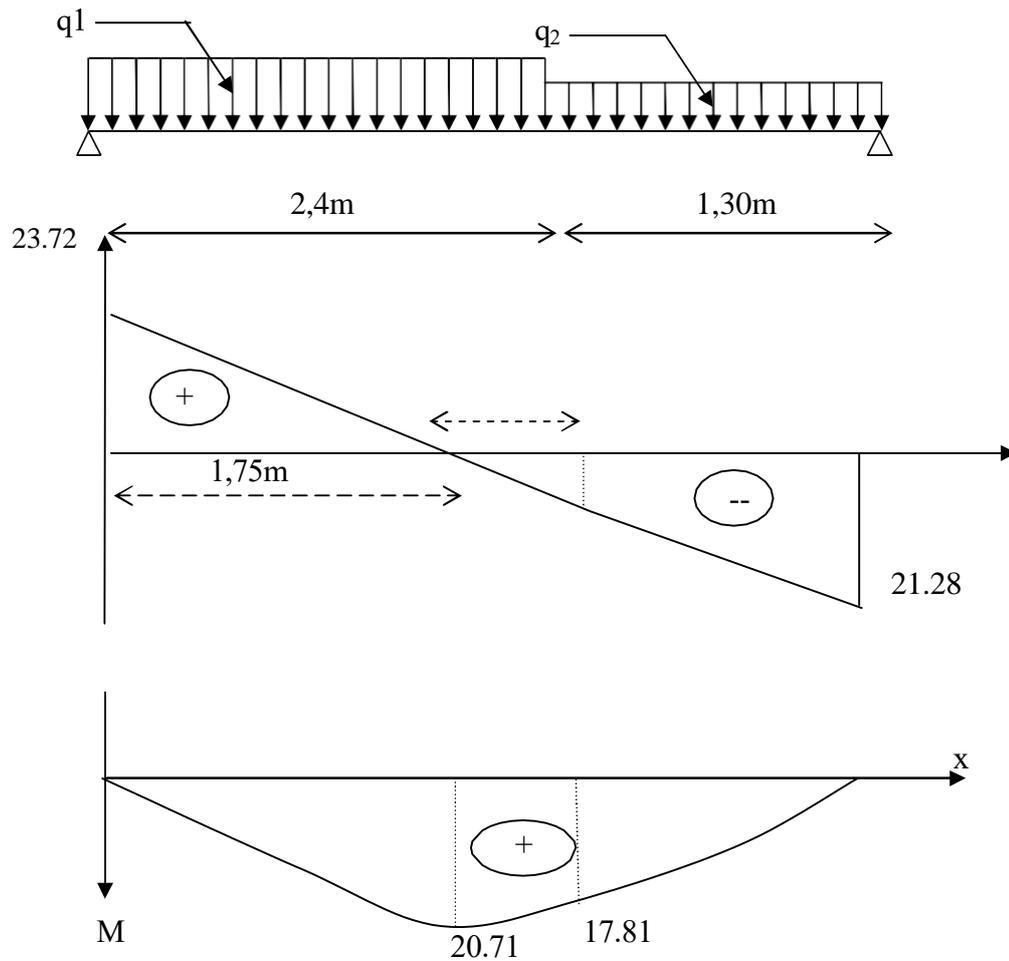


Figure III.14 : diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant

Donc : $M_{max}=20.71$ KN.m

D'où : $MT = 0,85 \times 20.71 = 17.60$ KN.m

$Ma = 0,40 \times 20.71 = 8.28$ KN.m

• Ferrailage :

Caractéristique	$h_{travée}=10\text{cm}$ $h_{appui}=12\text{cm}$	$b=100\text{cm}$	$Fe=400$	$\sigma_s = 348\text{Mpa}$	$D_{travée}=0,9.h=9\text{cm}$ $D_{appui}=0,9.h=10,2\text{cm}$		
	M(KN.m)				μ	β	$A_{cal}(\text{cm}^2)$
Travée	17.60	0,124	0,933	5,41	6T12/ml =6,78cm ² St=17cm	1,69	4φ8/ml =2,01cm ² St=25cm
Appuis	8.28	0,05	0,969	2,45	4T10/ml =3,14cm ² St=25cm	0,78	4φ8/ml =2,01cm ² St=25cm

- Vérifications :

Tableau III.12 : Les vérifications

Condition	Vérification	
Condition de non fragilité	En travée $A_{min}=0,23b.d.f_{t28}/Fe=2,173cm^2$	$A=6,78cm^2$ $A>A_{min}$ Vérifiée
Justification vis à vis de l'effort tranchant	$\tau = \frac{T}{b.d} = \frac{22,62}{100 \times 9} \times 10 = 0,25Mpa$ $\tau_u = \min(0,13f_{c28}, 5Mpa) = 3,25Mpa$	$\tau_u < \tau_u$ vérifiée
Vérification au niveau des appuis	$A \geq \frac{1,15}{Fe} (Vu + \frac{Ma}{0,9d})$ $A \geq \frac{1,15}{400} (22,62 \times 10^{-3} + \frac{8.28.10^{-3}}{0,9 \times 0,108}) = 2,98cm^2$ $A \geq 2,96cm^2$	$A=cm^2$ $A>2,96cm^2$ vérifiée

Vérification des contraintes à l'E.L. S :

➤ En travée :

$M_{tser}=12,80 \text{ KN.m}$

$A_s=6,78cm^2/ml$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} - 15 \times A_s (d - y) = 0$$

$$50y^2 + 101,7y - 915,3 = 0 \Rightarrow y = 3,38cm$$

Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \times A_s (d - y) = 4499,3cm^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{12.80 \times 10^3}{4499,3} \times 3,38 = 9.61Mpa$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15Mpa$$

$$\sigma_{bc} = 9.61Mpa < \sigma_{bc} = 15Mpa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **En appui :**

$$M_{ser}=5,93 \text{ KN.m}, A_s=3,14\text{cm}^2/\text{ml}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} - 15 \times A_s (d - y) = 0$$

$$50y^2 + 47,1y - 508,68 = 0 \Rightarrow y = 3,69\text{cm}$$

Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \times A_s (d - y) = 4055,8\text{cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{5,93 \times 10^3}{4055,8} \times 3,69 = 5,39\text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,39\text{Mpa} < \sigma_{bc} = 15\text{Mpa} \quad \text{condition vérifiée}$$

III.4.e) Vérification de La flèche :

Condition	Vérification	
$h/l \geq \frac{1}{16}$ —	0,028 < 0,0625	Condition non vérifiée
$h/l \geq \frac{Mt}{10M_0}$	0,028 < 0,085	Condition non vérifiée
$A_s/b d \leq 4,2/f_e$	0,0075 < 0,0105	Condition vérifiée

Puisque deux conditions ne sont pas vérifiées, il faut calculer la flèche :

• **Centre de gravité de la section :**

$$Y_G = \frac{\sum Y_i A_i}{\sum A_i} = \frac{\frac{bh^2}{2} + n A_s d}{b h + n A_s d} = 5,37\text{cm}$$

• **Calcul des moments d'inertie :**

$$I_0 = \frac{b Y_G^3}{2} + \frac{b (ht - Y_G)^3}{3} + n A_s (d - Y_G)^2$$

$$I_0 = 9810,32\text{cm}^4$$

Chargement:

Charge permanente	$G = 7,43\text{KN/ml}$
Charge d'exploitation	$Q = 2,5\text{KN /ml}$
Charge permanente sans revêtement	$j = 4,93\text{KN/m}$
Charge permanente avec revêtement	$g = 7,48 \text{ KN/m}$
Charge $(G+Q) \times b$	$q = 9,93 \text{ KN/m}$

- **Calcul des moments fléchissant :**

$$M_j = 0,75 \times g \times \frac{l^2}{8} = 5,98 \text{ KN. m}$$

$$M_g = 0,75 \times p \times \frac{l^2}{8} = 9,08 \text{ KN. m}$$

$$M_q = 0,75 \times j \times \frac{l^2}{8} = 12,06 \text{ KN. m}$$

- **Calcul du module de déformation :**

Module de déformation longitudinale instantanée :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164,2 \text{ Mpa}$$

Module de déformation longitudinale différée :

$$E_v = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,87 \text{ Mpa}$$

- **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_j = \frac{M_j}{(A_s \times z)} = 106,4 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_g = \frac{M_g}{(A_s \times z)} = 161,54 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_q = \frac{M_q}{(A_s \times z)} = 214,56 \text{ Mpa}$$

- Pourcentage des armatures :

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = 0,00753$$

- Calcul de μ_g , μ_j et μ_q :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_j + f_{t28}} = 0,307$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_g + f_{t28}} = 0,47$$

$$\mu_q = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_q + f_{t28}} = 0,57$$

- Calcul des moments d'inertie fictifs :

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\rho \times \left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right)}$$

$$\lambda_i = 2,79$$

$$\lambda_v = 0,4 \lambda_i$$

$$\lambda_v = 1,116$$

$$I_{fj}^i = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu_j \times \lambda_i}$$

$$I_{fj}^i = 5157,52 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg}^v = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu_g \times \lambda_v}$$

$$I_{fg}^v = 4359 \text{ cm}^4$$

$$I_{fq}^i = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu_q \times \lambda_i}$$

$$I_{fq}^i = 3728.2 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg}^i = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu_g \times \lambda_i}$$

$$I_{fg}^i = 4167.32 \text{ cm}^4$$

- **Calcul des flèches partielles :**

$$f_g^v = \frac{M_g \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fg}^v} = 0,0079 \text{ cm}$$

$$f_j^i = \frac{M_j \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fj}^i} = 0,0036 \text{ cm}$$

$$f_g^i = \frac{M_g \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fg}^i} = 0,0056 \text{ cm}$$

$$f_q^i = \frac{M_q \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fq}^i} = 0,00745 \text{ cm}$$

- **La flèche totale :**

$$\Delta_{ft} = (f_g^v - f_j^i) + (f_q^i - f_g^i)$$

$$\Delta_{ft} = (0,0079 - 0,0036) + (0,00745 - 0,0056)$$

$$\Delta_{ft} = 0,00615 \text{ cm}$$

- **La flèche admissible :**

$$l = 3,70 \text{ m} < 5 \text{ m}$$

$$\Delta_{ftmax} = \frac{l}{5} = \frac{3,7}{5} = 0,74$$

$$\text{Donc : } \Delta_{ft} = 0,00615 \text{ cm} < \Delta_{ftmax} = 0,74 \text{ cm}$$

(La flèche est vérifiée).

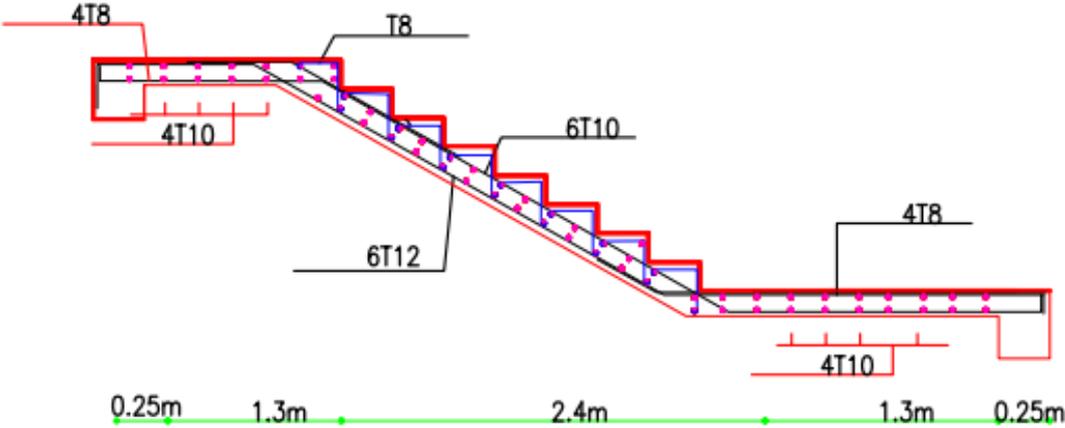


Figure III.15. : Dessin de Ferrailage d'escaliers

Chapitre IV

Etude sismique :

IV.1) Introduction :

La construction en zones sismiques nous oblige a faire une profonde étude sismique afin d'avoir la sécurité et l'économie d'après l'antisismique qui repose sur le respect des règlements notamment le RPA99 Version 2003 en Algérie.

L'irrégularité en plan et en élévation de notre structure a exclu la méthode statique équivalent e et fait appel à la méthode de spectre de réponse, la plus générale et la plus exacte. Pour cela et a cause de l'insuffisance du temps et la difficulté d'évaluer les efforts internes de la structure manuellement on a utilisé le logiciel ETAPS.

Ce passage informatique nécessite des données qui sont les suivantes :

1. Description de la géométrie de la structure.
2. Description des propriétés des matériaux.
3. Introduction des charges et ses combinaisons.
4. Précision des conditions d'appuis.

IV.2) Présentation de logiciel :

La complexité de l'étude dynamique d'une structure vis-à-vis aux différentes sollicitations qui la mobilisent, en particulier l'effort sismique, demande des méthodes de calcul très rigoureuses ; Pour cela, l'utilisation des méthodes numériques telle que la MEF est devenu indispensable. En s'appuyant sur l'outil informatique, qui nous offre des résultats plus exacts et un travail plus facile, on peut alors éviter le calcul manuel laborieux et nous augmentons la précision des résultats.

IV.2.a) Description de logiciel Etabs :

Etabs est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil. Il est basé sur la méthode des éléments finis, son utilisation est à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme ; il permet aussi :

- La modélisation de tous types de structure.
- La prise en compte des propriétés des matériaux.

- Le calcul et le dimensionnement des éléments.
- L'analyse des effets dynamique et statique.
- La visualisation des déformées, des diagrammes des efforts internes, des modes de vibration...et

L'analyse statique :

Le système de base d'équation d'équilibre est le suivant : $K.U = F(t)$; Où :

K : Matrice de rigidité ;

U : Vecteur de déplacement ;

F(t) : Vecteur des forces extérieures.

L'analyse linéaire :

L'analyse de base utilisée dans le logiciel est l'analyse statique linéaire. Les hypothèses sur lesquelles est basée l'analyse sont les suivantes :

- Petits déplacements ;
- Petites rotations ;
- Le matériau est parfaitement élastique

Les résultats des calculs statiques :

Une fois l'analyse faite, on peut obtenir les résultats suivants :

- Déplacements des nœuds ;
- Efforts internes dans les éléments ;
- Réactions dans les nœuds d'appuis ;
- Forces résiduelles dans les nœuds.

L'analyse non linéaire :

Il existe trois types de non-linéarité :

- Non-linéarité due à la forme de structure ;
- Non-linéarité géométrique ;
- Non-linéarité du matériau.

L'analyse dynamique :

Pour les analyses dynamiques, on part des mêmes hypothèses que celles de l'analyse statique à savoir :

- Petites déformations ;
- Petits déplacements ;
- Matériau linéairement élastique

Les masses utilisées dans les calculs dynamiques de la structure peuvent être définies à partir des grandeurs suivantes :

- Poids propre de la structure ;
- Poids des charges ponctuelles ajoutées ;
- Poids des surcharges.

L'analyse modale :

Lors de l'analyse modale de la structure, on calcule toutes les grandeurs permettant de décrire les modes de la structure, c'est-à-dire les valeurs propres de la structure, coefficients de participation et les masses qui interviennent.

Le nombre de modes calculés dans l'analyse modale de la structure peut être défini directement par l'utilisateur.

L'analyse spectrale :

Outre les résultats obtenus par les analyses définies ci-dessus, l'analyse spectrale nous offre, pour chaque mode propre dynamique, les paramètres suivants :

- Coefficients de participation spectrale ;
- Valeur du spectre de l'excitation d'accélération ;
- Coefficients modaux ;
- Déplacements, efforts internes, réactions

L'analyse sismique :

En addition aux résultats obtenus pour l'analyse modale, l'analyse sismique nous permet d'obtenir les paramètres supplémentaires suivants, pour chaque mode propre dynamique :

- Coefficients de participation sismique ;
- Valeurs du spectre de l'excitation sismique ;
- Coefficients modaux ;
- Déplacements, efforts internes, réactions

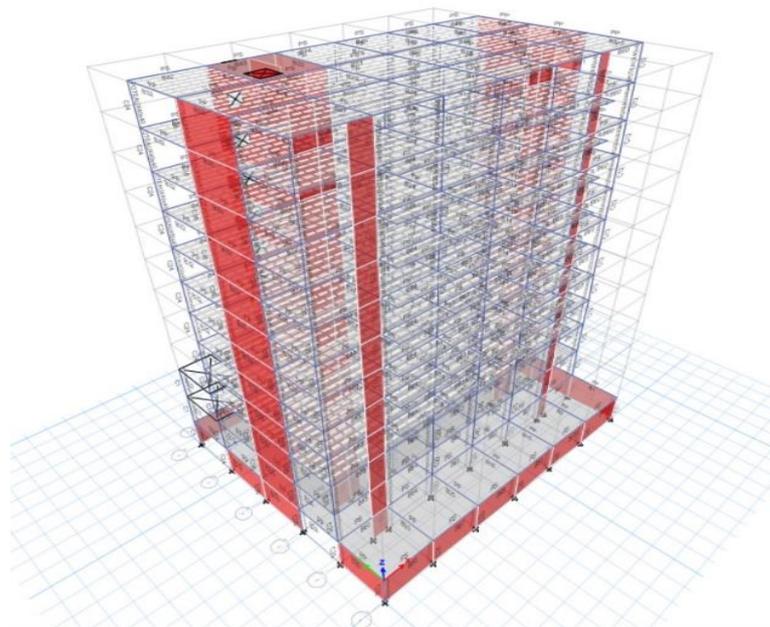


Figure IV.1 : modélisation en 3D dans l'ETAPS

IV.3) Les vérifications exigées par RPA :

Ce chapitre consiste à vérifier les exigences du RPA qui sont :

- a. La période fondamentale de la structure.
- b. Le pourcentage de participation de la masse modale.
- c. L'effort tranchant à la base.
- d. Les déplacements relatifs.
- e. Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux.
- f. Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.

