



**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE
ET POPULAIRE**



Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Echahid Hamma Lakhdar El Oued

Faculté de la Technologie Département d'Hydraulique et de Génie Civil

Mémoire

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

Option: Matériaux En Génie Civil

Conception Et Etude D'un Bâtiment Multi Fonction (R+10+Sous-Sol)

Dirigé par:

Masmoudi Fouzi

Présenté par:

**Nasri Youcef
Atallah Ammar**

Houri Abdelaziz

Dr. Farik Ali

MCA

Président

Dr. Hachem Rafika

MAB

Examineur

Dr. MASMOUDI Fouzi

MAA

Encadreur

Promotion : Septembre 2024

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

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

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

Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à Mr Masmoudi Fouzi et pour son encadrement et d'avoir accepté de nous guider dans ce travail

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

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

Notre collègues du travail

Dédicace

A mes très chers parents, source de vie, d'amour et d'affection

A mes chers frères et chères sœurs, source de joie et de bonheur

A toute ma famille, source d'espoir et de motivation

A tous mes amis, qui ont aidé dans ce modeste travail

A vous cher lecteur

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment multi fonctionnelles (R+10+SS), implanté à la wilaya de Sétif. Cette région est classée en zone de moyenne sismicité (Zone IIa) selon le RPA99 version 2003. En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003, B.A.E.L91 modifié 99 et DTR Neige et Vent 99) cette étude est composée de sept chapitres. Dans ce travail on a d'abord donné la description générale du projet avec une présentation des caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure, la descente des charges. L'étude dynamique de la structure est effectuée en utilisant un logiciel en élément finis (Robot2014). et enfin on a abordé le calcul des éléments principaux (poteaux, poutres, voiles, radier général) et secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon, et plancher). On terminera le travail avec une conclusion générale .

Abstract

This project presents a detailed study of a multi-functional building (R+10+SS), located in the wilaya of Sétif. This region is classified as a medium seismicity zone (Zone IIa) according to the RPA99 version 2003. Using the new regulations for calculation and verification of reinforced concrete (RPA99V2003, B.A.E.L91 modified 99 and DTR Neige et Vent 99) this study is composed of seven chapters. In this work we first gave the general description of the project with a presentation of the characteristics of the materials, then the pre-sizing of the structure, the lowering of the loads. The dynamic study of the structure is carried out using finite element software (Robot2014). and finally we tackled the calculation of the main elements (posts, beams, sails, general base) and secondary elements (joists, stairs, parapet, balcony, and floor). We will end the work with a general conclusion

ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لبناية متعددة الاستخدامات مكونة من 10 طوابق + طابق أرضي + قبو والتي يتم انشاؤها في مدينة سطيف المصنفة ضمن المناطق متوسطة الزلازل (IIa) حسب النظام الجزائري (RPA99 V 2003). باستعمال القواعد الجديدة للحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة (RPA99V2003, B.A.E.L91 modifié 99 et DTR Neige et Vent 99) قسمت هذه الدراسة الى سبعة فصول .

في هذا العمل قدمنا أولا وصفا عاما للمشروع مع التعريف بخصائص المواد المستعملة. بعدما قمنا بحساب أبعاد عناصر البناية بالإضافة الى عملية أنزال الحمولات المطبقة على البناية. كما تطرقنا الى دراسة زلزالية باستعمال برنامج يستعمل العناصر المنتهية (Robot2014). وأخيرا قمنا بحساب العناصر الأساسية للبناية (الأعمدة.الروافد.الجدران المسلحة والأساسات) والثانوية (الرفيدات . السلالم. الجدار الواقي.الشرفة والبلاطات). وننهي العمل بخاتمة عامة.

Sommaire

Résumé.....	I
Sommaire.....	II
Liste des figures.....	III
Liste des tableaux.....	IV
Tableau de symbole.....	V
Introduction générale.....	VI

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

I.1. Présentation de l'ouvrage.....	01
I.1.1. Introduction.....	01
I.1.2. Présentation du l'ouvrage.....	03
I.1.3. Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....	01
I.1.4. Classification du bâtiment.....	01
I.1.5. Conception de la structure.....	01
I.1.6. Règlements et normes utilisées.....	02
I.1.7. Hypothèse de calcul.....	02
I.1.8. Les caractéristiques des matériaux.....	03
I.1.9. Etas limites	06
I.2. Sollicitations de calcule vis-à-vis des états limites.....	06

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente de charge

II.1. Pré dimensionnement des éléments de la structure.....	07
II.1. Introduction.....	07
II.1.2. Pré dimensionnement des éléments structaux	07
II.1.2.1. Les poutres.....	07
II.1.2.2. Les poteaux.....	08
II.1.2.3. Les voiles	09
II.1.2.4. Les planchers.....	10
II.1.2.5. Les poutrelles.....	11
II.1.2.6. Les escaliers	12
II.2. La descente des charges.....	14
II.2.1. Introduction.....	14
II.2.2. Évaluations des charges et surcharges.....	14
II.2.2.1. Plancher terrasse inaccessible	14
II.2.2.2. Plancher étage courant.....	15
II.2.2.3. Murs extérieurs en maçonnerie.....	15
II.2.2.4. Charge du voile.....	16
II.2.2.5. Balcon terrasse inaccessible.....	16
II.2.2.6. Balcon etage courant	17
II.2.2.7. Les escalier	17
II.2.2.8. L'acrotère.....	18
II.2.3.Loi de dégression.....	18
II.2.4. Vérification de la section de poteau.....	21
II.2.5. Vérification de l'effort normal réduit	23