IV.3.a) Vérification de la période empirique T :

Calcul de la période empirique :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de la formule empirique $T = \min (CT hN^{3/4}; (0,09 hN)/\sqrt{L})$

hN : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

CT : coefficient donné en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

Pour : hN = 36,27m et CT = 0.05

Donc La valeur de la période fondamentale (T) avec l'Excel :

Tableau IV.1 : Résultats de la valeur de la période fondamentale (T)

Hn	Dx	Dy	Ct	Temp1	Temp2	Temp3	Temp	1.3Temp	Tanal	T(D)
36,27	23,05	22,85	0,05	0,739	0,680	0,683	0,680	0,884	1,142	1,142

Valeur de T trouvé par ETABS :

Tableau IV.2 : Résultats de la période et de la masse participante donnée par ETABS

Case	Mode	Period sec	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ
Modal	1	0,929	0,6007	0,002	0,6007	0,002	0,0181
Modal	2	0,799	0,001	0,5894	0,6017	0,5914	0,0083
Modal	3	0,571	0,0163	0,0103	0,618	0,6017	0,5453
Modal	4	0,222	0,1672	0,0001	0,7853	0,6018	0,0018
Modal	5	0,174	0,0004	0,2023	0,7857	0,8041	0,0025
Modal	6	0,13	0,006	0,0037	0,7916	0,8078	0,1858
Modal	7	0,1	0,0604	0,0001	0,852	0,8079	0,0008
Modal	8	0,078	0,0004	0,0778	0,8524	0,8857	0,0021
Modal	9	0,063	0,0294	0,0012	0,8818	0,8869	0,0165
Modal	10	0,059	0,0042	0,0013	0,886	0,8882	0,0557
Modal	11	0,049	0,0003	0,0399	0,8862	0,9281	0,0018
Modal	12	0,045	0,0223	0,0003	0,9086	0,9284	0,000007448

$$T_{\text{etabs}} = 0,920 < 0,74 \times 1,3 = 0,966 \text{ s}$$

Nous remarquons aussi deux translations dans les deux premiers modes et une

Rotation dans le 3ème mode.

IV.3.b) Le pourcentage de participation de la masse modale :

Sens X-X : 0,9086% au 12ème mode.

Sens-Y-Y : 0,9281% au 11ème mode.

La somme de la masse modale au 12ème mode dépasse 90% de la masse totale du

Bâtiment dans les deux directions, la condition du RPA (Article 4.3.4) est donc est

Vérifiée

Poid :

$$W = \sum WGi + \beta \sum WQi \quad [\text{RPA99version2003/formule 4.5}]:$$

Tableau IV.3 : résultat de poids propre de la structure donné par l'Excel.

Story	Load Case/Combo	Location	P kN
Story11	POIDS	Bottom	4840,9256
Story10	POIDS	Bottom	10794,773
Story9	POIDS	Bottom	16748,6205
Story8	POIDS	Bottom	22741,8016
Story7	POIDS	Bottom	28761,9686
Story6	POIDS	Bottom	34854,9935
Story5	POIDS	Bottom	40948,0184
Story4	POIDS	Bottom	47101,5533
Story3	POIDS	Bottom	53261,9522
Story2	POIDS	Bottom	60810,7814
Story1	POIDS	Bottom	67748,803
Base	POIDS	Bottom	75914,0868

Remarque : A l'aide de logiciel Excel on aura : $W = 75914,0868 \text{ KN}$.

IV.3.c) L'effort tranchant à la base :

D'après RPA 99 modifié 2003 La résultante des forces sismiques à la base V_{logiciel} ,

Obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la

Résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{mse} ,

Et ce pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique

Appropriée (Art 4.1 du RPA99 modifié 2003)

$$V_{\text{logiciel}} > 0,8 V_{\text{mse}}$$

Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

Calcul du facteur de qualité « Q » :

Est donné par la formule suivante : $Q = 1 + \sum Pq$

Tableau IV.4 : Valeurs des pénalités P_q .

Critère	P_q	
	Condition minimale sur les files de contreventement	0.05
Redondance en plan	0,05	Non observé
Régularité en plan	0,05	Non observé
Régularité en élévation	005	Non observé
Contrôle de la qualité des matériaux	0	Observé
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	Observé

Donc : $Q = 1,2$

Facteur d'amplification dynamique moyen D :

Il dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η)

et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

T₂ : période caractéristique, associée à la catégorie du site.

T₂ = 0,5 sec : site meuble (s3) (tab 4.7 Art 4.2.3)

T : période fondamentale de la structure

T = 0,68 s

On a T₂ ≤ T ≤ 3.0 sec

Avec :

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule (4-3) comme suit :

ξ = 10 % (tab 4.2 Art 4.2.3)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0,763 > 0,7$$

$$D = 2,5 \cdot 0,763 \cdot \left(\frac{0,5}{0,68}\right)^{2/3} = 1,55$$

A : coefficient d'accélération de zone

Zone III

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage 2} \\ A = 0,25 \end{array} \right.$ (Tab 4.1 Art 4.2.3)

R : coefficient de comportement global de la structure

R = 3,5 (Tab 4.3 Art 4.2.3)

La force sismique totale est appliquée à la base dans les deux sens donc :

$$V = \frac{0,25 \cdot 1,55 \cdot 1,2}{3,5} 75914,08 = 10085,72 \text{ KN}$$

IV.3.d) Calcul des déplacements relatifs :

Le déplacement horizontal de chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta K = R \times \delta e K \quad (\text{Art 4.4.3. RPA 99})$$

Avec :

R : Coefficient de comportement (**R=3,5**)

δK : Déplacement horizontal au niveau k ;

δeK : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques obtenu par l'ETAPS

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta k = \delta k - \delta(k-1)$$

D'après le RPA les déplacements relatifs Déplacement relatif admissible d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

$$\Delta k \leq \Delta k = 1\% \text{ he}$$

he : Hauteur d'étage

Tableau IV.5 : Déplacements relatifs des portiques par niveau

STORY	Diaphragme	δx	δy	Δkx	Δky	He%	conclusion
TERASSE	12	0,193653	0,148858	0,016004	0,021586	0,0306	condition verifie
ET9	11	0,177649	0,127272	0,018627	0,014822	0,0306	condition verifie
ET8	10	0,159022	0,11245	0,01924	0,014945	0,0306	condition verifie
ET7	9	0,139782	0,097505	0,019753	0,014887	0,0306	condition verifie
ET6	8	0,120029	0,082618	0,019827	0,014632	0,0306	condition verifie
ET5	7	0,100202	0,067986	0,019572	0,014082	0,0306	condition verifie
ET4	6	0,08063	0,053904	0,019009	0,013258	0,0306	condition verifie
ET3	5	0,061621	0,040646	0,017812	0,012078	0,0306	condition verifie
ET2	4	0,043809	0,028568	0,016462	0,01053	0,0306	condition verifie
ET1	3	0,027347	0,018038	0,015553	0,00986	0,036	condition verifie
RDC	2	0,011794	0,008178	0,010155	0,006605	0,036	condition verifie
SOUS SOL	1	0,001639	0,001573	0,001639	0,001573	0,0323	condition verifie

IV.3.e) Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux.:

Pour éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensembles dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B \cdot f_{c28}} \leq 0,30$$

N_d : l'effort normal de calculs 'exerçant sur une section du béton.

B : est l'air (section brute) du poteau.

fc28 : la résistance caractéristique du béton à 28 jours (fc28 = 25 MPa).

La vérification de l'effort normal sur les Poteaux et dans le tableau donné par Etabs ses dessous :

Tableau IV.6 : Vérification de l'effort normal réduit

POTEAUX	Nd max(t)	a(cm)	b(cm)	fc28(bars)	v	vérification
70*70	364,9	70	70	250	0,297878	Condition vérifier
60*70	359,3	60	70	250	0,34219	Condition non vérifier
60*60	269,5	60	60	250	0,299444	Condition vérifier
60*50	206,3	60	50	250	0,275067	Condition vérifier
50*40	143,4	50	40	250	0,2868	Condition vérifier
40*40	119,57	40	40	250	0,298925	Condition vérifier

IV.3.f) Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta :

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

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k \cdot h_k \leq 0,10$$

RPA99/Version 2003 (art 5,9)

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k » calculés suivant le formule ci-après

$$P_k = \sum_{i=k} (W_{Gi^*} + \beta W_{qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k »,

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » en considérants

h_k : Hauteur de l'étage « k »

Sens x-x :

Tableau IV.7 : Justification Vis-à-vis De l'effet P-Δ Sens x-x

STORY	P	Vx	Δkx	He	Px*Δkx	Vx*He	Θx	Θx<0,1
TERASSE	4909,983	2709,9257	0,016004	3,06	78,57937	8292,373	0,009476	condition verifie
ET9	10989,8	3136,1941	0,018627	3,06	204,7069	9596,754	0,021331	condition verifie
ET8	17069,61	3519,8312	0,01924	3,06	328,4193	10770,68	0,030492	condition verifie
ET7	23188,76	3861,7316	0,019753	3,06	458,0475	11816,9	0,038762	condition verifie
ET6	29334,29	4174,4205	0,019827	3,06	581,611	12773,73	0,045532	condition verifie
ET5	35553,28	4486,1101	0,019572	3,06	695,8488	13727,5	0,05069	condition verifie
ET4	41772,27	4772,7501	0,019009	3,06	794,0491	14604,62	0,05437	condition verifie
ET3	48051,77	5031,2925	0,017812	3,06	855,8982	15395,76	0,055593	condition verifie
ET2	54338,14	5258,1756	0,016462	3,06	894,5145	16090,02	0,055594	condition verifie
ET1	62030,74	5479,7202	0,015553	3,6	964,7641	19726,99	0,048906	condition verifie
RDC	69214,43	5671,0606	0,010155	3,6	702,8726	20415,82	0,034428	condition verifie
SOUS SOL	77745,48	5797,1597	0,001639	3,23	127,4248	18724,83	0,006805	condition verifie

Sens-v-v :

Tableau IV.8 : Justification Vis-à-vis De l'effet P-Δ Sens y-y :

STORY	P	Vy	Δky	He	Py*Δkx	Vy*He	Θy	Θx<0,1
TÉRASSE	4909,983	2576,584	0,021586	3,06	105,9869	7884,348	0,013443	condition verifie
ET9	10989,8	2952,756	0,014822	3,06	162,8908	9035,434	0,018028	condition verifie
ET8	17069,61	3285,295	0,014945	3,06	255,1053	10053	0,025376	condition verifie
ET7	23188,76	3585,367	0,014887	3,06	345,211	10971,22	0,031465	condition verifie
ET6	29334,29	3867,095	0,014632	3,06	429,2193	11833,31	0,036272	condition verifie
ET5	35553,28	4154,007	0,014082	3,06	500,6613	12711,26	0,039387	condition verifie
ET4	41772,27	4426,188	0,013258	3,06	553,8168	13544,13	0,04089	condition verifie
ET3	48051,77	4681,935	0,012078	3,06	580,3693	14326,72	0,04051	condition verifie
ET2	54338,14	4910,875	0,01053	3,06	572,1806	15027,28	0,038076	condition verifie
ET1	62030,74	5134,201	0,00986	3,6	611,6231	18483,12	0,033091	condition verifie
RDC	69214,43	5331,651	0,006605	3,6	457,1613	19193,94	0,023818	condition verifie
SOUS SOL	77745,48	5467,783	0,001573	3,23	122,2936	17660,94	0,006925	condition verifie

IV.4) Conclusion :

L'étude sismique on peut dire que la structure répond aux normes en vigueur notamment la ductilité, la stabilité dynamique, pour ce là elle est conçue et calculés de tel façon supporte et résister aux charges ainsi aux efforts amplifiés due au éventuel séisme majeur.

Chapitre V

Ferraillage des éléments structuraux

V.1) Introduction :

Chaque structure en béton armé contreventée par un système de contreventement (auto stable, voiles, mixte ou par noyau centrale), la rigidité des éléments résistants qui sont en deux familles ; verticales (voiles, poteaux, mur porteur) et horizontales (poutres, dalles). Ces éléments vont aussi transmettre les charges aux fondations.

Les sollicitations qui provoquent ces éléments dans notre structure sont obtenues à partir du logiciel l'Etabs.

L'assemblage des poteaux et des poutres constitués les portiques

V.2) Définition :

V.2.a) Poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts des poutres vers la fondation. Chaque poteau est soumis à un effort N et à un moment fléchissant M ; ils sont sollicités en flexion composé.

V.2.b) Poutres :

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion simple et des efforts tranchants.

V.2.c) Voiles :

Ce sont des éléments verticaux dont la longueur est nettement supérieure à l'épaisseur $h \geq (4 \times e)$ qui sont utilisés pour reprendre les efforts horizontaux dûs au séisme.

V.3) Ferraillage des portiques :

V.3.a) Combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions sont les ensembles constitués par les actions à considérer simultanément, et une étape nécessaire pour la détermination des Sollicitations revenant aux éléments de résistance.

Les combinaisons prises en compte sont :

➤ **Combinaisons fondamentales :**

$$1.35G + 1.5Q ; G + Q \quad (\text{BAEL 91})$$

➤ **Combinaisons accidentelles :**

D'après le RPA99version2003 (Art5.2) on a les cas suivants :

$$G + Q + E \dots (1)$$

$$0.8 G \pm E \dots (2)$$

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation non pondérées.

E : action du séisme représentée par ses composantes horizontales.

V.4) Ferrailage des poutres :

On distingue deux types des poutres :

- Poutres principales : $(45 \times 30) \text{ cm}^2$.
- Poutres secondaires : $(40 \times 30) \text{ cm}^2$.

V.4.a) Armatures longitudinales :(R.P. A Art.7.5.2.1) :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres est de 0.5% en toute section.

$$A_{\min} = 0.5\% b h$$

Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\max} = 4\% b h \text{ en zone courante.}$$

$$A_{\max} = 6\% b h \text{ en zone de recouvrement.}$$

- La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ pour la zone III.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

V.4.b) Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$\text{Min} (h/4; 12\phi) ;$$

En dehors de la zone nodale : $S_t \leq h/2$

ϕ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Tableau V.1 : Les valeurs des moments de chaque niveau.

	Poutres	M_{max}^t (KN. m)			M_{max}^a (KN. m)			T (KN)
		ELU	ELS	ACC	ELU	ELS	ACC	
PP	Etage service	170.93	84.59	274.98	123.46	89.35	268.93	174.05 160.73
	Etages courants	130.65	67.46	137.18	111.05	90.99	203.31	80.202 98.57
	Terrasse	59.39	43.55	41.72	147.13	100.06	227.39	149 101.74
PS	Etage service	45.04	34.03	95.64	92.45	66.18	75.46	40.68 121.54
	Etages courants	50.98	46.09	66.95	88.49	63.99	120.17	52.05 74.8
	Terrasse	64.22	48.66	67.42	113.58	80.5	136.52	96.05 140.61

V.4.c) Poutre Principales RDC :

Calculs des armatures longitudinales :

- En travée :

➤ E L U :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{170.93 \times 10^3}{30 \times 14.2 \times 45^2} = 0.198 < 0.392$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.149}) = 0.392$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.203 = 0.88$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{170.93 \times 10^3}{0.888 \times 348 \times 45} = 12.28 \text{ cm}^2$$

➤ ACC:

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{274.93 \times 10^3}{30 \times 14.17 \times 45^2} = 0.319 < 0.392$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.212}) = 0.49$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.301 = 0.80$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{184.18 \times 10^3}{0.878 \times 348 \times 45} = 21.3 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$8T16 + 4T14 = 22.24 \text{ cm}^2 \text{ avec } e = 10 \text{ cm/ml}$$

- Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99)

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 45 \times \frac{2.4}{400} = 1.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.5 \text{ cm}^2 < A_s = 13.85 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

- Vérification R P A :

$$A_{RPA} = 0.005\% \times b \times d = 0.09\% \times 30 \times 45 = 12.15 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA} = 12.15 \text{ cm}^2 < A_s = 21.3 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

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

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times y_l^2 - 15 \times A_s \times (d - y_l) = 15 \times y_l^2 + 319.5 \times y_l - 12780$$

$$y_l = 20.43$$

$$I = \frac{b \times y_l^3}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - y_l)^2) = \frac{15 \times 20.43^3}{3} + 15 \times (21.3 \times (45 - 20.43)^2)$$

$$I = 194964.2 \text{ cm}^4$$

- **Vérification des Contraintes dans le béton :**

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_l = \frac{84.59 \times 10^3}{194964.2} \times 20.23 = 8.77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8.77 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

- **Vérification des Contraintes dans les aciers :**

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(333.33 ; 196.77) = 196.77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 84.59 \times 10^3}{194964.2} \times (45 - 20.43) = 159.9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 159.9 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 196.77 \text{ MPa}$$

Condition

vérifiée.

- **En appuis :**

- **ELU :**

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{123.46 \times 10^3}{30 \times 14.17 \times 45^2} = 0.143 < 0.392$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.255}) = 0.194$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.375 = 0.922$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{179.64 \times 10^3}{0.850 \times 348 \times 45} = 8.54 \text{ cm}^2$$

➤ AAC:

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{123.46 \times 10^3}{30 \times 18 \times 45^2} = 0.312 < 0.392$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.229}) = 0.484$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.330 = 0.806$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{164.718 \times 10^3}{0.806 \times 348 \times 45} = 21.29 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$4T14 + 8T16 = 22.24 \text{ cm}^2 \text{ avec } e = 10 \text{ cm/ml}$$

- **Condition de non fragilité** :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 45 \times \frac{2.4}{400} = 1.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.5 \text{ cm}^2 < A_s = 22.24 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification RPA** :

$$A_{RPA} = 0.009\% \times b \times d = 0.09\% \times 30 \times 45 = 12.15 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA} = 12.15 \text{ cm}^2 < A_s = 22.24 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 15 \times yl^2 + 333.6 \times yl - 15012$$

$$yl = 22.34$$

$$I = \frac{b \times yl^2}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{30 \times 20.42^2}{3} + 15 \times (21.30 \times (45 - 22.34)^2)$$

$$I = 197204.12 \text{ cm}^4$$

- **Vérification des Contraintes dans le béton :**

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_l = \frac{15 \times 89.35 \times 10^3}{207635.34} \times 22.43 = 12.67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 12.67 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification des Contraintes dans les aciers :**

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(266.67 ; 196.77) = 196.77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 89.35 \times 10^3}{207635.34} \times (45 - 20.42) = 167.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 167.05 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 196.77 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Ferraillage longitudinal :

- **Vérification au cisaillement :**(BAEL99/Art 5.1, 211)

Nous avons une fissuration préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$T_u = -174.05 \text{ KN}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \begin{cases} 0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.15 \times \frac{30}{1.5} = 3 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{cases} \quad \overline{\tau}_u = 3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{174.05 \times 10^3}{600 \times 230} = 1.261 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

- **Calcul du diamètre :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \phi_{lmax} ; \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{45}{35} ; 16 ; \frac{30}{10}\right) = \min(8.4 ; 16 ; 30) = 8$$

$$\phi_t = 8$$

On prend : $\phi_t = 8$

$$\text{Soit : } A_t = 4\phi_8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

• **Calcul de l'espacement :**

$$S_{t1} \leq \min(0.9 \times d ; 40 \text{ cm}) = \min(18.9 ; 40\text{cm}) = 15 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{2.01 \times 235}{0.4 \times 60} = 19.68 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_e}{\gamma_s \times b [\tau_u - (0.3 \times k \times f_{tj})]} = \frac{0.9 \times 2.01 \times 235}{1.15 \times 60 \times [1.05 - (0.3 \times 1 \times 2.4)]} = 18.67 \text{ cm}$$

Selon le RPA/2003 :

$$\text{En zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12 \times \phi_l\right) = \min(5.75 ; 19.20) = 5 \text{ cm}$$

$$\text{En zone courante : } S'_t \leq \frac{h}{2} = 12.5 \text{ cm}$$

D'armatures transversales minimales est donnée par :

$$\text{En zone nodale : } A_t = 0.03 \times S_t \times b = 0.03 \times 5 \times 30 = 5 \text{ cm}^2$$

$$\text{En zone courante : } A_t = 0.03 \times S'_t \times b = 0.03 \times 10 \times 30 = 10 \text{ cm}^2$$

Tableau V.2 : calcul de ferrailages des poutres

		MS	μ	α	β	Acal	Arpa	As	Ferrailage	Aadopté	St _{adopté}		
P P	RDC	Appuis	170,9 3	0,198565	0,279441	0,888224	21,368	12,15	21,368	8T16+4T14	22,24	ZONE	
		travée	123,4 6	0,14342	0,19439	0,922244	12,822	12,15	12,822	6T14+2T16	14,83	Nodal e	courant
	ETAGE	Appuis	130,6 5	0,151773	0,206827	0,917269	13,643	12,15	13,643	6T14+2T16	14,83	10	15
		travée	111,0 5	0,129004	0,173263	0,930695	11,429	12,15	12,15	2T14+6T16	15,14		
	TERRASSE	Appuis	59,39	0,068992	0,089439	0,964224	5,899	12,15	12,15	2T14+6T16	15,14		
		travée	147,1 3	0,170917	0,235907	0,905637	15,561	12,15	15,561	6T16+4T14	18,22		
PS	RDC	Appuis	45,04	0,052322	0,067209	0,973116	4,433	10,8	10,8	7T14	15,03	ZONE	
		travée	92,45	0,107397	0,142351	0,943059	9,390	10,8	10,8	7T14	15,03	Nodal e	courant
	ETAGE	Appuis	50,98	0,059222	0,07636	0,969456	5,036	10,8	10,8	7T14	15,03	8	15
		travée	88,49	0,102796	0,135881	0,945648	8,963	10,8	10,8	7T14	15,03		
	TERRASSE	Appuis	64,22	0,074603	0,097018	0,961193	6,399	10,8	10,8	7T14	15,03		
		travée	113,5 8	0,131943	0,177536	0,928986	11,710	10,8	11,710	6T14+2T16	15,31		

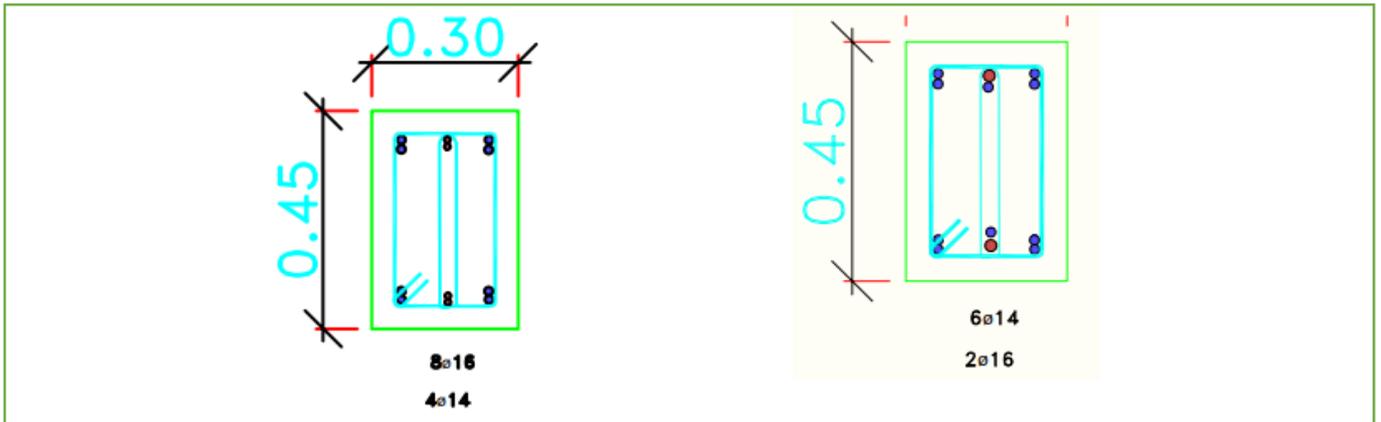


Figure V.1 : Ferraillage les différents types de la poutre principale

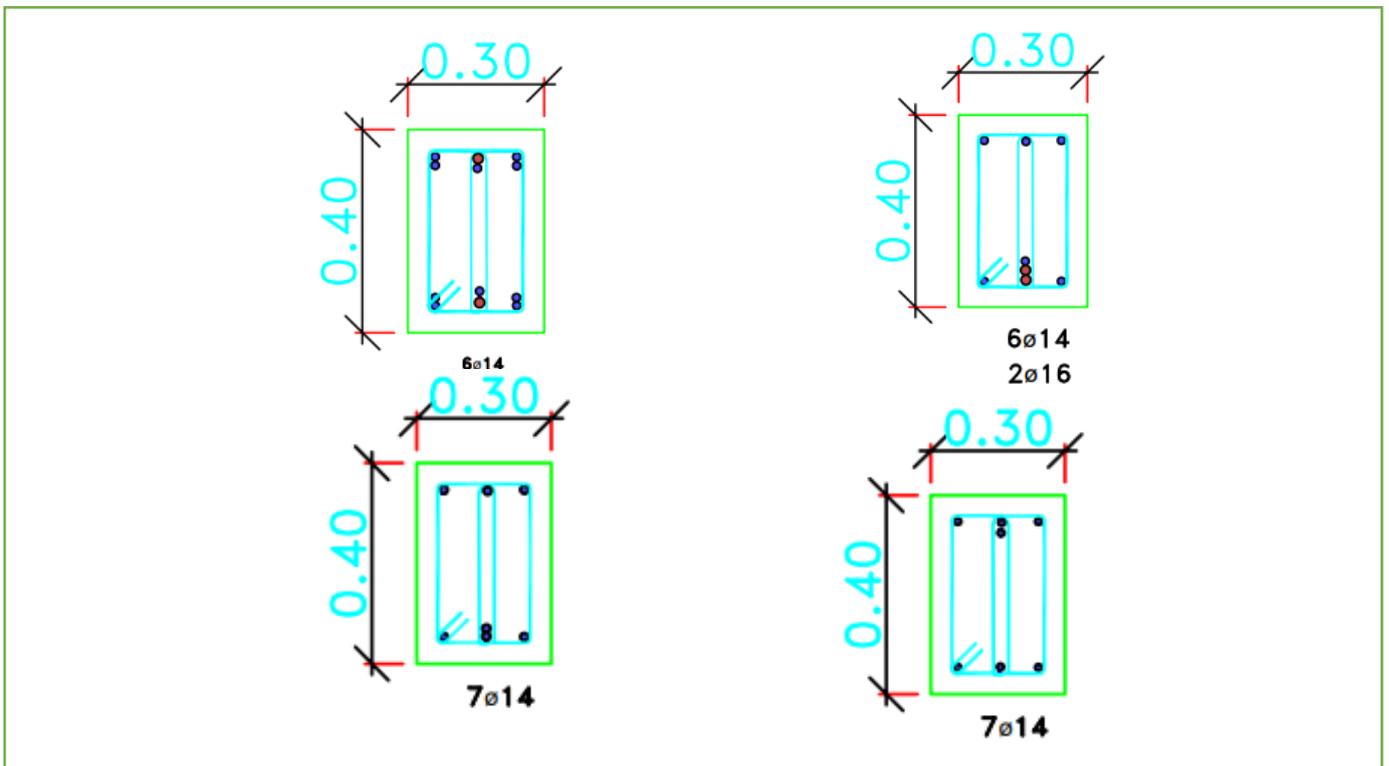


Figure V.2 : Ferraillage les différents types de la poutre secondaire

V.5) Ferraillage des poteaux :

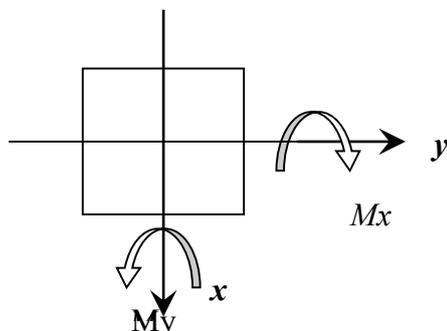
Leurs rôles :

- Supporter les charges verticales (effort de compression dans le poteau) ;
- Participer à la stabilité transversale par le système poteaux – poutres pour reprendre les efforts horizontaux :
- Effet du vent ;
- Effet de la dissymétrie des charges
- Effet de changement de la température ;
- Effet des efforts sismiques et
- Limiter l'encombrement (surfaces réduites des sections de poteaux).

Les poteaux sont sollicités dans deux sens (x et y) (voir fig.VII.1), ils sont calculés en fonction de l'effort normal N et ; le moment fléchissant M selon les cas suivants :

Sens-y-y :

$$\begin{aligned}
 M_{x \max} &\rightarrow N_{corr} \rightarrow A1 \\
 N_{\max} &\rightarrow M_{xcorr} \rightarrow A2 \\
 N_{\min} &\rightarrow M_{xcorr} \rightarrow A3
 \end{aligned}$$



Sens x-x :

$$\begin{aligned}
 M_{y \max} &\rightarrow N_{corr} \rightarrow A4 \\
 N_{\max} &\rightarrow M_{ycorr} \rightarrow A5 \\
 N_{\min} &\rightarrow M_{ycorr} \rightarrow A6
 \end{aligned}$$

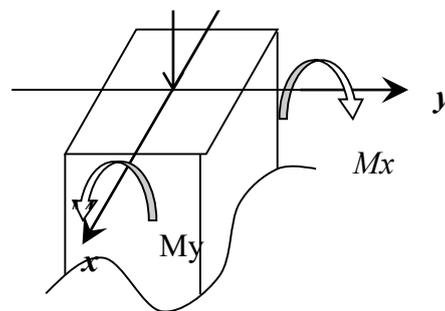


Figure V.3 : Direction des moments et effort normal dans un poteau.

Les sollicitations sont calculées à l'aide de logiciel Robot bat sous les combinaisons d'action suivantes :

On prend le cas le plus défavorable (1,35G+1,5Q) pour la situation durable et (G+Q±E) et (0.8G±E) pour la situation accidentelle. [RPA99/V2003].

On à 7 types de poteaux à savoir

Tableau V.3 : les types des poteaux de chaque niveau

Types	Niveaux	Section [cm ²]
1	Sous-sol RDC 1 ^{ème} étage	(70 × 70)
2	2 ^{ème} - 3 ^{ème} étage	(60 × 60)
3	4 ^{ème} - 5 ^{ème} étage	(60 × 50)
4	6 ^{ème} -7 ^{ème} étage	(50 × 40)
5	8 ^{ème} -9 ^{ème} -10 ^{ème} étage	(40 × 40)

V.5.b) Les armatures longitudinales :

- **Conditions imposées par le RPA99/Version 2003 :**

D'après le RPA99/version 2003 (article 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet :

- Leur pourcentage minimal sera de : 0.9% en zone III.
- Leur pourcentage maximal sera de :
 - ✓ 4% en zone courante
 - ✓ 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm
- La longueur minimale de recouvrement est de :
 - ✓ 50φ en zone III
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 20cm en zone III
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur de la zone nodale (zone critique)

- Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre des armatures longitudinales dans la zone nodale sont

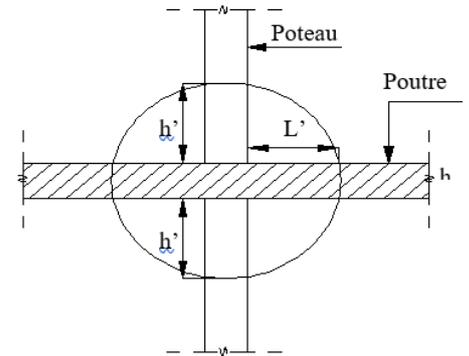
$$\begin{cases} L' = 2 \times h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right) \end{cases}$$

Avec :

h : Hauteur de la poutre ;

b et a : Section d'un poteau ;

h_e : Hauteur libre entre deux étages



- Règlement [BAEL91/Article A.8.1.21]**

La section A_l des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

$$\begin{cases} A_l \geq 4\text{cm}^2 \text{ par mètre de périmètre} \\ 0,2\% \leq A_l \leq 5\% B \end{cases} \Rightarrow \text{Pour une section entièrement comprimée.}$$

Avec :

B : Section totale du poteau.

$$A_{\min} = \frac{f_{t28}}{f_e} \times B \text{ Pour une section entièrement tendue.}$$

Pour les sections rectangulaires, la distance maximale de deux barres voisines doit respecter la condition suivante :

$$c \leq \min(b+10\text{cm}; 40\text{cm})$$

Avec :

b : la petite côté du rectangle.

V.5.c) Les armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux A_t sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{\delta_t} \geq \frac{\rho_a \times T_u}{a \times f_e}$$

Avec :

T_u : Effort tranchant ;

a : Hauteur totale de la section brute ;

f_e : Limite élastique des armatures transversales et

ρ_a : Coefficient dépend de l'élançement géométrique λ_g .

$$\rho_a \begin{cases} = 2,5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ = 3,75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{avec : } \lambda_g = \frac{L_f}{a}$$

δ_t : Espacement entre les armatures transversales;

Zone nodale : $\delta_t \leq 10cm$ (Zone III).

Zone courante : $\delta_t \leq \min(\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\emptyset)$ (Zone III).

Section minimale des armatures transversales :

$\frac{A_t}{\delta_t \times b}$ en % est donnée comme suit

Si

$$\begin{cases} 3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow \text{Interpolation des valeurs limites précédentes} \\ \lambda_g \leq 3 \rightarrow 0,8\% \\ \lambda_g \geq 5 \rightarrow 0,4\% \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b}$$

Avec :

a et b : Dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

L_f : Longueur du flambement.