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction.....	23
III.2. Etude de l'acrotère	23
III.2.1. Mode de réalisation.....	23
III.2.2. Evaluation des charges.....	23
III.2.3. Sollicitations.....	24
III.2.4. Combinaisons d'action.....	24
III.2.5. Calcul du ferrailage	25
III.2.6. Vérification de l'effort tranchant	27
III.2.7. Présentation du ferrailage	27
III.3. Etude du balcon.....	28
III.3.1. Calcule des sollicitatons.....	28
III.3.2. Calcul des moments.....	29
III.3.3. Calcule du ferrailage	29
III.3.4. Vérification	30
III.3.5. Dessin de ferrailage du balcon	32
III.4. Etude d'escalier.....	32
III.4.1. Détermination des sollicitation.....	33
III.4.2. Calcule du ferrailage	34
III.4.3. Vérification.....	34
III.4.4. Présentation du ferrailage.....	38
III.5. Etude des planchers.....	38
III.5.1. Introduction.....	38
III.5.2. Méthode de calcul.....	38
III.5.3. Méthode de caquot.....	39
III.5.4. Calcul des moments et les efforts tranchants	40
III.5.5. Calcul du ferrailage	41
III.5.6. Vérification.....	42
III.5.7. Présentation du ferrailage.....	44
III.5.8. La dalle mince.....	44
III.5.9. Présentation du ferrailage.....	45

Chapitre IV : Etude sismique

IV.1. Introduction	46
IV.1.1. Etude sismique	46
IV.1.2. Description de logiciel utilisé dans la modélisation.....	46
IV.1.3. Méthode statique équivalente.....	47
IV.1.4. Méthode d'analyse modale spectrale.....	47
IV.2. Analyse de la structure.....	48
IV.2.1. Première variante.....	49
IV.3. Vérifications spécifiques pour l'ensemble de la structure	50
IV.3.1. Vérification du système de contreventement.....	50
IV.3.2. Vérification de la période de la structure	51
IV.3.3. Vérifications spécifiques pour la structure.....	52
IV.3.4 Distribution de la résultante des forces sismiques.....	57
IV.4. Vérification des déplacements.....	59
IV.5. : Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ	61
IV.6. Vérification au renversement.....	62
IV.7. Caractéristiques de la structure.....	64
IV.7.1. Centre de gravité des masses.....	64
IV.7.2. Centre de gravité des rigidités.....	64
IV.7.3. L'excentricité.....	65
IV.8. Conclusion.....	66

Chapitre V : Ferrailage des éléments porteurs

V.1. Introduction.....	67
V.2.combinaisons d'actions.....	67
V.3. Ferrailage des poutres.....	68
V.3.1. Introduction.....	68
V.3.2. Combinaison de calcul.....	68
V.3.3. Recommandations.....	68
V.3.4. Calcul de ferrailage.....	68
V.3.4.1. Armatures Longitudinales.....	69
V.3.4.2. Vérifications nécessaires.....	70
V.3.4.3. Vérification au cisaillement.....	71
V.4. : Ferrailage des poteaux.....	74
V.4.1. Vérification.....	75
V.4.1. Recommandations.....	75
V.4.3. Les sollicitations dans les poteaux.....	77
V.4.4. Ferrailage des poteaux.....	78
V.4.5. Présentation du ferrailage des poteaux.....	86
V.5. Ferrailage des voiles.....	86
V.5.1. Introduction.....	86
V.5.2. Types d'armatures.....	86
V.5.3. Calcul d'armature.....	88
V.5.4. Choix de combinaisons.....	91
V.5.5. Choix de combinaisons armatures.....	91
V.5.6. Calcul de la section d'armature.....	91
V.5.7. Présentation du ferrailage des voiles.....	94

Chapitre VI :ETUDE DES FONDATIONS

VI.1. Introduction.....	95
V.I.2. Choix de type de fondation.....	95
VI.3. Combinaison d'action.....	95
VI.4. Calcul des fondations.....	95
VI.4.1. Présentation de rapport de sol.....	95
VI.4.2. Calcul la section des semelles.....	96
VI.4.3. Vérification du chevauchement.....	96
VI.5. Radier général	97
VI.5.1. Pré dimensionnement du radier.....	97
VI.5.2. Calcul de surface minimale du radier.....	99
VI.5.3. Vérifications de radier.....	100
VI.5.4. Caractéristiques géométriques du radier.....	102
VI.5.5. Vérification de la stabilité.....	102
VI.5.6. Ferrailage du radier.....	103
VI.5.6. Etude du débord du radier.....	107
VI.6. Les sollicitations sur les nervures.....	109
VI.6.1. Calcul du ferrailage.....	110
VI.6.2. Vérification de la contrainte.....	111
VI.6.3. État limite de déformation.....	112
VI.7. Présentation du ferrailage.....	113

Conclusion General.

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente des charges

Figure II.1: Pré dimensionnement des poutres principales.....	08
Figure II.2: Pré dimensionnement des poutres secondaires.....	08
Figure II.3: Coupe du voile en élévation.....	10
Figure II.4 : Coupe transversale sur un plancher à corps creux.....	11
Figure II.5 : Coupe transversale d'une poutrelle.....	11
Figure II.6 : Schéma statique des escaliers.....	12
Figure II.7 : Schéma statique des escaliers.....	12
Figure II.8 : Schéma de la descente des charge.....	14
Figure II.9 : Schéma d'un plancher - terrasse inaccessible	14
Figure II.10 : Schéma d'un plancher - étage courant	15
Figure II.11: Coupe verticale d'un mur extérieur	16
Figure II.12 : Descente des charges	19
Figure II.13 : Surface afférente poteau C-3.....	19

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Figure III.2.1 : Schéma statique de M, N, T.....	24
Figure III.2.2 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	28
Figure III.3.1: Schéma statique des charges du balcon.....	28
Figure III.3.2 : Ferrailage du balcon.....	32
Figure III.4.1 : Schéma statique des escaliers.....	33
Figure III.4.2 : Schéma des escaliers.....	33
Figure III.4.3 :Charges sur les escaliers.....	33
Figure III.4.4 : Schéma du ferrailage de l'escalier.....	39
Figure III.4.5 : Section creuse.....	42
Figure III.5.1 :Type de nervure.....	41
Figure III.5.2 :Section de fer raillage de poutrelle.....	42
Figure III.5.2 : Schéma de ferrailage des poutrelles.....	45
Figure III.5.3 : Schéma de ferrailage de la dalle mince.....	46

Chapitre IV : Étude sismique

Figure IV.1 : Interface du logiciel utilisée.....	47
Figure IV.2 : Disposition des voiles	50
Figure IV.4 :Distribution horizontale des forces en sens X-X.....	58
Figure IV.5 :Distribution horizontale des forces en sens Y-Y.....	59

Chapitre V : Ferrailage des éléments porteurs

Figure V.1 : Ferrailage des poutres principales.....	74
Figure V.2 : Ferrailage des poutres secondaires.....	75
Figure V.3 : Zone nodale.....	77
Figure V.4 : Ferrailage des poteaux.....	87
Figure V.5 : Disposition des armatures verticales (vue en plan).....	88
Figure VI.5: Ferrailage du voile sans ouvertures	95

Chapitre VI :ETUDE DES FONDATIONS

Figure VI.1 : Schéma du Radier.....	98
Figure VI.2 : Schéma statique du débord du radier.....	109
Figure VI.3: Ferrailage de la dalle du radier.....	113
Figure VI.3: Ferrailage de la nervure en travées et en appuis	114

Liste des tableaux

Chapitre I :Présentation de l'ouvrage

Tableau I.1 : Valeurs limites de la contrainte limite d'élasticité de l'acier f_e

Chapitre II :Pré dimensionnement des éléments et descente des charges

Tableau II.1 : Charge permanente du plancher terrasse inaccessible.....

Tableau II.2 :Charges permanentes sur le plancher - corps creux étage – courant.

Tableau II.3 : Évaluation des charges pour les murs extérieurs.....

Tableau II.4 : Charges permanentes du voile.....

Tableau II .5: Charges du balcon – terrasse.....

Tableau II.6 : Charges permanentes du balcon – étage.....

Tableau II.7 : Charges permanentes de la paillasse.....

Tableau II.8 : Charges permanentes du palier.....

Tableau II.9 : Descente de charges pour le poteau (C-3).....

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Tableau III.2.1 :Combinaisons d'action.....

Tableau III.2.2 :Armatures longitudinales E.L.U.....

Tableau III.3.1 :Charges et surcharges au niveau du balcon.....

Tableau III.3.2 : Résultatsde calcul des sollicitations.....

Tableau III.3.3:Armatures longitudinales E.L.U.....

Tableau III.3.4 : Vérification de la contrainte.....

Tableau III.3.5 :Ferrailage du balcon.....

Tableau III.3.6 :Récapitulatif des résultats dus à lacontrainte de cisaillement...

Tableau III.4.1 : Evaluation des charges.....

Tableau III.4.2: Calcul des sollicitations.....

Tableau III.4.3: Effort interne dans les escaliers.....

Tableau III.4.4 :Armatures longitudinales E.L.U.....

Tableau III.4.5 : Vérification de la contrainte.....

Tableau III.4.6 :Ferrailage des escaliers.....

Tableau III.5.1 :Récapitulatif des résultats.....

Tableau III.5.2 :Récapitulatif des résultats.....

Tableau III.5.3:Armatures longitudinales E.L.U.....

Tableau III.5.4 : Vérification de la contrainte.....

Tableau III.5.5 :Récapitulatif $A = \max (A_{cal}; A_{min}; A_L)$

Chapitre IV : Étude sismique

Tableau IV.1 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle.....
Tableau IV.3 : Efforts réduits sur les poteaux et les voiles.....
Tableau IV.4 : Période de calcul de V_{MSE}
Tableau IV.5 : Coefficient d'accélération de zone A.....
Tableau IV.6 : Valeurs de T_1 et T_2
Tableau IV.7 : valeurs des pénalités.....
Tableau IV.8 : Poids total de la structure.....
Tableau IV.9 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur (sens X)...
Tableau IV.10 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur (sens-Y)..
Tableau IV.11 : Déplacements dus aux forces sismiques (sens X).....
Tableau IV.12 : Déplacements dus aux forces sismiques (sens Y).....
Tableau IV.13 : Vérification à L'effet (P- Δ) sens X-X.....
Tableau IV.14 : Vérification à L'effet (P- Δ) sens Y-Y.....
Tableau IV.15 : Moment de renversement provoqué par l'effort sismique sens (X)....
Tableau IV.16 : Moment de renversement provoqué par l'effort sismique sens (Y)....
Tableau IV.17 : Caractéristiques massiques de la structure.....