• **Conditions de [BAEL91] : [BAEL91/A.8.1.3]**

Le diamètre des armatures transversales doit être :

$$\varphi_t \leq \frac{1}{3} \varphi_{1\max}$$

L'espacement des armatures transversales a pour valeur :

$$\delta_t = \min(15\phi_{lmin}; 40 \text{ cm}; b + 10 \text{ cm})$$

Avec :

b : La plus petite dimension de la section transversale du poteau.

ϕ_{lmin} : Le plus petit diamètre des armatures longitudinales nécessaire à la résistance

Dans la zone de recouvrement des armatures longitudinales, il faut prévoir trois cadres des armatures transversales

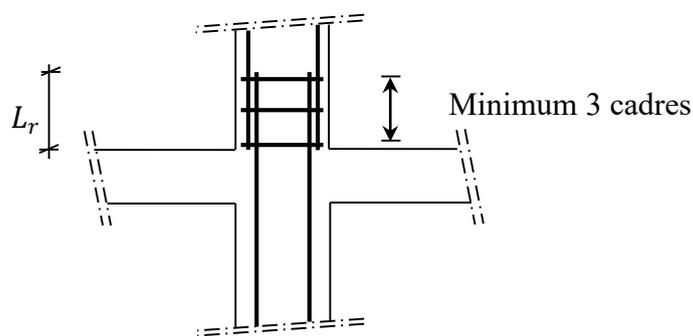


Figure V.4 : Les armatures transversales dans la zone de recouvrement

- Sollicitations de calcul :

Tableau V.4 : récapitulatif des moments fléchissant, des efforts normaux et des efforts tranchant

Combinaisons		Les efforts	Poteau (70*70)	Poteau (60*60)	Poteau (60*50)	Poteau (50*40)	Poteau (40*40)
ELU	Cas 1	N _{max} [KN]	3320.92	3064.74	2504.15	1747.41	1018.3
		M _{z cor} [KN.m]	2.54	28.46	36.31	19.24	17.057
		M _{y cor} [KN.m]	2.95	8.23	16.44	7.34	9.11
ACC	Cas 2	M _{z max} [KN.m]	3680.53	174.58	31.1	30.1	18.49
		N _{cor} [KN]	8.71	1578.58	62.38	42.22	28.75
		M _{y cor} [KN.m]	/	/	94.90	20.54	/
		M _{y max} [KN.m]	3676.44	/	/	/	/

	Cas 3	N _{cor} [KN]	20.54				
		M _{Z cor} [KN.m]	52.74				
	Cas 4	N _{max} [KN]	196.24	/	/	/	/
M _{Z cor} [KN.m]		215.69					
M _{Y cor} [KN.m]		181.69					
ELS	Cas 5	N _{min} [KN]	826.27	16.44	243.02	/	/
		M _{Z cor} [KN.m]	16.23118.66	1439.87	1118.51	1057.6	48.84
		M _{Y cor} [KN.m]	/	236.03	193.42	243.02	2.4
T (KN)	V1	-136.71	-50.3	-173.93	-72.30	246.37	
	V2	-96.08	-15.63	12.3	-30.1	80.91	

V.5.d) Exemple de calcul de ferraillage :

Exemple de calcul : Poteau (70×70) cm

Les armatures longitudinales :

$$b = 70 \text{ cm} \quad a = 70 \text{ cm} \quad d = 63 \text{ cm} \quad c = 7 \text{ cm}$$

➤ **ELU :**

-Les sollicitations prises en compte sont :

$$N_{\max} = 3320.92 \text{ [KN]}$$

$$M_{Z \text{ cor}} = 2.98 \text{ [KN.m]}$$

$$M_{Y \text{ cor}} = 2.95 \text{ [KN.m]}$$

• **Sens-y-y :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{2.95}{3320.92} = 0.0088 \text{ m} = 0.88 \text{ cm} / e < \frac{h}{6} = \frac{70}{6} = 11.66 \text{ cm}$$

L'excentricité est inférieure à la moitié de la distance du noyau central → On a une compression excentrée simple.

$$A'_1 = \frac{N - 100 \times B \times \sigma_b}{100 \times \sigma_s}$$

$$A'_1 = \frac{3320.92 - 100 \times 70 \times 70 \times 14,2}{100 \times 348} = -199.84 \text{ cm}^2 \leq 0 \rightarrow A'_1 = 0 \text{ cm}^2.$$

➤ Etat limite de stabilité de forme :

• Calcul de l'élanement :

$$\lambda = 3,46 \times \frac{l_f}{h}$$

Avec :

$$l_f = 0,7 \times L_0$$

$$\Rightarrow 3,46 \times \frac{226,1}{70} = 11,17 < \max \left[50 ; 67 \times \frac{e}{h} \right] = 50 \Rightarrow \text{Condition est vérifiée}$$

Le calcul se ramène au calcul de la même section en flexion composée sollicitée par :

$$e_a = \max \left(2\text{cm} ; \frac{L_e}{250} \right) = 2 \text{ cm}$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0,88}{70} = 0,012 \leq 0,75 \rightarrow \alpha_1 = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1 + 0,2 \left(\frac{11,17}{35} \right)^2 = 1,02$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_1 = \alpha_1 \times N = 1,02 \times 3320,92 = 3387,33 \text{ kN} \\ M'_1 = N_1 \times (e + e_a) \times 10^{-2} = 64,36 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

• Position du point d'application de l'effort N_1 :

$$e_1 = \frac{M'_1}{N_1} = \frac{64,36}{3387,33} = 0,019 \text{ m} = 2,1 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 30 \text{ cm}$$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section :

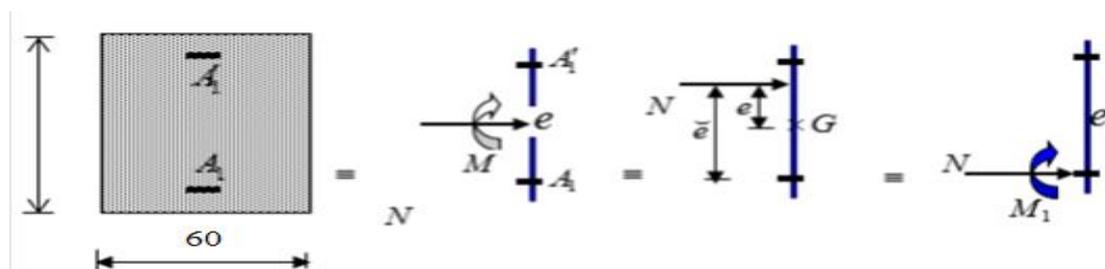


Figure V.5 : Position de N_1 , M_1 et M'_1 sur la section transversale

- Vérification si la section est partiellement comprimée :

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N_1(d - c_1) - M_1$$

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h$$

$$= (0,337 \times 70 - 0,81 \times 7)14,2 \times 70 \times 70 = 1246.87 \text{ KN.m} \quad (1)$$

$$N_1 \times (d - c) - M_1 = 3387.33 \times 10^{-2}(63 - 7) - 949.09 = 947.81 \text{ kN.m} \quad (2)$$

$$M_1 = N_1 \times e$$

Avec :

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 28,019 \text{ cm}$$

$$M_1 = 3387.33 \times 28.019 \times 10^{-2} = 947.81 \text{ kN.m}$$

(1) > (2) \Rightarrow Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{947814}{14,2 \times 70 \times 63^2} = 0,24$$

$$\mu = 0,24 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow \text{Á n'existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,349$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,860$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{781190}{348 \times 0,86 \times 54} = 50.26 \text{ cm}^2.$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 50.26 - \frac{3320.92}{100 \times 348} = -35.74 < 0 \rightarrow \text{AFC} = 0 \text{ cm}^2$$

- Sens z- z :

$$N = 3320.92 \text{ KN} \quad M_z = 2.98 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{2.98}{3320.92} = 0,0089 \text{ m} = 0.089 \text{ cm} > e = \frac{h}{12} = 5 \text{ cm}$$

L'excentricité est inférieure à la moitié de la distance du noyau central → On a une compression excentrée.

- E.L.U :

$$A'_1 = \frac{N - 100 \times B \times \sigma_b}{100 \times \sigma_s}$$

$$A'_1 = \frac{3320920 - 100 \times 70 \times 70 \times 14,2}{100 \times 348} = -104.51 \text{ cm}^2 \leq 0 \rightarrow A'_1 = 0 \text{ cm}^2.$$

- Etat limite de stabilité de forme :

- Calcul de l'élanement :

$$\lambda = 3,46 \times \frac{l_f}{h}$$

Avec :

$$l_f = 0,7 \times L_0 \quad \text{[BAEL91/VI.3]}$$

$$\Rightarrow 3,46 \times \frac{323 \times 0,7}{60} = 11.17 < \max \left[50 ; 67 \times \frac{e}{h} \right] = 50 \Rightarrow \text{Condition est vérifiée}$$

Le calcul se ramène au calcul de la même section en flexion composée sollicitée par :

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{L_e}{250} \right) = 2 \text{ cm}$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0,17}{70} = 0,0024 \leq 0,75 \rightarrow \alpha_1 = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1 + 0,2 \left(\frac{11,17}{35} \right)^2 = 1,02$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_1 = \alpha_1 \times N = 1,02 \times 3220.92 = 3057.57 \text{ kN} \\ M'_1 = N_1 \times (e + e_a) \times 10^{-2} = 66,34 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

- Position du point d'application de l'effort N1 :

$$e_1 = \frac{M'_1}{N_1} = \frac{66,34}{3057,57} = 0,0217 \text{ m} = 2.17 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 30 \text{ cm}$$

- Vérification si la section est partiellement comprimée :

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N_1(d - c_1) - M_1$$

$$= (0,337 \times 70 - 0,81 \times 7)14,2 \times 70 \times 70 = 783,54 \text{ kN.m} \Rightarrow (1)$$

$$N_1 \times (d - c) - M_1 = 3057.57 \times 10^{-2}(54 - 6) - 800.16 = 667.47 \text{ kN.m} \Rightarrow (2)$$

$$M_1 = N_1 \times e$$

Avec :

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 26,17 \text{ cm}$$

$$M_1 = 3057.57 \times 26,17 \times 10^{-2} = 800.16 \text{ kN.m}$$

(1) > (2) \Rightarrow Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{800160}{14,2 \times 60 \times 54^2} = 0,32$$

$$\mu = 0,32 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow \text{A n'existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,5$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,8$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{800160}{348 \times 0,912 \times 54} = 46.68 \text{ cm}^2.$$

On revient à la flexion composée

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 46.68 - \frac{2991180}{100 \times 348} = -39.27 < 0 \rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

➤ **A C C :**

$$M_{z \max} = 196.24 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{cor}} = 215.69 \text{ KN}$$

$$M_{Y_{\text{cor}}} = 181.69 \text{ KN.m}$$

• **Sens-y- y :**

$$N = 215.69 \text{ KN}$$

$$M_y = 1.81 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{9.97}{826.35} = 0.012 \text{ m} = 1.2 \text{ cm} < e = \frac{h}{12} = 5 \text{ cm}$$

L'excentricité est inférieure à la moitié de la distance du noyau central → On a une compression excentrée.

➤ **E.L.U :**

$$A'_1 = \frac{N - 100 \times B \times \sigma_b}{100 \times \sigma_s}$$

$$A'_1 = \frac{215690 - 100 \times 70 \times 70 \times 14,2}{100 \times 348} = -193.74 \text{ cm}^2 \leq 0 \rightarrow A'_1 = 0 \text{ cm}^2.$$

➤ **Etat limite de stabilité de forme :**

• **Calcul de l'élancement :**

$$\lambda = 3,46 \times \frac{l_f}{h}$$

Avec :

$$l_f = 0,7 \times L_0$$

$$\Rightarrow 3,46 \times \frac{0,7 \times 323}{70} = 11.17 < \max \left[50 ; 67 \times \frac{e}{h} \right] = 50 \Rightarrow \text{Condition est vérifiée}$$

Le calcul se ramène au calcul de la même section en flexion composée sollicitée par :

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{L_e}{250} \right) = 2 \text{ cm}$$

$$\frac{e}{h} = \frac{0.82}{70} = 0,02 \leq 0,75 \rightarrow \alpha_1 = 1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1 + 0,2\left(\frac{11.17}{35}\right)^2 = 1,02$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_1 = \alpha_1 \times N = 1,04 \times 215.69 = 220.88 \text{ kN} \\ M'_1 = N_1 \times (e + e_a) \times 10^{-2} = 6.211 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

- **Position du point d'application de l'effort N1 :**

$$e_1 = \frac{M'_1}{N_1} = \frac{6.22}{220.08} = 0,0282 \text{ m} = 2.82 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 30 \text{ cm}$$

- **Vérification si la section est partiellement comprimée :**

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N_1(d - c_1) - M_1$$

$$= (0,337 \times 70 - 0,81 \times 7)14,2 \times 70 \times 70 - 6.221 = 67.3 \text{ kN.m} \Rightarrow (1)$$

$$= N_1 \times (d - c) - M_1 = 863.79 \times 10^{-2}(54 - 6) - 234.08 = 180.53 \text{ kN.m} \Rightarrow (2)$$

$$M_1 = N_1 \times e$$

Avec :

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 22.06 \text{ cm}$$

$$M_1 = 215.69 \times 2.06 \times 10^{-2} = 67.83 \text{ kN.m}$$

(1) > (2) \Rightarrow Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment.

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{678300}{14,2 \times 70 \times 63^2} = 0,09$$

$$\mu = 0,09 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow \text{A n'existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,118$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,952$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{678300}{348 \times 0,952 \times 63} = 13,08 \text{ cm}^2.$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 13,08 - \frac{826350}{100 \times 348} = -10,66 < 0 \rightarrow AFC = 0 \text{ cm}^2$$

• **Sens z- z :**

$$N = 826,35 \text{ KN} \quad M_z = 118,66 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{118,66}{826,35} = 0,14 \text{ m} = 14 \text{ cm} < e = \frac{h}{12} = 5 \text{ cm}$$

L'excentricité n'est pas faible le ferrailage se fera en flexion composée sans majoration des efforts.

N étant l'effort de compression se trouve à l'extérieure de la section qui est partiellement comprimée donc le calcul se ramène en flexion simple avec un moment fictif: $M_F = N \times e$

• **Vérification de l'existence d'A' :**

Avec :

$$e_0 = e + \left(\frac{h}{2} - c \right) = 38 \text{ cm.}$$

$$M_F = N \times e_0 = 314,013 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_F}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{314013}{14,2 \times 60 \times 54^2} = 0,126$$

$$\mu = 0,126 < \mu_{AB} = 0,379 \Rightarrow \text{A' n'existe pas et } ; 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} =$$

400 MPa

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,169$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,932$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{314013}{348 \times 0,932 \times 54} = 17,93 \text{ cm}^2.$$

$$A_{FC} = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 17.93 - \frac{314013}{100 \times 348} = 9.02 \rightarrow A_{FC} = 9.02 \text{ cm}^2$$

V.5.e) Vérification de l'effort tranchant :

D'après le fichier résultat l'Etabs :

$$T_u = 136.71 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T^{max}}{b \times d} = \frac{136.71 \times 10^3}{70 \times 63 \times 100} = 0.31 \text{ MPa}$$

$$\tau = \min(0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa (Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u = 1.15 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

- **Section et écartement des armatures transversales $\dot{\Lambda}$:**

$$\dot{\Lambda}_t \leq \frac{(\dot{\Lambda}_{l \max})}{3} = \frac{16}{3} = 5.33$$

On prend : $\dot{\Lambda}_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow A_t = 4\dot{\Lambda}_8 = 2,01 \text{ cm}^2$

(1 cadre + 1 étrier).

- **L'espacement des armatures transversales :**

$$\delta_t \leq \min(15\dot{\Lambda}_{l \min}; 40 \text{ cm}; b + 10) = \min(21; 40; 80) = 15 \text{ cm}$$

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

Selon le RPA version 2003 :

Zone nodale :

$$\delta_t \leq 10 \text{ cm}$$

$$\delta_t = 10 \text{ cm}$$

Zone courante :

$$\delta_t = \min\left(\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\phi\right) = 10 \text{ cm}$$

$$\delta_t = 20 \text{ cm}$$

- **Armatures transversales minimales :**

$$\delta_t = 15\phi_{L \min} = \lambda_g = \frac{L_f}{h} = \frac{323}{70} = 4.61 \Rightarrow 5$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 0,008 \times b \times \delta_t = 0,008 \times 70 \times 20 = 11.2$$

- **Détermination de la zone nodale**

La zone nodale est constituée par les nœuds poteau-poutre ;

$$L' = 2 \times 70 = 140 \text{ cm.}$$

$$H' = \max(140/6 ; 70 ; 70) = 70 \text{ cm}$$

- **La longueur de recouvrement :**

$$L_r = 50 \phi_{L \max} = 50 \times 1.6 = 80 \text{ cm}$$

$$L_t = 80 \text{ cm}$$

Tableau V.5 : récapitulatif du ferraillage

Niveau	Poteaux	As	min BAEL	min Rpa	A	Ferraillage	A adopter	Longueur de recouvrement	Section correspondant (cm ²)
RDC-SS	70x70	41,22	22,4	44,1	44,1	06HA20+14HA16	47.00	100	45,2
2eme3eme	60x60	26,006	18	32,4	32,4	04HA20+14HA16	40.72	100	36,15
4eme/5eme	60x50	20,28	18	27	27	14HA16	20.11	90	28,59
7eme/6eme	50x40	19,04	14	18	20.11	10HA16	19,16	80	21.50
10eme/9eme/8eme	40x40	8,02	10,4	14,4	14,4	08HA16	16.08	70	17,28

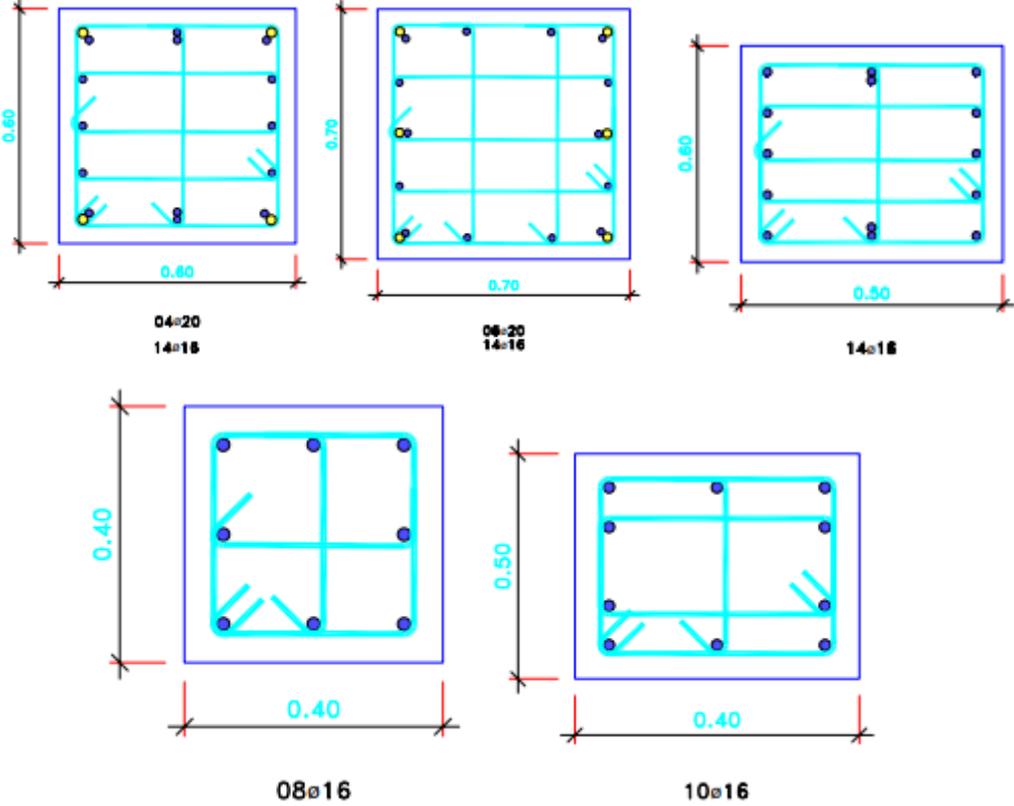


Figure V.6 : Croquis des ferrailages des poteaux

V.6) Etude des voiles :

V.6.a) Introduction :

Les voiles sont des éléments en béton armé dont la longueur est au moins (04) fois supérieure à la largeur.

Le rôle principal des voiles est de reprendre les efforts horizontaux (séisme, poussée des terres) grâce à leurs rigidités importantes.

Dans notre structure, on distingue deux types de voiles :

- ✓ Voile de contreventements
- ✓ Voile de périphériques
- **Voile de contreventements :**

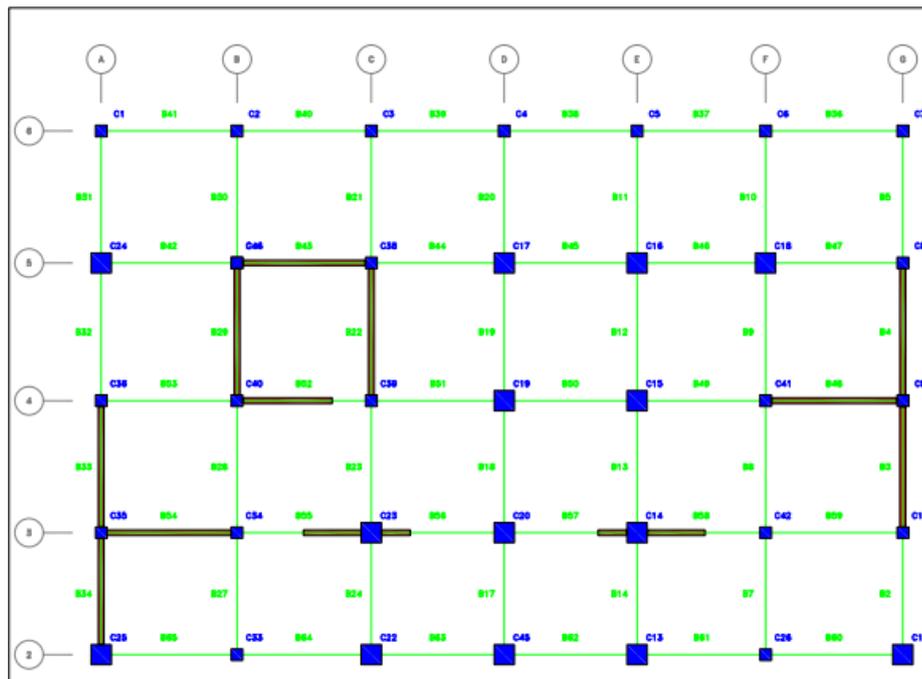


Figure V.7 : Disposition des voiles de contreventements

- Voile de périphériques :

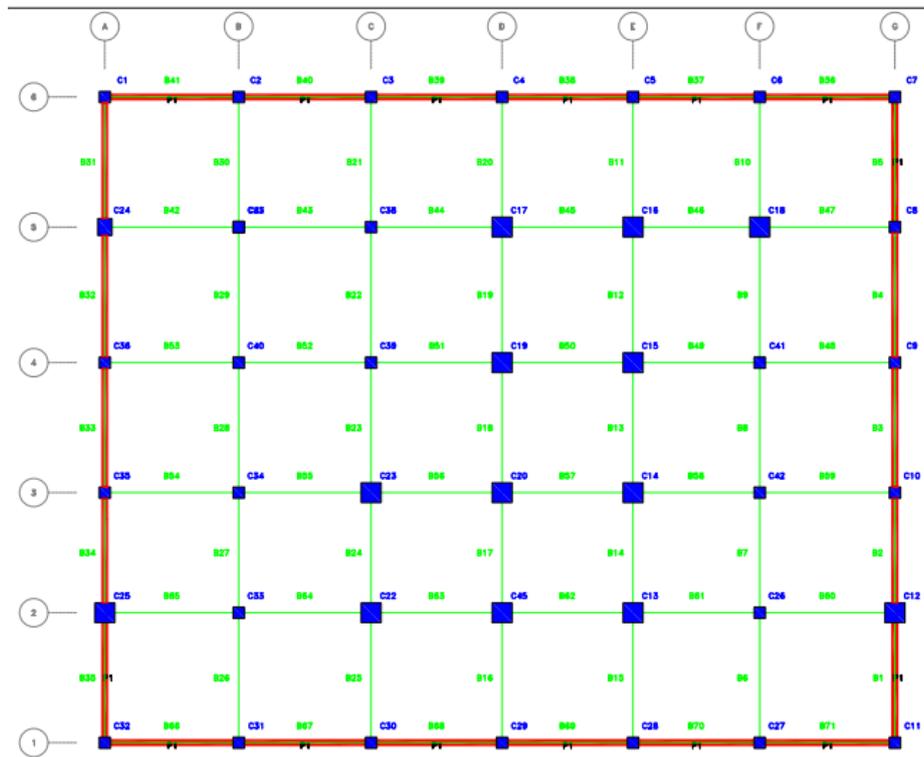


Figure V.8 : Disposition des voiles périphériques

V.7) Ferraillage des voiles de contreventement :

Selon l'article [7.7.4 de RPA99 version 2003], le calcul des voiles se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles classiques de béton armé (DTR-B.C.- 2.41 "CBA93 ") si les conditions suivantes sont satisfaites :

- Satisfaction des conditions de dimensionnement fixées par le [RPA99 (version 2003/7.7.1)] (voir chapitre II)
- Les voiles de contreventement sont disposées dans deux directions orthogonales. Pour notre structure, les deux conditions précédentes sont satisfaites, par la suite on devra disposer les ferraillements suivants

- ✓ Des aciers verticaux ;
- ✓ Des aciers horizontaux. [RPA99/2003/7.7.4]

Les sollicitations de calcul seront déterminées sous les combinaisons d'action suivantes :

- ✓ 1,35G + 1,5Q
- ✓ G + Q
- ✓ G + Q ± E
- ✓ 0,8G ± E

V.7.a) Les armatures verticales : [RPA99/v.2003/7.7.4].

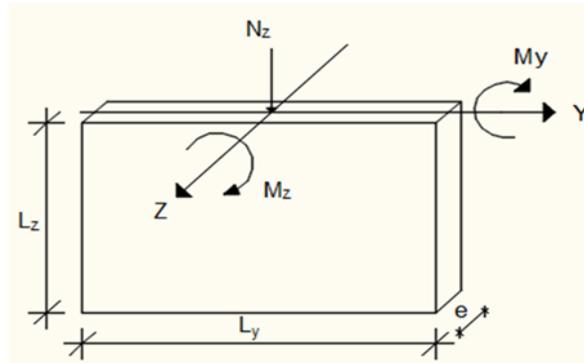


Figure V.9 : les sollicitations de calcul d'un voile.

- Calcul Les sollicitations :

Tableau V.6 : Sollicitations obtenues par L'ETABS

L(m)	e(m)	Type	Combinaison	N(KN)	M(KN)	H(KN)
5.05	0.25	ELU	ELU	4856,23	68,47	31,23
		ACC	G+Q-VX	3930,79	4486,38	-465,9
		Sismique	G+Q+Vx	3139,21	-4383,13	511,35
		Sismique	G+Q+Vy	1704,48	-1065,64	142,61
		Sismique	G+Q-Vy	5365,52	1168,89	-97,15
		Sismique	0.8G+Vx	1984,33	-4386,94	503,91
		Sismique	0.8G-Vx	2775,9	4482,57	-473,34
		Sismique	0.8G+Vy	549,59	-1069,45	135,16
		Sismique	0.8G-Vy	4210,64	1165,09	-104,6

V.7.b) Les caractéristiques géométriques :

$$I = (0.25 \times 5.05^3) / 12 = 1.71 \text{ m}^4 \text{ (I : inertie du voile)}$$

$$\Omega = 0.25 \times 5.05 = 1.09 \text{ m}^2 \text{ (\Omega : surface en plan du voile)}$$

$$V = 1/2 = 4.9/2 = 2.175 \text{ m (V : la position de l'axe neutre)}$$

V.7.c) Vérification de la stabilité de la résistance d'un voile :**➤ Effort de compression à ELU :**

$$N_{max} = 2009.22 \text{ KN (effort de compression)}, M_{cor} = 43.86 \text{ KN.m}$$

• Calcul les contraintes :

$$\sigma_d = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} v = \frac{2009.22}{1.47} + \frac{43.86 \times 2.175}{2.94}$$

$$\sigma_d = 1314.5 \text{ KN.m}^2$$

$$\sigma_g = \frac{N}{\Omega} - \frac{M}{I} v = \frac{4856.23}{1.47} - \frac{68.47 \times 2.45}{2.94}$$

$$\sigma_g = -1233.85 \text{ KN.m}^2$$

($\sigma_d > 0$; $\sigma_g < 0$) => la section est partiellement tendue

• Calcul de la contrainte moyenne :

Le calcul se fait par des bandes d'après le DTR.B.C2.42 il faut que la condition suivante soit vérifiée :

$$d \leq \min\left(\frac{he}{2}; \frac{2}{3} \cdot Lc\right) = (1.4 \text{ m}; 2.24 \text{ m}) = 1.05 \text{ m}$$

$$d_{max} = 1.4 \text{ m}$$

On prendra : $d_1 = 1.05 \text{ m}$

• Détermination la contrainte moyenne de la bande d1 :

$$\sigma_1 = \sigma_g + (lc - d1) \times \frac{(\sigma_d - \sigma_g)}{Lc} = 3.25 + (5.05 - 1.4) \times \frac{(1314.5 - 1233.84)}{2.24} = -616.92 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{\sigma_d + \sigma_1}{2} = \frac{1314.5 - 616.92}{2} = 348.72 \text{ KN/m}^2$$

• L'effort normal appliqué sur la bande d1 :

$$Nu = \sigma_{moy} \times e \times d1 = 348.79 \times 0.25 \times 1.4 \times 1 = 488.3 \text{ KN}$$

- **Calcul de l'effort limite ultime :**

L'effort limite NU est donné par la formule suivante :

Cas d'un mur non armé : $A = 0$

$$N_{U \text{ lim}} = \alpha \times \frac{Br \times f_c 28}{0.9 \times \gamma b}$$

Avec :

$$Br = L \times (a - 2) = 100 \times (25 - 2) = 2300 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = \frac{0.65}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{30}\right)^2} \quad \text{avec : } \lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a} = \frac{2.46 \sqrt{12}}{0.35} = 24.35$$

Donc : $\alpha = 0.574$

$$N_{U \text{ lim}} = \alpha \times \frac{Br \times f_c 28}{0.9 \times \gamma b} = 0.574 \times \frac{0.28 \times 25000}{0.9 \times 1.5} = 2976.30 \text{ KN}$$

$$N_{U \text{ lim}} = 2976.30 > N_u = 1452.9 \rightarrow c. v$$

Il n'y a pas un risque de flambement et les armatures en compression ne sont pas nécessaires

V.7.d) Calcul le ferraillage :

D'après notre système de contreventement voile porteur on prend en considération juste les sollicitations des voiles du RDC et sous-sol et on applique leur ferraillage maximum sur les autres étages.

- **L'effort normal appliqué sur la bande d1 :**

Ferraillage verticale :

On prend les cas plus défavorables : [G+Q +VX ; G+Q-VY]

➤ **1ere cas : 0.8G-VY**

$$N = 4210.64 \text{ KN} \quad M = 1165.09 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_d = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} v = \frac{4210.64}{1.47} + \frac{1165.09 \times 2.45}{2.94}$$

$$\sigma_d = 4569.75 \text{ KN.m}^2$$

$$\sigma_g = \frac{N}{\Omega} - \frac{M}{I} v = \frac{4210.64}{1.47} - \frac{1165.09 \times 2.45}{2.94}$$

$$\sigma_g = 2627.93 \text{ KN.m}^2$$

($\sigma_d > 0$; $\sigma_g > 0$) => la section est entièrement comprimée

- **Calcul de la contrainte moyenne :**

Le calcul se fait par des bandes d'après le DTR.B.C2.42 il faut que la condition suivante soit vérifiée :

$$d \leq \min\left(\frac{he}{2}; \frac{2}{3} \cdot Lc\right) = (1.45 \text{ m}; 3 \text{ m}) = 1.45 \text{ m}$$

$$d_{\max} = 1.45 \text{ m}$$

On prendra : $d_1 = 1.45 \text{ m}$

- **Détermination la contrainte moyenne de la bande d1 :**

$$\sigma_1 = \sigma_g + (lc - d1) \times \frac{(\sigma_d - \sigma_g)}{Lc} = 2.63 + (4.9 - 1.45) \times \frac{(4.57 - 2.63)}{4.9} = 3.59 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{\sigma_d + \sigma_1}{2} = \frac{4.57 + 3.59}{2} = 4.08 \text{ MPa}$$

- **L'effort normal appliqué sur la bande d1 :**

$$Nu = \sigma_{moy} \times e \times d1 = 4.08 \times 0.30 \times 1.45 \times 1000 = 1774.8 \text{ KN}$$

- **Calcul de l'effort limite ultime :**

L'effort limite NU lim est donné par la formule suivante :

Cas d'un mur non armé : $A = 0$

$$N_{U \text{ lim}} = \alpha \times \frac{Br \times f_c 28}{0.9 \times \gamma_b}$$

Avec :

$$Br = L \times (a - 2) = 100 \times (30 - 2) = 2800 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = \frac{0.65}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{30}\right)^2} \text{ avec : } \lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a} = \frac{2.46 \sqrt{12}}{0.35} = 24.35$$

Donc : $\alpha = 0.574$

$$N_{U \text{ lim}} = \alpha \times \frac{Br \times f_c 28}{0.9 \times \gamma_b} = 0.574 \times \frac{0.28 \times 25000}{0.9 \times 1.5} = 2976.30 \text{ KN}$$

$$N_{U \text{ lim}} = 2976.30 > Nu = 1774.8 \rightarrow c. v$$

Il n'y a pas un risque de flambement et les armatures en compression ne sont pas nécessaires

➤ **2ème cas : 0.8G-VY**

$$N = 2775.9 \text{ KN} \quad M = 4482.57 \text{ KN.m}$$

• **Calcul les contraintes :**

$$\sigma_d = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} v = \frac{2775.5}{1.47} + \frac{4482.57 \times 2.45}{2.94}$$

$$\sigma_d = 5022.3 \text{ KN.m}^2$$

$$\sigma_g = \frac{N}{\Omega} - \frac{M}{I} v = \frac{2775.5}{1.47} - \frac{4482.57 \times 2.45}{2.94}$$

$$\sigma_g = -260.44 \text{ KN.m}^2$$

$(\sigma_d < 0; \sigma_g > 0) \Rightarrow$ la section est partiellement tendue.