Chapitre V : Ferrailage des éléments porteurs

Tableau V.1 : Coefficient de sécurité et caractéristiques mécaniques.....
Tableau V.2 : Tableau récapitulatif des résultats obtenus par le logiciel "Robot".....
Tableau V.3: Tableau récapitulatif en travée à l'ELU.....
Tableau V.4: Tableau récapitulatif en appuis.....
Tableau V.5: Résultats des ferrailages des poutres.....
Tableau V.6 : Vérification de la contrainte.....
Tableau V.7 : Pourcentages minimal et maximal des armatures longitudinales.....
Tableau V.8 : Résultats des efforts et moments pour chaque combinaison.....
Tableau V.9 : Armatures longitudinales adoptées dans les poteaux.....

Chapitre VI : Etude des fondations

Tableau VI.1 : Centre de masse.....
Tableau VI.2 : Résultats de calcul de la stabilité du radier.....
Tableau VI.3 : Résultats de vérification au non soulèvement des fondations.....
Tableau VI.4 : Résultats des méthodes de calcul.....
Tableau VI.6 : Moments fléchissants dans le radier.....
Tableau VI.7 : Ferrailage du radier à l'ELU.....

Tableau VI.8 : Ferrailage du radier à l'ELS.....

TableauVI.9 : Ferrailage du débord.....

Tableau VI.10 : Ferrailage de la nervure.....

Tableau VI.3 : Résultats de vérification au non soulèvement des

TABLEAU DE SYMBOLE

G	: Action permanente
Q	: Action d'exploitation
E	: Action accidentelle (Module de Young)
G	: Module déformation transversale du béton
v	: Coefficient de poisson
$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible du béton
$\overline{\sigma}_{st}$: Contrainte admissible d'acier
$\overline{\tau}_u$: Contrainte ultime de cisaillement
σ_{bc}	: Contrainte du béton
σ_{st}	: Contrainte d'acier
τ_u	: Contrainte de cisaillement
f_{bc}	: Contrainte de calcul pour béton
f_{cj}	: Résistance caractéristique à la compression du béton à " j " jours
f_{tj}	: Résistance à la traction
f_{c28}	: Résistance à la compression à 28 jours. f_{c28}
Fe	: Limite élastique du l'acier
Eij	: Module d'élasticité longitudinal instantané
Evj	: Module d'élasticité longitudinal différé
ft28	: La résistance à la traction du béton
σ_b	: Coefficient de sécurité béton
σ_s	: Coefficient de sécurité acier
θ	: Coefficient d'application
H	: Coefficient de fissuration
Nd	: Désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.
Br	: Section réduite
Nu	: Effort normal ultime (compression)
A	: Coefficient fonction de l'élanement mécanique λ
Φ	: Le diamètre
A_{st}	: Section d'armature

A_r	: Armature de répartition
A	: Coefficient d'accélération
C_p	: Facteur de force horizontale.
W_p	: Poids de l'élément considéré.
p_{eq}	: La charge équivalente
A_{min}	: Section condition de non fragilité
A'_m	: Section pourcentage minimale
s_t	: Espacement entre les armatures
Ω	: L'air du contour tracé à mi- épaisseur de la paroi fictive
Q_w	: Charge répartie à gauche de l'appui considérée
Q_e	: Charge répartie à droite de l'appui considéré
M_T	: Le moment en travée
Ma	: Appui de rive
R	: Coefficient de comportement
η	: Coefficient de correction d'amortissement
ξ	: Pourcentage d'amortissement
Q	: Facteur de qualité
c_t	: Coefficient, fonction du système de contreventement.
h_N	: Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau(N).
T	: La période
D	: Facteur d'amplification dynamique
V	: Force sismique total
W	: Le poids total de la structure
Mr	: Moment de renversement provoqué par les charges horizontales.
Ms	: Moment stabilisateur provoqué par les charges verticales
Q_{ref}	: Coefficients de la pression dynamique
C_t	: Coefficients de topographie
C_d	: Coefficient dynamique de la construction
Q_j	: Evaluation de la pression due au vent
Q_{dyn}	: Evaluation de la pression dynamique
$C_e(Z)$: C'est le coefficient d'exposition au vent
C_r	: Coefficient de rugosité
C_{pe}	: Coefficients de pression extérieure

C_{pi}	: Coefficients de pression intérieure
λ_g	: L'élanement géométrique du poteau
L_f	: Longueur de flambement du poteau
T	: Effort tranchant
N	: Effort normal
M	: Moment fléchissant
Z	: Bras de levier
μ_u	: Moment ultime réduit
γ_h	: Poids spécifique
C	: Cohésion
$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible de sol
h_e	: Épaisseur du radier.
i_x i_y	: Rayon de giration
I_x I_y	: Moment d'inertie
X_G Y_G	: Centre de gravité

Introduction général

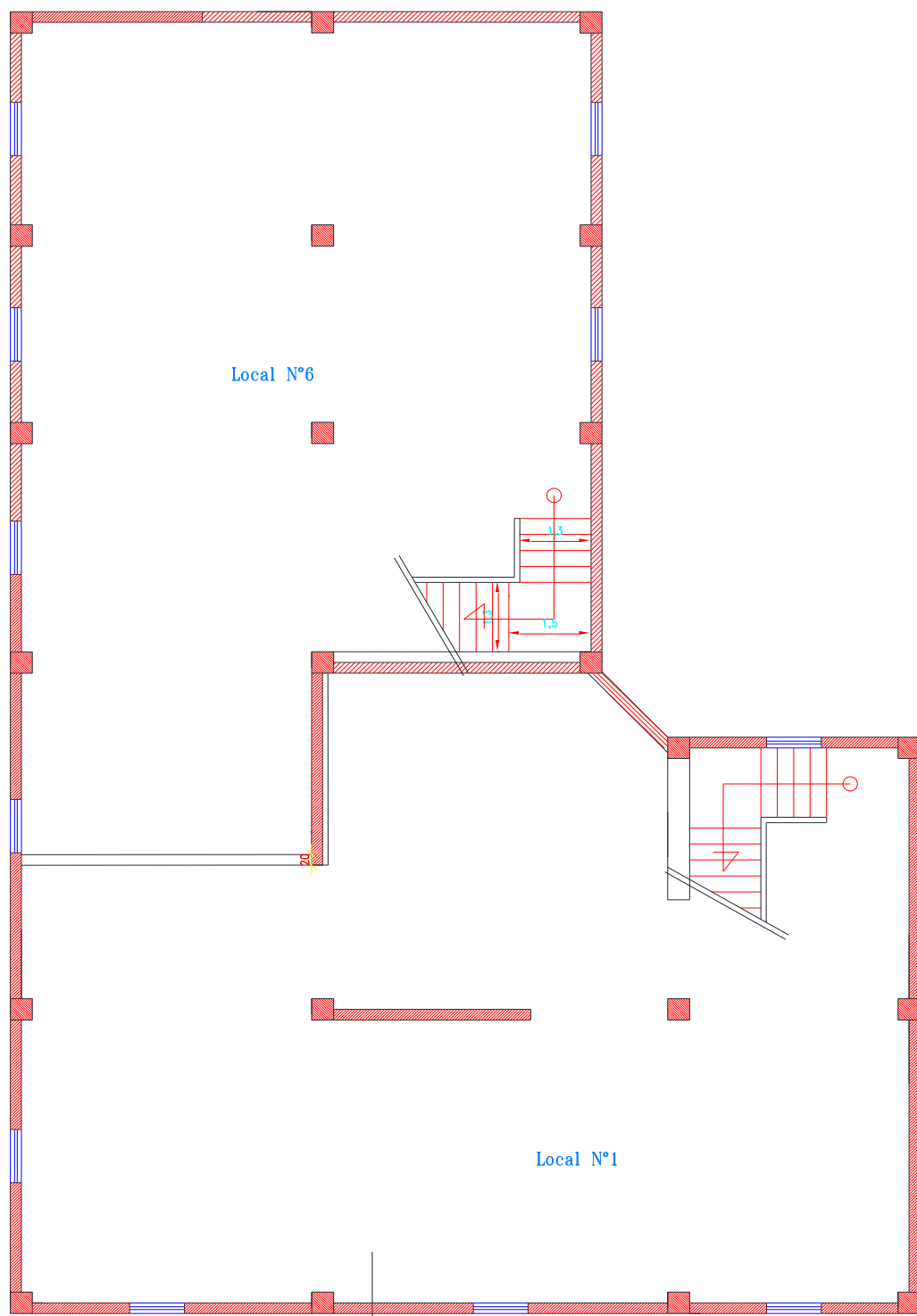
Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, à pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer la sécurité du bâtiment. On sait que le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace.

Ce pendant, il existe un danger représenté par ce choix, à cause des dégâts qui peuvent lui occasionner les séismes et le vent. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

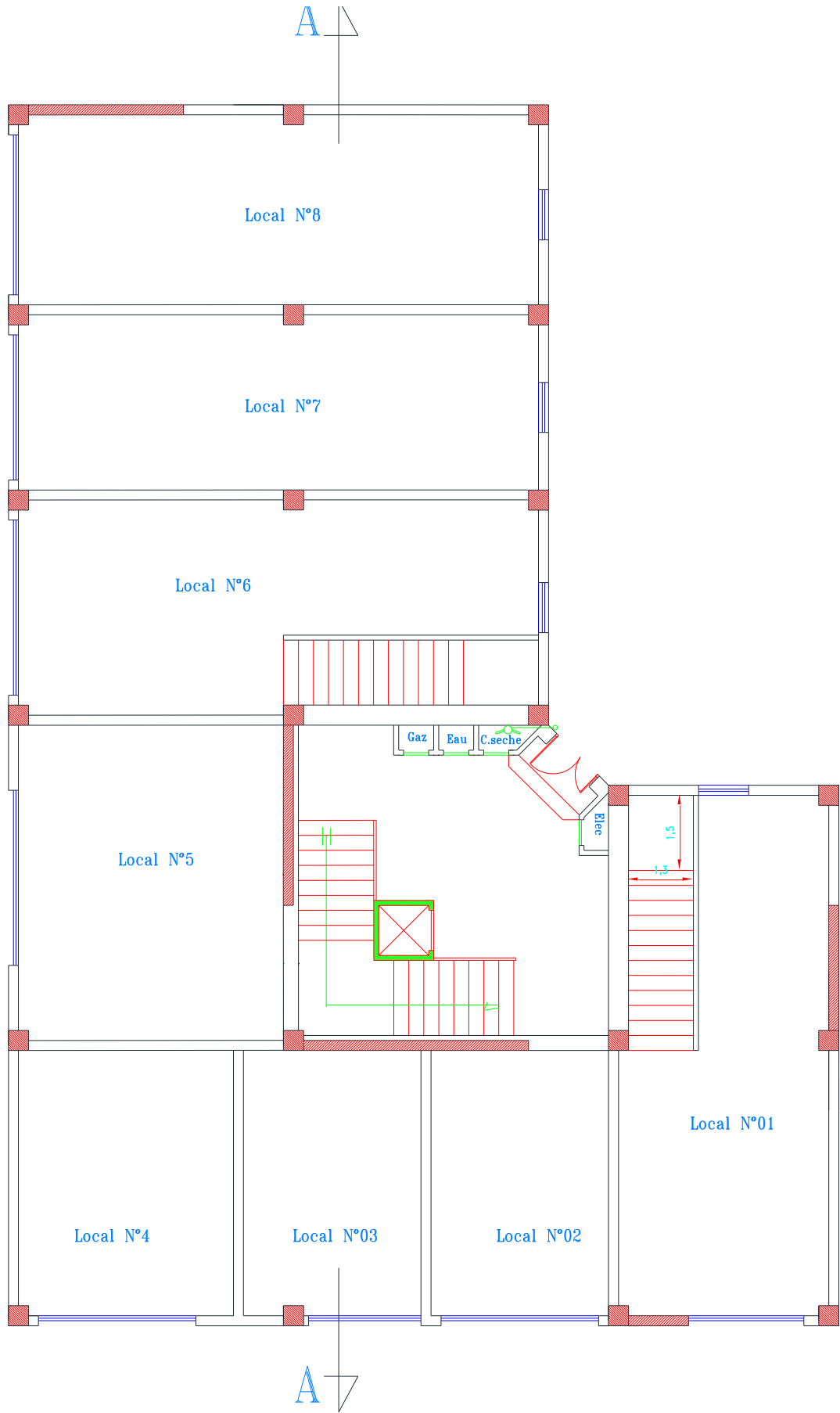
Quels que soient les types des bâtiments en béton armé, leurs études rencontrent des nombreuses difficultés dans le choix du modèle de comportement. Le règlement parasismique Algériens définissent des modèles et des approches spécifiques à chaque type de bâtiment.