• **Calcul de la longueur de la zone tendue :**

$$L_t = L \cdot \frac{\sigma_d}{\sigma_d + \sigma_g} = 4.9 \cdot \frac{5623.57}{5623.57 + 1847.38} = 0.214 \text{ m (longueur de la zone tendue).}$$

$$L_c = L - L_t = 4.9 - 3.69 = 4.13 \text{ m}$$

Le calcul se fait par des bandes d'après le DTR.B.C2.42 il faut que la condition suivante soit vérifiée :

$$d \leq \min\left(\frac{he}{2} ; \frac{2}{3} \cdot Lc\right) = (1.45 \text{ m}; 3 \text{ m}) = 1.4 \text{ m}$$

$$d_{\max} = 1.45 \text{ m}$$

On prendra $d_1 = 1.4 \text{ m}$

- **Détermination la contrainte moyenne dans zone d'about :**

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_d(Lt-0.45)}{Lt} = \frac{5022.3(0.24-0.45)}{0.24} = -130.35 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{\sigma_d + \sigma_1}{2} = \frac{5.62 + 4.93}{2} = 2446.15 \text{ KN/m}^2$$

- **Détermination de la valeur d'effort normal moyen et sollicitation la zone d'about :**

$$Nu = \sigma_{moy} \times e \times d_1 = 2446.15 \times 0.25 \times 1.4 \times 1 = 856.15 \text{ KN}$$

Calcul des armatures de vertical :

$$A_s = \frac{Nu}{\frac{f_e}{\gamma}} = \frac{865.15 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 21.625 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures de couture :

$$A_c = 1.1 \frac{V}{f_e} \cdot \frac{X}{L} = 1.1 \frac{1.4 \times 865.15}{400} \cdot \frac{0.25}{5.05} = 0.16 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA on ajoute avec la section calculée :

$$A = A_s + A_c = 21.81 \text{ cm}^2$$

V.7.e) Armatures minimales RPA :

$$A_{\min} = 0,20\% \cdot b \cdot Lt = 1.2 \text{ cm}^2 \text{ (Zone tendu)}$$

$$A_{\max} = \text{Max}(A_{\text{cal}}, A_{\min}) = (21.81 ; 12) = 21.81 \text{ cm}^2$$

V.7.f) Armatures courantes :

$$A_{min}=0,10\%. b. L_c=0,10\%.25.240=6 \text{ cm}^2$$

V.7.g) Espacement des armatures verticales :

D'après l'RPA 99 /2003 article 7.7.4.3

$$St \leq (1,5.a ; 30 \text{ cm}) \rightarrow St \leq (1,5.a=30 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Zone d'about} \rightarrow \frac{L}{10}=45$$

$$\text{Zone courante} \rightarrow St = 20 \text{ cm}$$

V.7.h) Vérification de la contrainte de cisaillement :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (Art 7.7.2 RPA 99/version 2003).

$$\text{La contrainte de cisaillement est : } \tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{1.4.v_u}{b.d}$$

Avec :

V : L'effort tranchant à la base du voile.

b : Épaisseur de voile.

d : Hauteur utile, ($d=0,9h$).

h : Hauteur totale de la section brute.

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3.34 \text{ MPa (Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{1.4.V_u}{b.d} = \frac{1.4 \times 920540}{25 \times 360 \times 0.9 \times 100} = 2.06 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.06 < (\bar{\tau}_u) = 3.34 \quad \text{condition vérifié}$$

Tableau V.7 : ferrailage de voiles longitudinaux VL1

Voiles longitudinaux VL1							
Zones		Zone 1	Zone 2	Zone 3	Zone 4		
Caractéristiq	L (m)	4,35	4,35	4,35	4,35		
	e (m)	0,25	0,25	0,25	0,25		
	B (m)	1,0875	1,0875	1,0875	1,0875		
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	10220,1	10220,1	5022,3	1314,50939		
	σ_{min} [KN/m ²]	-6066,9	-6066,9	-260	-1233,84732		
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC		
	V _u (kN)	18,35	436,8	239,2	240,2		
	Lc(m)	2,729627003	2,729627	4,13588872	2,24384436		
	Lt(m)	1,620372997	1,620373	0,21411128	2,10615564		
	d1(m)	0,810186498	0,8101865	0,10705564	1,05307782		
	d2 (m)	0,810186498	0,8101865	0,10705564	1,05307782		
	σ_1 [KN/m ²]	-3033,45	-3033,45	-130	-616,923662		
	N (kN)	N ₁	921,6225876	921,622588	5,21896238	243,625734	
		N ₂	307,2075292	307,207529	1,73965413	81,208578	
	A _v (cm ²)	Av1	26,48340769	26,4834077	0,14997018	7,00073948	
		Av2	8,827802563	8,82780256	0,04999006	2,33357983	
	A _{min} (cm ²)	Amin1	10,63369779	10,6336978	1,40510526	13,8216464	
		Amin2	10,63369779	10,6336978	1,40510526	13,8216464	
	A _{vi} (cm ²)		0,706475	16,8168	9,2092	9,2477	
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	6,797470673	10,8250519	2,65357631	5,76733659	
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	2,835043198	6,86262445	2,65357631	5,76733659	
	A _v adopté (cm ²)	Bande 1	12,06	12,06	12,06	12,06	
		Bande 2	9,23	9,23	9,23	9,23	
	Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bande 1	2*3HA16	2*3HA16	2*3HA16	2*3HA16
			Bande 2	2*3HA14	2*3HA14	2*3HA14	2*3HA14
		S _t (cm)	Bande 1	9cm	10cm	11cm	11cm
Bande 2			9cm	10cm	11cm	11cm	
Ls(cm)		80	80	80	81		
A _H (cm ²)		9,931277884	9,93127788	5,3225	5,3225		
A _H adopté/ml (cm ²)		7,85	7,85	7,85	8,85		
Choix des barres/ml (cm ²)		2*5HA10	2*5HA10	2*5HA10	2*5HA11		
S _t (cm)		20	20	20	21		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	4 Epingles HA8/m ²	4 Epingles HA8/m ²	5 Epingles HA8/m ²	
	contrainte	$\tau_{u,max}=3,25$	0,028515929	0,67878788	0,37171717	0,37327117	
		$\tau_{d,max}=5$ (MPa)	0,00399223	0,0950303	0,0520404	0,05225796	
	ELS	N _s (kN)	1121,2	873,9	522,6	523,6	
		$\sigma_{b,max}=15$ (MPa)	1,001576688	0,78066167	0,46684265	0,46773596	

Tableau V.8 : ferraillage de voiles longitudinaux VL2

Voiles longitudinaux VL2						
Zones		Zone 1	Zone 2	Zone 3	Zone 4	
Caractéristiq	L (m)	2,86	2,86	2,86	2,86	
	e (m)	0,25	0,25	0,25	0,25	
	B (m)	0,715	0,715	0,715	0,715	
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m ²]	3542,56	1635,85	2014,6	1256,05	
	σ_{min} [KN/m ²]	-698,8	942,3	319,563169	-1233,84732	
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	
	V _u (kN)	34,6157	-33,4375	76,33	-22,562	
	Lc(m)	2,388790765	6,7457732	3,39919221	1,44275146	
	Lt(m)	0,471209235	-3,8857732	-0,53919221	1,41724854	
	d1 (m)	0,235604617	-1,9428866	-0,26959611	0,70862427	
	d2 (m)	0,235604617	-1,9428866	-0,26959611	0,70862427	
	σ_1 [KN/m ²]	-349,4	471,15	159,781584	-616,923662	
	N (kN)	N ₁	30,87009499	-343,271633	-16,1536849	163,937655
		N ₂	10,29003166	114,423878	5,38456165	54,645885
	A _v (cm ²)	A _{v1}	0,887071695	-9,86412738	-0,46418635	4,71085215
		A _{v2}	0,295690565	3,28804246	0,15472878	1,57028405
	A _{min} (cm ²)	A _{min1}	3,092310603	-9,71443299	-1,34798054	9,30069354
		A _{min2}	3,092310603	-9,71443299	-1,34798054	9,30069354
	A _{vj} (cm ²)		1,33270445	-1,28734375	2,938705	-0,868637
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj/4}	1,106253763	-2,75044418	0,61862966	2,10801414
		A2=A _{v2} +A _{vj/4}	1,106253763	0,50017468	0,77335845	2,10801414
	A _v adopté (cm ²)	Bande 1	12,06	12,06	12,06	12,06
		Bande 2	9,23	9,23	9,23	9,23
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bande 1	2*3HA16	2*3HA16	2*3HA16	2*3HA16
		Bande 2	2*3HA14	2*3HA14	2*3HA14	2*3HA14
	S _t (cm)	Bande 1	9cm	10cm	11cm	11cm
		Bande 2	9cm	10cm	11cm	11cm
	Ls(cm)	80	80	80	81	
	A _H (cm ²)	5,3225	5,3225	5,3225	5,3225	
	A _H adopté/ml (cm ²)	7,85	7,85	7,85	8,85	
	Choix des barres/ml (cm ²)	2*5HA10	2*5HA10	2*5HA10	2*5HA11	
St (cm)	20	20	20	21		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²	4 Epingles HA8/m ²	4 Epingles HA8/m ²	5 Epingles HA8/m ²
	contrainte	τ_u max =3,25	0,053792852	-0,05196193	0,11861694	-0,03506138
		τ_d max =5 (MPa)	0,007530999	-0,00727467	0,01660637	-0,00490859
	ELS	N _s (kN)	1270,31	944,58	522,6	523,6
		σ_{bmax} =15 (MPa)	1,700696848	1,26460803	0,69965927	0,70099808

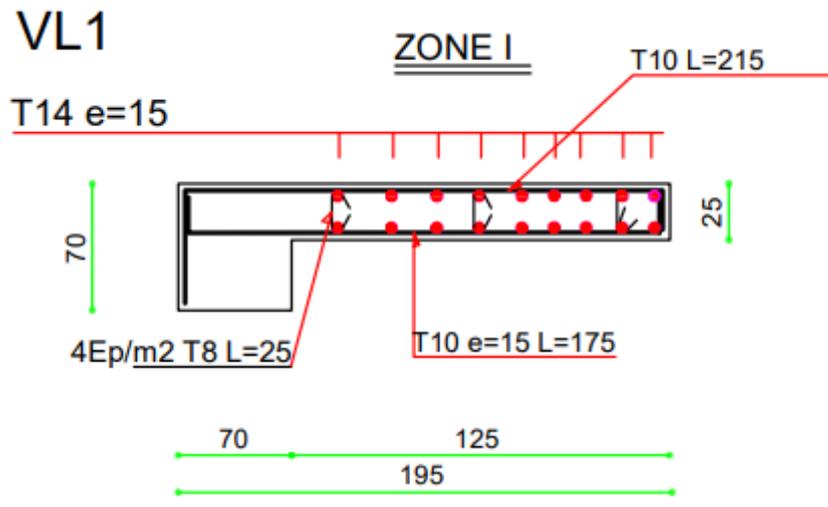


Figure V.10 : Dessin ferrailage de voiles longitudinaux VL1

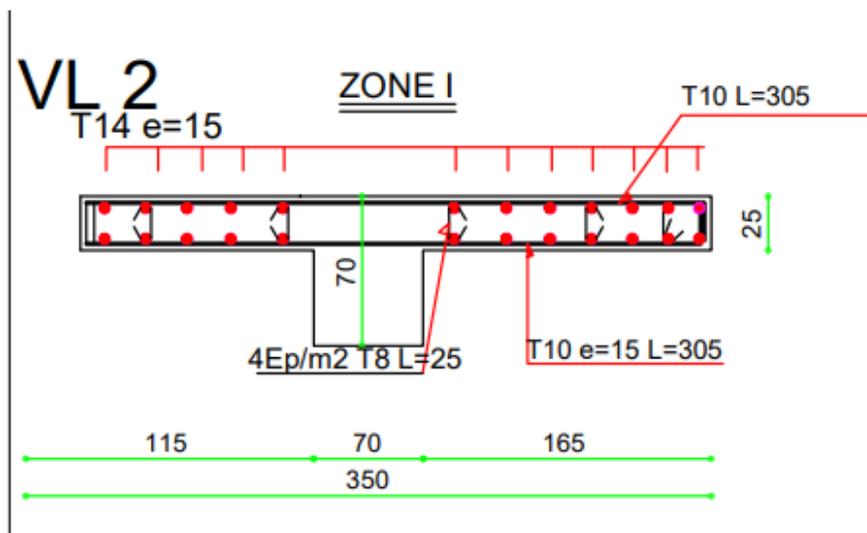


Figure V.11 : Dessin ferrailage de voiles longitudinaux VL2

V.8) Voile périphérique :

V.8.a) Introduction :

Le voile périphérique est prévu sur le côté amont de la structure pour reprendre les poussées des terres ainsi que les charges d'exploitation. Sa hauteur est de 2.38 m et une épaisseur minimale exigée par le RPA 99 qui doit ≥ 15 cm (Art 10.1.2). On optera pour notre cas une épaisseur de 20 cm. Son calcul est indépendant des autres éléments de la construction.

Le voile périphérique est réalisé en béton armé.

V.8.b) Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol :

Surcharge éventuelle : $q=10$ kN/m².

Poids volumique des terres : $\gamma = 18$ kN/m³.

Angle de frottement : $\varphi=30^\circ$.

Cohésion : $C = 0$

La contrainte de Sol : $\sigma_{sol}= 2$

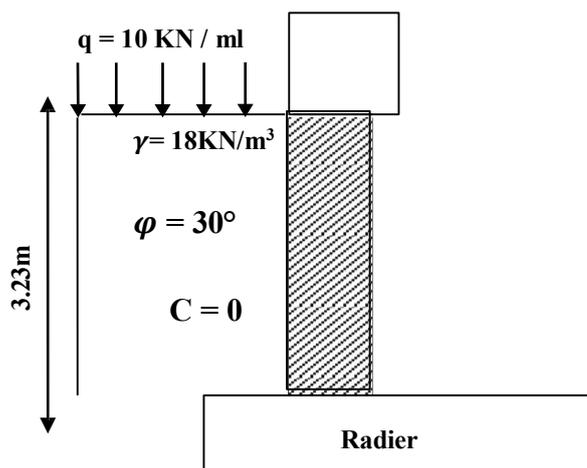


Figure V.12 : Schéma statique du voile périphérique.

V.8.c) Contrainte de sollicitations :

En utilisant la méthode de RANKINE, on détermine les contraintes qui s'exercent sur le voile périphérique. Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur à l'état de repos qui est le cas le plus défavorable.

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont σ_H et σ_V

σ_H : Contrainte horizontale

σ_V : Contrainte verticale

$$\sigma_H = k_0 \times \sigma_r$$

Avec :

K_0 : coefficient de poussée des terres

φ : Angle de frottement interne

$$\text{Donc : } K_0 = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin 30 = 0,5$$

V.8.d) Calcul des sollicitations :

$$0 < h < H \Rightarrow 0 < h < 3.23 \text{ m}$$

➤ **ELU :**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (1.35 \times \gamma \times h + 1.5 \times q)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0,5 \times (1.5 \times 10) = 7,5 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 2.38 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,5 \times (1.35 \times 18 \times 2.15 + 1.5 \times 10) = 33.62 \text{ KN/m}^2$$

➤ ELS :

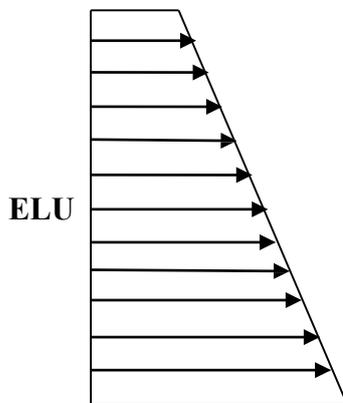
$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 (q + \gamma \times h)$$

$$h = 0 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0,5 \times 10 = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 2.38 \text{ m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,5 (10 + 18 \times 2,15) = 24,35 \text{ KN/m}^2$$

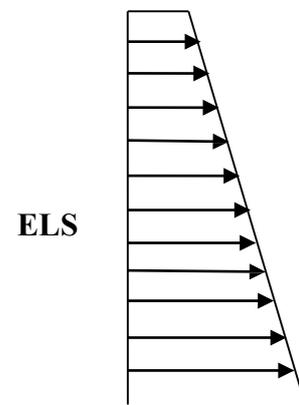
Diagramme des contraintes :

$$\sigma_{H1} = 7,5 \text{ KN/m}^2$$



$$\sigma_{H2} = 33,62 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{H1} = 5 \text{ KN/m}^2$$



$$\sigma_{H2} = 24,35 \text{ KN/m}^2$$

-Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m :

$$\text{ELU : } q_u = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} = 27,09 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS : } q_s = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} = 19,51 \text{ KN/m}^2$$

V.8.e) Ferrailage du voile périphérique:

Méthode de calcul:

Le voile périphérique sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrees au niveau des fondations et simplement appuyées au niveau des poteaux et des poutres.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel, et pour tenir compte de la continuité de la dalle on affecte les moments sur appuis et en travée par les coefficients suivants :

- ✓ Appuis de rive : 0.3
- ✓ Appuis intermédiaires : 0.5
- ✓ En travée Lx : 0,85
- ✓ En travée Ly : 0,75

- **Identification de panneau :**

$$L_x = 2.15\text{m et } L_y = 5.05\text{m}$$

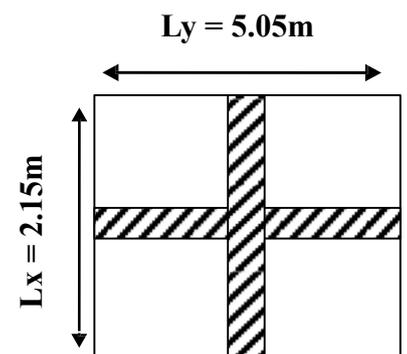
$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.15}{5.05} = 0.42 \rightarrow 0.4 < \rho < 1 \rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

- **Calcul à l'ELU :**

$$\rho = 0.42 \rightarrow \mu_x = 0,1032 \text{ et } \mu_y = 0.25$$

$$M_{0x} = \mu_x q l^2 = 0,1032 \times 27,88 \times 2,15^2 = 12,92 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.25 \times 12.92 = 3,23 \text{ KN.m}$$



- **Correction des moments :**

Sens x-x :

$$M_a = -0,3 \times 12.92 = -3,875 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 \times 12,92 = 10,98 \text{ KN.m}$$

Sens-y-y :

$$M_a = -0.5 \times 3.23 = -1,615 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 3.23 = 2,422 \text{ KN.m}$$

Ferraillage du voile :

Tableau V.9 : Ferraillage du voile périphérique.