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion..) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues (BAEL91 modifié 99, RPA99V2003) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.



A
PLAN SOUS SOLS



PLAN RDC

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1 : Introduction

Notre travail consiste à étudier un bâtiment relativement élancé (R+10+Sous-Sol) à usage multiple (commerces, bureaux et habitation); ce bâtiment est situé à Ain Chogouia (setif) et est classé, selon le classement des zones établi par le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 - Version 2003), comme étant une zone de moyenne sismicité (Zone II-a) .

Ce projet de fin d'étude s'intitule: «**Conception Et Etude D'un Bâtiment Multi fonctionnelles (R+10+Sous-Sol)**».

I.2 . Présentation de l'ouvrage

L'objet de notre projet est l'étude des éléments résistants d'un bâtiment constitué d'un seul bloc de forme irrégulière en plan.

I.3 : Caractéristiques géométriques du bâtiment

a) En élévation :

- Hauteur de sous-sol ----- 3.40 m
- Hauteur du RDC ----- 3.06 m
- Hauteur d'étage courant ----- 3.06 m
- Hauteur acrotère ----- 0.60 m
- La hauteur du bâtiment(avec acrotère)-----37.66 m

b) En plan :

- Longueur totale : **24,40** m
- Largeur totale : **16,60**m

I.4 : Classification du bâtiment

Selon (RPA99/V2003)

Le bâtiment est un ouvrage classé dans le « groupe 2 », car il est à usage d'habitation dont la hauteur ne dépasse pas 48 m.

I.5 : Conception de la structure

a) Ossature de l'ouvrage:

Le bâtiment est constitué par des portiques auto stables en béton armé et des voiles de contreventement suivant les deux sens; donc d'après (RPA 99/ Version 2003) le système de contreventement du bâtiment est un système de « contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques ».

b) Plancher

Nous avons optés pour des dalles en corps creux, pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Réduire le poids du plancher.
- Raison économique.

c) Poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux, leur rôle est de reprendre les efforts dus aux surcharges et charges ramenées par les poutres, et ensuite les transmettre aux fondations.

d) Poutres :

- Les poutres principales (porteuses): ce sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.
- Les poutres secondaires (non porteuses): ce sont disposées parallèlement aux poutrelles.

e) Escaliers :

Le bâtiment comporte un seul type d'escaliers à deux volées et un palier de repos. Les escaliers sont coulés sur place.

f) Ascenseur :

L'ascenseur est un appareil élévateur, permettant de faciliter le déplacement vertical aux différents niveaux du bâtiment.

g) Acrotères :

Comme la terrasse est inaccessible, le dernier niveau du bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur. L'acrotère a pour buts d'assurer la sécurité et d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales stagnées dans la terrasse sur la façade.

h) Terrasse :

Il existe un seul type de terrasses :

- Terrasse inaccessible.

i) Maçonneries :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

Murs extérieurs :

Sont constitués d'une double paroi :

Une paroi en briques creuses de 15 cm d'épaisseur

Une paroi en briques creuses de 10 cm d'épaisseur

Une lame d'air de 5 cm d'épaisseur sépare les deux parois.

Murs intérieurs :

Sont réalisés par une seule cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur

I.6 : Règlements et normes utilisées

Pour le calcul et la vérification on utilise :

- Les Règles Parasismiques Algériennes (RPA 2003).
- Les règles B.A.E.L91.
- Les charges permanentes et charges d'exploitation (DTR-BC-2.2).

I.7 : Hypothèses de calcul

Dans cette étude les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.
- La résistance à la traction du béton : $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.
- Module d'élasticité longitudinal différé : $E_{vj} = 10818.865 \text{ Mpa}$.
- Module d'élasticité longitudinal instantané : $E_{ij} = 32164,195 \text{ Mpa}$.
- Limite élastique de l'acier : $f_e = 400 \text{ MPa}$

I.8 : Les Caractéristiques des matériaux

a- Béton :

Le béton est un mélange d'agrégats (gravillons, sable), de liants (ciment) et d'eau dans des proportions bien définies, pour avoir une résistance convenable et un bon comportement après durcissement. Le dosage en ciment varie entre 300-400 Kg/m³ de béton mis en œuvre. Au-dessous de 300 Kg/m³, les règles **BAEL91** ne sont plus applicables.

- Les composants du béton :

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

- 350 Kg/m³ de ciment de CPJ pour la superstructure et 370 Kg/m³ de CRS pour l'infrastructure.
- 400 Kg/m³ de sable DS < 5 mm
- 800 Kg/m³ de gravillon 5 mm < D_g < 25 mm
- 175 Kg/m³ d'eau de gâchage.

- Résistance du béton à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes 16cm x 32cm.

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité : f_{c28} . Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à partir de f_{c28} , par :

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$: BAEL91 (Article A.2.1.11)

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1.1 f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours} \end{cases}$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$: BAEL91 (Article A.2.1.11)

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

- Pour l'étude de notre projet, on prendra : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.
- **Résistance à la traction f_{tj}** : BAEL91 (Article A.1.2.12)

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge de jours notée (f_{tj}) est conventionnellement définie par :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \text{ Avec } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$$

Pour notre cas $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ donc $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

- **Modules de déformation longitudinale du béton : BAEL91 (A.2.1.2)**

E_{ij} : Le module de déformation longitudinale instantanée de béton.

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{F_{cj}} \text{ (MPa)}$$

$$E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{F_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 31820,93 \text{ MPa}$$

E_{vj} : Le module de déformation longitudinale différée de béton.

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{F_{cj}} \text{ (MPa)}$$

$$E_{v28} = 3700 \sqrt[3]{F_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,8 \text{ MPa}$$

- **Coefficient de Poisson : BAEL91 (A.2.1.3)**

On appelle coefficient de poisson le rapport : $\nu = \frac{\Delta t / t}{\Delta L / L}$

À l'ELU : $\nu=0 \Rightarrow$ calcul des sollicitations (pour le béton non fissuré)

À l'ELS : $\nu=0,2 \Rightarrow$ calcul des déformations (béton fissuré).

- **Contraintes limites :**

C'est un état dont lequel une condition de sécurité pour l'ouvrage où un de ses éléments est strictement vérifiée. Au-delà de cet état la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue.

Il existe deux états limites différents l'ELU et l'ELS.

• **Etat limite ultime ELU :**

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner la ruine de l'ouvrage.

Il y'a 03 états limites :

- ✓ Etat limite de l'équilibre statique.
- ✓ Etat limite de résistance de l'un des matériaux.
- ✓ Etat limite de stabilité de forme : flambement.

La valeur de calcul de la résistance en compression du béton f_{bu} est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0.85}{\gamma_b} f_{c28}$$

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15: \text{cas des combinaisons accidentelles} \\ 1.5: \text{les autres cas} \end{cases}$$

$$f_{bu} = \begin{cases} 14.2 \text{ MPa: action courantes} \\ 18.5 \text{ MPa: action accidentelles} \end{cases}$$

0,85 = coefficient réducteur

Contrainte limite de cisaillement: elle dépend du type de fissuration (armatures transversales).

- ✓ Fissuration peu nuisible: $\tau_u = \min(0.13f_{cj}, 4 \text{ MPa})$
- ✓ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable: $\tau_u = \min(0.1 f_{cj}, 3 \text{ MPa})$
- ✓ Dans le cas où les armatures transversales sont inclinées de 45° alors
 $\tau_u \leq \min(0.18f_{cj}, 5.5 \text{ MPa})$
- ✓ Dans le cas où l'inclinaison est comprise entre 45° et 90° , la valeur maximale peut être déterminée par interpolation linéaire.
- ✓ Pour la justification des poutres sous sollicitation d'effort tranchant, on doit vérifier la condition suivante: $\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d} \leq \bar{\tau}_u$

Avec:

V_u = effort tranchant ultime de calcul

b_0 = largeur de la pièce

d = hauteur de la pièce

- **Etat limite de service ELS :**

Il correspond à l'équilibre entre les sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résultantes calculées sans dépassement des contraintes limites qui (tel qu'on peut l'admettre) ne dépassent pas les limites élastiques du matériau. La contrainte limite de service à ne pas dépasser en compression est :

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$$

Pou $f_{c28}=25\text{MPa} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa}$

- **L'Acier: BAEL91 (Article A.2.2)**

L'acier est alliage fer – carbone, il répond aux efforts de traction, de compression, de cisaillement, et de torsion. Il ne réagit pas chimiquement avec le béton, il a le même coefficient de dilatation thermique que celui du béton, et il présente une bonne qualité d'adhérence avec le béton. On distingue deux types d'acier selon leur état de surface :

- Les barres à haute adhérence (HA) de nuance FeE400.