Sens	zone	Mu (KN.m)	μ	β	section	A(cm ²)	Amin (cm ²)	A adoptée (cm ²)	St(cm)	e(cm)
X-X	Appuis	-3,875	0,00844028	0,995762	SSA	0,621247	2	7HA12=7,91	20	15
	Travée	10,98	0,023915941	0,987896	SSA	1,774351	2	7HA12=7,92	20	15
Y-Y	Appuis	-1,615	0,003517691	0,998238	SSA	0,258278	2	6HA10=4,71	16	20
	Travée	2,442	0,00531901	0,997333	SSA	0,390889	2	6HA10=4,72	16	20

• **Recommandations du RPA :**

Le voile périphérique doit avoir les caractéristiques suivantes :

- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical)
- ✓ Les deux nappes sont reliées par des épingles en HA8.

➤ **Calcul à l'ELS :**

$$\rho = 0.42 \rightarrow \mu_x = 0.1059 \text{ et } \mu_y = 0.325$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0.1059 \times 19.51 \times 2.15^2 = 9.55 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.325 \times 9.55 = 3.109 \text{ KN.m}$$

• **Correction des moments :**

Sens x-x:

$$M_a = -0.3 \times 9.55 = -2.87 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 \times 9.55 = 8.12 \text{ KN.m}$$

Sens-y-y :

$$M_a = -0.5 \times 3.109 = -1.55 \text{KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 3.109 = 2.33 \text{KN.m}$$

• Vérification des contraintes :

Le voile périphérique étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors

Dans les aciers :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110\sqrt{1,6 \times f_{t28}}\right)$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; 110\sqrt{1,6 \times 2,1}\right) = 201.63 \text{Mpa}$$

Dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_1}{\beta \times d \times A_{st}} ; \rho = \frac{100 A_s}{b \times d} ; \sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Tableau V.10 : Vérification des contraintes à ELS.

Sens	zone	As	Ms	ρ1	μ	β	K1	σ _{st}	σ _{st} ̄	σ _{bc}	σ _{bc} ̄	Obs
X-X	Appuis	1,305513	-2,87	0,072528	0,006238	0,997505	41,57	0,122437	201,6	3,57	15	CV
	Travée		8,12		0,017649	0,99294		0,122437		3,57		CV
Y-Y	Appuis	0,372722	-1,55	0,146131	0,003369	0,998652	47,02	0,293875		2,11		CV
	Travée		2,33		0,005064	0,997974		0,293875		2,11		CV

Résultats :

L'épaisseur du voile de soutènement est de 20cm

- Le ferraillage du voile périphérique est comme suit :

Sens x-x :

En travée : 5HA12/ml avec un espacement de 20 cm.

En appuis : 5HA12/ml avec un espacement de 20 cm.

Sens-y-y :

En travée : 6HA10/ml avec un espacement de 16 cm

En appuis : 6HA10/ml avec un espacement de 16 cm

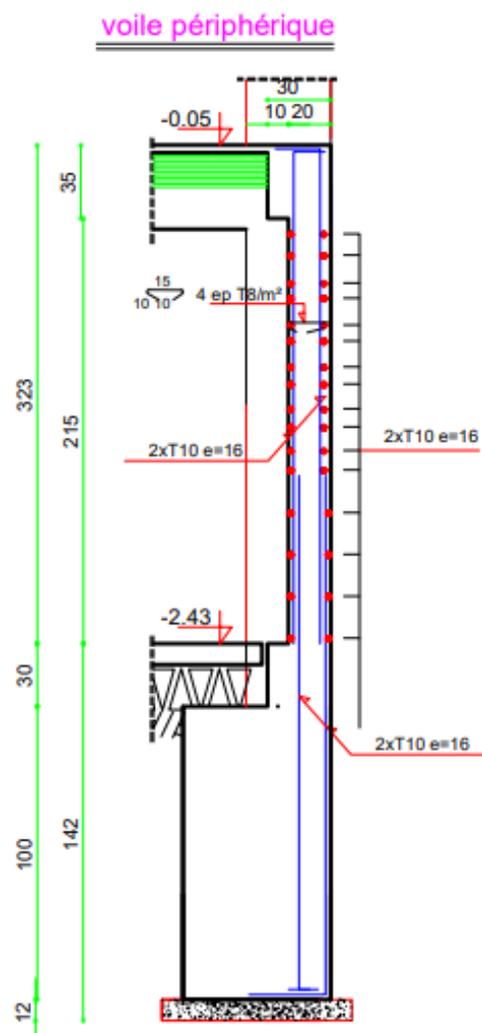


Figure V.13 : dessin ferraillage du voile périphérique

Chapitre VI

Etude de l'infrastructure. :

VI.1) Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des efforts apportés par la structure au sol. Ces efforts consistent en :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique
- Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux sollicitations extérieures, en :

➤ **Fondation superficielles :**

- Semelles isolées
- Semelles filantes
- Radier général.

➤ **Fondation profondes :**

- Semelles sur puits
- Semelles sur pieux.

Vérification la semelle filante et donner par N représente la somme des charges par file :

VI.2) Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologique du terrain.

- La stabilité de l'ouvrage.
- La facilité de l'exécution.
- La capacité portante du sol.

- L'importance de la superstructure et l'économie.
- Le tassement du sol.

Avec une contrainte admissible du sol qui est égal à 2.5 bars d'après le rapport géotechnique et de la surface d'impact du bâtiment de 634.09 m^2 , ainsi que le poids de la structure $W = 75914,08 \text{ KN}$, il y'a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type:

- Semelle filante.
- Radier évider.
- Radier général.

➤ **Vérification des semelles filantes :**

Il faut vérifier que la surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment : $\frac{S_S}{S_B} < 50 \%$.

On a :

La surface de la semelle est donnée par :

$$\frac{N}{S_S} \leq \overline{\sigma}_{\text{sol}} \quad S_S \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{\text{sol}}}$$

Avec :

$$S_b = 634.09 \text{ m}^2$$

$$N_{\text{ser}} = 95427,83 \text{ KN}$$

$$S_S = \frac{95427,83}{250} = 381,71 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_S}{S_B} \leq 0.5 \quad \longleftrightarrow \quad \frac{381,71}{634.09} = 0,60 = 60\% > 50\%$$

➤ **Conclusion :**

Alors la surface des semelles dépasse les 50 % de la surface d'impact du bâtiment ce qui engendrera un chevauchement de ces dernières. Donc le choix d'un radier général est indispensable.

VI.3) Etude du radier général :

VI.3.a) Pré dimensionnement :

Un radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminué de son poids propre ; son épaisseur doit satisfaire les conditions suivantes :

- Condition forfaitaire.
- Condition de rigidité
- Condition de non cisaillement.
- Condition de non poinçonnement.

➤ Condition forfaitaire :

Avec :

L : La plus grande portée du panneau de dalle entre axes des poteaux.

$$L = 5,05 \text{ m}$$

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow \frac{5,05}{8} \leq h \leq \frac{5,05}{5} \Rightarrow 0,63 \text{ m} \leq h \leq 1,01 \text{ m}$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est : $h_r = 1 \text{ m}$

➤ Condition de rigidité :

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

Tel que :

$$L_e: \text{longueur élastique donnée par : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times b}}$$

E: Module de Young ($E=3. \times 10^4 \text{ MPa}$)

$$I : \text{Inertie d'une bande d'1 m du radier } I = \frac{bh_r^3}{12}$$

K : coefficient de raideur du sol ; (Pour un sol de densité moyenne, $K=40\text{MN/m}^3$)

L_{max} : La longueur maximale entre les poteaux : $L_{\text{max}}=5.05 \text{ m}$.

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4} = \sqrt[3]{\frac{3 \times (40)}{(3.10^4)} \left(\frac{2 \times 5.05}{3,14}\right)^4} = 0,90 \text{ m}$$

$$h_r \geq \mathbf{0.90 \text{ m}}$$

➤ **Condition de non cisaillement :**

D'après le BAEL 91 : Pour le panneau le plus défavorable :

On a: $L_x = 5 \text{ m}$ et $L_y = 5.05 \text{ m}$

Avec : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{bd} \rightarrow \tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{b.0,9.h_r} \quad \text{et} \quad T_{\text{max}} = \max(T_x; T_y)$$

La fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.15 \times f_{c28} = 0.15 \times 25 = \mathbf{3.75 \text{ MPa}} \\ \mathbf{3 \text{ MPa}} \end{array} \right.$$

$$\bar{\tau}_u = \mathbf{3 \text{ MPa}}$$

$$p = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5.00}{5.05} = 1 > 0,4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux directions.}$$

Donc :

$$T_x = q \frac{L_x \times L_y}{(2L_x + L_y)} \quad \text{et} \quad T_y = q \frac{L_x}{3}$$

La surface du Radier est de : $S = 634.09 \text{ m}^2$

q : charge répartie sur la dalle de radier.

$$q = \frac{N}{S_r} = \frac{95427,83}{634.09} = 150,50 \text{ KN/m}^2$$

$$T_x = 150.50 \times \frac{5 \times 5,05}{(2 \times 5 + 5.05)} = 252,5 \text{ KN/ml}$$

$$T_y = 150.50 \times \frac{5}{3} = 250,83 \text{ KN/ml}$$

$$T_{\max} = (T_x ; T_y) = 250,83 \text{ KN/ml}$$

$$h_r \geq \frac{T_{\max}}{0.9 \times b \times \tau_u} = \frac{250,83}{0.9 \times 1 \times 3 \times 10^3} = 0,09 \text{ m}$$

D'après les trois conditions suivantes, on prend : $h_r = 100 \text{ cm}$

➤ **Condition de non poinçonnement :**

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

Avec :

U_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier.

a ; b : dimensions du poteau

N_u : Charge maximale appliquée par les poteaux sur le radier, calculée à l'E.LU. Pour notre structure.

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

$$N_u \leq 0,045 \times (2 \times (a + h) + 2 \times (b + h)) \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$3006.24 \leq 0,045 \times 2 \times (a + b + 2h) \times h \times 16.76$$

$$0,045 \times 2 \times (a + b + 2h) \times h \times 16.67 - 3006.24 \geq 0$$

$$0,045 \times (2.8 + 4h) \times h \times 16.67 - 3006.24 \geq 0$$

$$2.1h + 3h^2 - 3006.24 \geq 0$$

$$h_r \geq 31.30 \text{ cm}$$

Pour satisfaire les quatre conditions, on prend une hauteur totale égale à $h_r = 100\text{cm}$

Le radier est constitué de plancher renverser composer d'un système de poutres orthogonales et une dalle pleine.

Hauteur et épaisseur de la nervure h_n :

$$h \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{505}{10} = 50,5 \text{ cm} \text{ On prendra } h_n = 60\text{cm}$$

Epaisseur de la dalle du radier :

$$e \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{505}{20} = 25,25\text{cm} \text{ On prendra } e = 40\text{cm}$$

VI.3.b) Pré-dimensionnement des poutres :

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$b_0 = b_{\text{potaux}} = 70 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min \left[\frac{L_y - b_0}{2}; \frac{L_x}{10} \right]$$

Avec : $L_x = 500 \text{ cm}$; $L_y = 505 \text{ cm}$

$$b_1 \leq \frac{L_x}{10} = \frac{500}{10} = 50 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{L_y - b_0}{2} = \frac{505 - 70}{2} = 217,5 \text{ cm}$$

$b_1 \leq 50 \text{ cm}$ on prend $b_1 = 50 \text{ cm}$

$$b = b_0 + 2b_1 = 70 + 2 \times 50 = 170\text{cm}$$

VI.3.c) Vérification des contraintes sous radier :

➤ **ELU :**

- **Distribution des contraintes par L'Etabs :**

$$\sigma_{max} = 2,56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = 0,34 \text{ MPa}$$

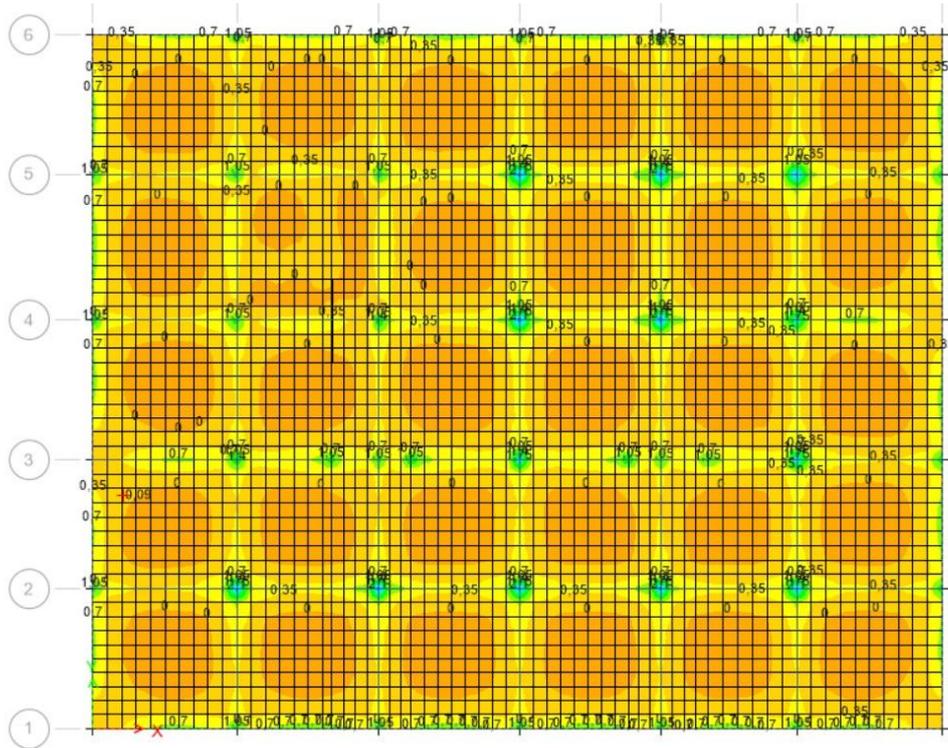


Figure VI.1 : schéma des contraintes de sol à ELU par L'Etabs

$$\sigma_{moyenne} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 2,005 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moyenne} < 1.5\overline{\sigma_{sol}} = 3.75 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **ELS :**

- **Distribution des contraintes par L'Etabs :**

$$\sigma_{max} = 1,88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = 0,50 \text{ MPa}$$

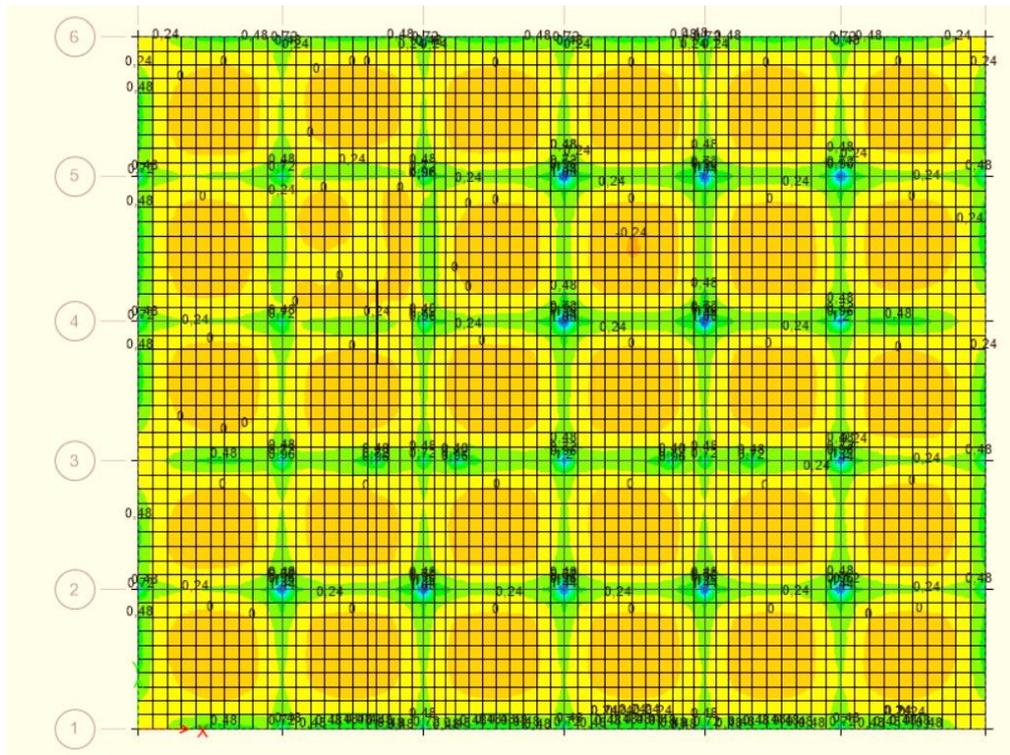


Figure VI.2 : schéma des contraintes de sol à ELS par L'Etabs

$$\sigma_{moyenne} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 1,53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moyenne} < 1.5 \overline{\sigma_{sol}} = 3.75 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI.4) Ferrailage du radier :

VI.4.a) Calcul des moments fléchissant :

Pour une bande de 1m :

$$q = \sigma_m \times 1\text{m}$$

Le panneau le plus sollicité :

$$L_x = 5 \text{ m} ; L_y = 5,05 \text{ m}$$

➤ **ELU :**

$$q = \sigma_m \times 1\text{ml} = 200 \times 1\text{ml} = 200 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ux} = \mu_{ux} \times qu \times lx^2 = 0.0389 \times 200 \times 5^2 = 194.5 \text{ KN.m}$$

$$M_{uy} = \mu_{uy} \times M_{ux} = 0,94375 \times 194.5 = 183.55 \text{ KN.m}$$

➤ **ELS :**

$$q = \sigma_m \times 1\text{ml} = 153 \times 1\text{ml} = 153 \text{ KN/ml}$$

$$M_{sx} = \mu_{sx} \times qs \times ly^2 = 0.0462 \times 153 \times 5,05^2 = 180,26 \text{ KN.m}$$

$$M_{sy} = \mu_{sy} \times M_{sx} = 0,9618 \times 180,26 = 173,37 \text{ KN.m}$$

Tableau VI.1 : récapitulatif des sollicitations de calcul

Sollicitation	L _x (m)	L _y (m)	ρ	μ _x	μ _y	M _x (KN.m)	M _y (KN.m)
ELU	5	5,05	0,99	0.038	0,943	194,5	183.55
ELS	5	5,05	0,99	0.046	0,961	180,26	173.37

➤ **ELU :**

$$\begin{cases} M_t = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 194,5 = 145,87\text{KN.m} \\ M_t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 183.55 = 156,02\text{KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_a = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 194,5 = 97,25\text{KN.m} \\ M_a = 0.5 \times M_y = 0.5 \times 183.55 = 91,77\text{KN.m} \end{cases}$$

➤ **ELS :**

$$\begin{cases} M_t = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 180,26 = 135,19\text{KN.m} \\ M_t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 173.37 = 147,36\text{KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_a = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 180,26 = 90,13\text{KN.m} \\ M_a = 0.5 \times M_y = 0.5 \times 173.37 = 86,68\text{KN.m} \end{cases}$$

Tableau VI.2 : récapitulatif des sollicitations maximales

Sens	ELU		ELS	
	M travée [KN.m]	M appuis [KN.m]	M travée [KN.m]	M appuis [KN.m]
Sens X-X	145,87	97,25	135,19	90,13
Sens Y-Y	156,02	91,77	147,36	86,68

• Enrobage :

La fissuration est considérée comme préjudiciable => $a = 2 \text{ cm}$

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10} \quad \text{Avec } h_0 = 40 \text{ cm}$$

$$\phi_{\max} \leq \frac{40}{10} = 4 \text{ cm} = 40 \text{ mm}$$

Donc : $\phi = 20 \text{ mm}$

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} C_x = 2 + \frac{2}{2} = 3 \text{ cm} \\ C_y = 2 + 2 + \frac{2}{2} = 5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$d_x = h_0 - C_x = 40 - 3 = 37 \text{ cm}$$

$$d_y = h_0 - C_y = 40 - 5 = 35 \text{ cm}$$

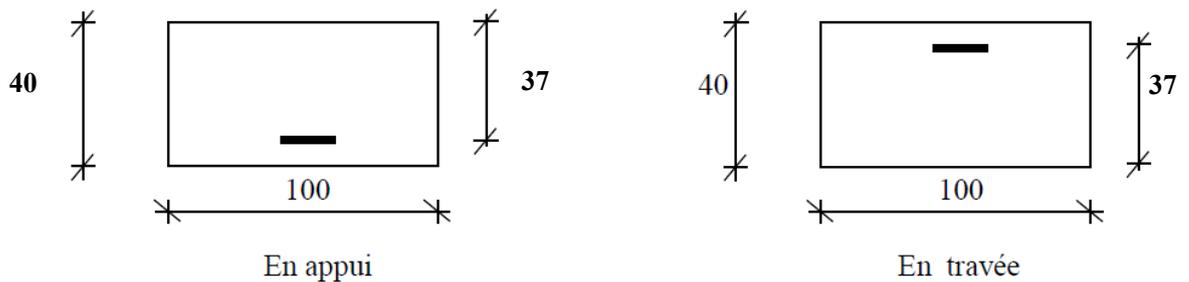


Figure VI.3 : section de calcul dans les sens xx.

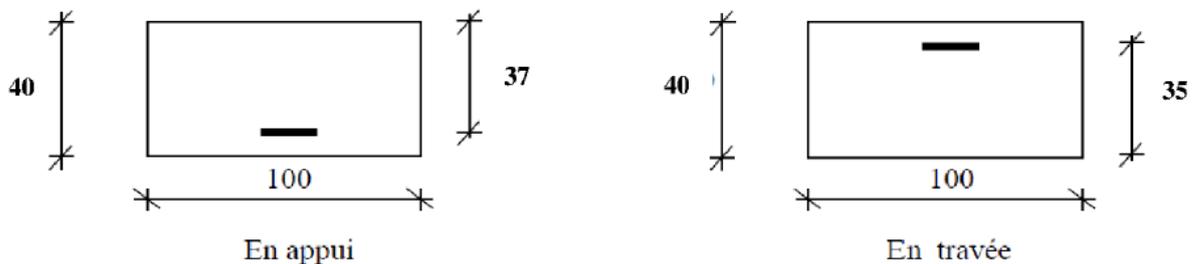


Figure VI.4 : section de calcul dans le sens yy.

VI.4.b) Calcul des armatures :**Sens X-X :**

- **En travée :**

- **ELU :**

$$M_u = 145,87 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{145,87 \times 10^3}{100 \times 14,2 \times 37^2} = 0,0751 < \mu_l = 0,372$$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,075}) = 0,097$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,097 = 0,96$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{145,87 \times 10^3}{0,96 \times 348 \times 37} = 11,80 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

Acier FeE400 :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 4,47 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 11,80 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix des armatures :**

$$6T16 = 12,06 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement : } e = 15 \text{ cm/ml}$$

- **ELS :**

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 12,06}{100} = 1,81 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 37 \times 1,81 = 133,94 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,81 + \sqrt{(1,81)^2 + 133,94} = 9,90 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 9.90^3}{3} + 15 \times 12,06 \times (37 - 9.90)^2 = 165198.07 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{tx}^{ser}}{I} = \frac{135190}{165198.07} = 0.82$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 8.12 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 18 \times k \times (d - y_1) = 18 \times 0.82 \times (37 - 9.90) = 400 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 267 \text{ MPa}$$

$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 267 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow$ Les armatures calculées à l'ELU ne convient pas et doivent être

recalculé à l'E.L. S

Détermination des armatures à l'Etat limite de service :

$$\mu_1 = \frac{M_{tx}^{ser}}{\sigma_s \times b \times d^2} = \frac{135190}{267 \times 100 \times (37)^2} = 0,0036$$

$$\mu_1 = 0,0036 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,902 \\ K_1 = 36,02 \end{cases}$$

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{267}{36,02} = 7.41 \leq \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{135190}{267 \times 0,902 \times 37} = 15.17 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$6T20/ml \rightarrow A = 18,85 \text{ cm}^2/ml$$

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

- **En appuis :**

- **ELU :**

$$M_{tx}^u = 97,25 \text{ KN.m} = 97250 \text{ N.m}$$

$$\mu = 0,05$$

$$\mu = 0.05 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,064$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,974$$

$$A = \frac{Ma_x^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{97250}{348 \times 0,974 \times 37} = 7,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité :

Acier FeE400:

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,46 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 7,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures :

$$5T16/\text{ml} \rightarrow A = 10,05 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad e = 20 \text{ cm}$$

➤ **E L S :**

$$Ma_x^{\text{ser}} = 90,13 \text{ KN.m} = 90130 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 10,05}{100} = 1,51 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 37 \times 1,51 = 111,74 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,51 + \sqrt{1,51^2 + 111,74} = 9,17 \text{ m}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 9,17^3}{3} + 15 \times 10,05 \times (37 - 9,17)^2 = 142460,39 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\text{ax}}^{\text{ser}}}{I} = \frac{90130}{142460,39} = 0,632$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 5,79 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0.632 \times (37 - 9,17) = 263,83 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 267 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 267 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Sens-Y-Y :

- En travées :

➤ **ELU :**

$$M_t^u = 156,02 \text{ KN.m} = 156020 \text{ N.m}$$

$$\mu = 0,089$$

$$\mu = 0.089 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,117$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,952$$

$$A = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{156020}{348 \times 0,952 \times 35} = 13.45 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité :

Acier FeE400:

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,226 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 13.45 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures :

$$7T16/\text{ml} \rightarrow A = 14.07 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

➤ E L S :

$$M_{ty}^{ser} = 147,36 \text{ kN.m} = 147360 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 14.07}{100} = 2,11 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_y \times D = 2 \times 35 \times 2,11 = 147,7 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -2,11 + \sqrt{2,11^2 + 147,7} = 10,22 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 10,22^3}{3} + 15 \times 14.07 \times (35 - 10,22)^2 = 165177,003 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ty}^{ser}}{I} = \frac{147360}{165177,003} = 0.89$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 9.09 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0.89 \times (35 - 10,22) = 330.81 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta} \times f_{t28} \right] = 267 \text{ MPa}$$

$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 267 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow$ Les armatures calculées à l'ELU ne convient pas et doivent être recalculé à l'E.L. S

Détermination des armatures à l'Etat limite de service :

$$\mu_1 = \frac{M_{ty}^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{147360}{267 \times 100 \times (35)^2} = 0.0045$$

$$\mu_1 = 0.0045 \xrightarrow{\text{Tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.893 \\ K_1 = 31.73 \end{array} \right.$$

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{267}{31.73} = 8.41 \leq \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_{ty}^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{147360}{267 \times 0.893 \times 35} = 17.66 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$6T20/ml \rightarrow A = 18.85 \text{ cm}^2/ml \quad e = 12 \text{ cm}$$

• **En appuis :**

➤ **E L U :**

$$Ma_y^u = 91,77 \text{ kn.m} = 91770 \text{ N.m}$$

$$\mu = 0,052$$

$$\mu = 0,052 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,067$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,972$$

$$A = \frac{Ma_y^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{91770}{348 \times 0,972 \times 35} = 7,74 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité :

Acier FeE400:

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,226 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 7,74 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures :

$$3T20/\text{ml} \rightarrow A = 9,42 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$e = 20 \text{ cm}$$

➤ **E L S :**

$$Ma_y^{\text{ser}} = 86,68 \text{ KN.m} = 86680 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 9,42}{100} = 1,41 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 35 \times 1,41 = 98,7 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,41 + \sqrt{1,41^2 + 98,7} = 8,62 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 8.62^3}{3} + 15 \times 9.42 \times (35 - 8.62)^2 = 119681.42 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ay}^{ser}}{I} = \frac{86680}{119681.42} = 0.72$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 6.20 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0.72 \times (35 - 8.62) = 284.90 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 267 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 267 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU ne convient pas et doivent être}$$

recalculé à l'E.L. S

Détermination des armatures à l'Etat limite de service :

$$\mu_1 = \frac{M_{ay}^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{86680}{267 \times 100 \times (35)^2} = 0.0026$$

$$\mu_1 = 0.0026 \xrightarrow{\text{Tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0.915 \\ K_1 = 43.82 \end{array} \right.$$

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{267}{43.82} = 6.09 \leq \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_{ay}^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{86680}{267 \times 0.915 \times 35} = 10.14 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$6T16/\text{ml} \rightarrow A = 12.06 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

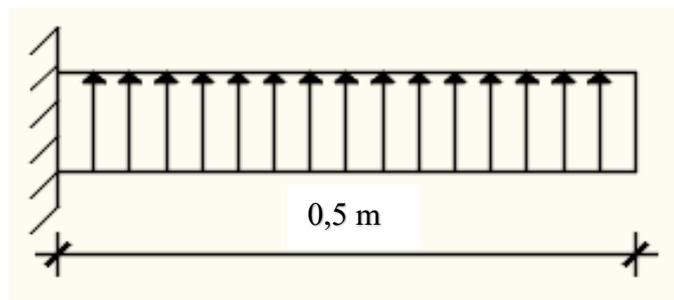
$$e_p = 20 \text{ cm}$$

Tableau VI.3 : récapitulatif du ferrailage

Sollicitations	Sens xx		Sens yy	
	Travées	Appuis	Travées	Appuis
Mu	147.87	97.25	156.02	91.77
Mser	135.19	90.13	147.36	86.68
Au	11.80	7.75	13.45	7.74
As	15.17	7.75	17.66	10.14
A=max (Au, ,As)	15.17	7.75	17.66	10.14
Choix des armatures	6T20 A=18.85 cm ²	5T16 A=10.05 cm ²	6T20 A=18.85 cm ²	6T16 A=12.06 cm ²
Espacement (cm)	12	20	12	20

VI.4.c) Ferrailage du débordement :

Le débordement est de 0,5 m de chaque coté



➤ **ELU :**

$$q = \sigma_m \times 1ml = 200 \times 1ml = 200 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = -q \times \frac{l^2}{2} = -200 \times \frac{0,50^2}{2} = -25 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{25000}{14,17 \times 100 \times (37)^2} = 0.012$$

$$\mu = 0,012 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.015$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0.994$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{25000}{348 \times 0.994 \times 37} = 1,95 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 4,47 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 4,47 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures :

$$5T12/\text{ml} \rightarrow A = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

➤ ELS :

$$q = \sigma_m \times 1\text{ml} = 153 \times 1\text{ml} = 153 \text{ KN/ml}$$

$$M_{\text{ser}} = -q \times \frac{l^2}{2} = -153 \times \frac{0,50^2}{2} = -19.125 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 5.65}{100} = 0.85 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 37 \times 0.85 = 62.9 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0.85 + \sqrt{0.85^2 + 62.9} = 7.13 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = 87697,62 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{19125}{87697,62} = 0.22$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 1.57 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0.22 \times (37 - 7.13) = 98.571 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 267 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 267 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU seront maintenues.}$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$T_u^{\max} = q_u \times L = 200 \times 0,5 = 100 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{100000}{100 \times 37 \times 10^2} = 0.27 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] = 3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,27 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.}$$

Conclusion général :

L'étude de ce projet nous a permis, d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquise durant notre cursus sur la réglementation en vigueur.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul), comme exemple, nous citerons le logiciel ETABS, Autocad... que nous avons appris à les appliquer durant la réalisation de ce projet.

Par ailleurs, cette étude nous a permis de tirer certaines conclusions qui sont :

- Une bonne disposition des voiles permet d'avoir une bonne répartition des charges entre les portiques et les voiles (interaction) et de limiter les effets de torsions (moment de torsion).
- Dans le but de vérifier l'effort normal réduit et l'interaction horizontale ; les sections des poteaux déjà définies par le pré dimensionnement ont été augmentées.
- Nous avons vérifié les moments résistants ultimes dans les poteaux et les poutres au niveau des zones nodales et nous avons constaté qu'il n'ya pas de risque de formation de rotules plastiques dans les poteaux avant les poutres

Finalement, ce travail est une petite contribution avec laquelle nous espérons quelle sera d'une grande utilité pour les promotions à venir.

Références bibliographiques :

Règlement :

- ❖ Règles parasismiques algériennes RPA99/VERSION 2003.
- ❖ BAEL91 : (Béton armé aux états limites).
- ❖ DTR BC 2.2 : (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- ❖ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé(CBA93).

Cours :

- ❖ Cour et TD des années de spécialité.
- ❖ Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes

Les logiciels :

- ❖ AUTOCAD 2021.
- ❖ ETABS 2016.
- ❖ WORD 2016.
- ❖ EXCEL 2016.