- Les barres à Ronds lisse FeE235

$$E_s = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$$

- **Caractéristiques mécaniques :**

On notera qu'un seul modèle est utilisé pour décrire les caractéristique mécaniques des différents types d'aciers, ce modèle étant fonction de la limite d'élasticité garantie f_e .

type	Nuance	fe (Mpa)	Emploi
Ronds lisses	FeE215	215	Emploi courant.
	FeE235	235	Epingles de levage des pièces préfabriquées
Barres HA Type 1 et 2	FeE400	400	Emploi courant.
	FeE500	500	
Fils tréfiles HA Type 3	FeTE400	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
	FeTE500	500	
Fils tréfiles lisses Type 4	TL50 $\varnothing > 6\text{mm}$	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
	TL50 $\varnothing'' \leq 6\text{mm}$	520	

Tableau I.1 : Valeurs limites de la contrainte limite d'élasticité de l'acier f_e

- **Module d'élasticité des aciers :**

Sa valeur est donnée expérimentalement : $E_s = 2 \cdot 10^5 \text{MPa}$.

- **Contraintes limites dans l'acier :** (BAEL91 A 2.2,2)

• **Etat limite ultime :**

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} \quad ; \quad \varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} \rightarrow \varepsilon_s = \frac{fe}{\gamma_s \cdot E_s}$$

Coefficient de sécurité γ_s :

- 1 Pour les situations accidentelles.
- 1.15 Pour les autres cas.

• **Etat limite service :**

La contrainte limite varie selon le type de fissuration :

$\overline{\sigma}_s = f_e$ Fissuration peu préjudiciable

$\overline{\sigma}_s \leq \min \left(1/2 f_e ; 90 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right)$ Fissuration préjudiciable

$\overline{\sigma}_s \leq \min \left(2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right)$ Fissuration très préjudiciable

Coefficient de fissuration :

- $\eta = 1$ pour les aciers rond lisse (RL).
- $\eta = 1,3$ pour les aciers à haute adhérence (HA) de $\varnothing < 6 \text{mm}$.
- $\eta = 1,6$ pour les aciers à haute adhérence (HA) de $\varnothing \geq 6 \text{mm}$.

I.9 : Etats limites

Suivant les règles BAEL on distingue deux états limites de calcul :

- 1) Etats limite ultime de résistance E. L. U. R.
- 2) Etats limite de service E.L.S.

I.10 : Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites

a) **Etat limite ultime :**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante : $1,35 G + 1,5 Q$.

b) **Etat limite de service :**

Combinaison d'action suivante : $G + Q$

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

$$\left. \begin{array}{l} G+Q+E \\ G+Q \pm 1,2 E \\ 0,8 G+E \end{array} \right\} \text{ avec } \begin{array}{l} G : \text{ charge permanente} \\ Q : \text{ charge d'exploitation} \\ E : \text{ effort de séisme} \end{array}$$

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente des charges.

Partie 1 : Pré dimensionnement des éléments

II.1.1. Introduction

L'objectif du pré-dimensionnement est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis. Le pré-dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le **RPA 99 / Version 2003, le BAEL 91.**

II.1.2. Pré dimensionnement des éléments structuraux :

1. Pré dimensionnement des éléments principaux:

1.1 : Les poutres :

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux.

Les poutres seront pré dimensionnées selon les formules empiriques données par le BAEL 91 révisée 99 et vérifiées par la suite selon le RPA 99 / version 2003.

- **Poutres principales (porteuses) : (sens-Y) :** elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles. leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est:

Condition de portée : BAEL91

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

L : Portée maximale entre nus d'appuis

h : Hauteur de la poutre principale.

$$L = 6.50\text{m}$$

$$43.33 \text{ cm} \leq h \leq 65 \text{ cm}$$

$$\text{on prend : } h = 50\text{cm}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.6h \rightarrow 15 \text{ cm} \leq b \leq 30 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend : } b = 30\text{cm}$$

Vérification aux conditions du RPA99/v2003

$$\begin{cases} b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \rightarrow cv \\ h = 50\text{cm} > 30\text{cm} \rightarrow cv \\ h/b = 1.66 < 4 \rightarrow cv \end{cases}$$

Donc on adopte pour les poutres principales une section :

$$(30*50) \text{ cm}^2$$

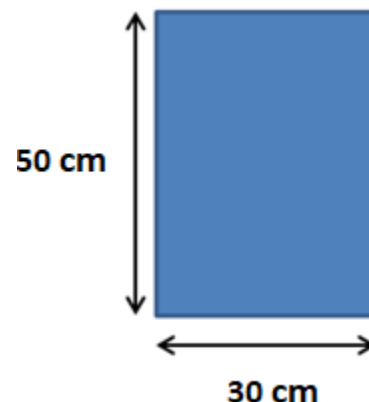


Figure II.1: Pré dimensionnement des poutres principales.

- Poutres secondaires (non porteuse) :(sens X) :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles.

Condition de portée : BAEL91

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

L : Portée maximale entre nus d'appuis

h : Hauteur de la poutre principale.

$$L = 5.50\text{m}$$

$$36.66 \text{ cm} \leq h \leq 55 \text{ cm}$$

on prend : h = 40cm

$$0.3h \leq b \leq 0.6h \rightarrow 13.5 \text{ cm} \leq b \leq 27 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend : } b = 30\text{cm}$$

Vérification aux conditions du RPA99/version 2003

$$\begin{cases} b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \rightarrow cv \\ h = 45\text{cm} > 30\text{cm} \rightarrow cv \\ h/b = 1.50 < 4 \rightarrow cv \end{cases}$$

Donc on adopte pour les poutres secondaires une section :

$$(30*45) \text{ cm}^2$$

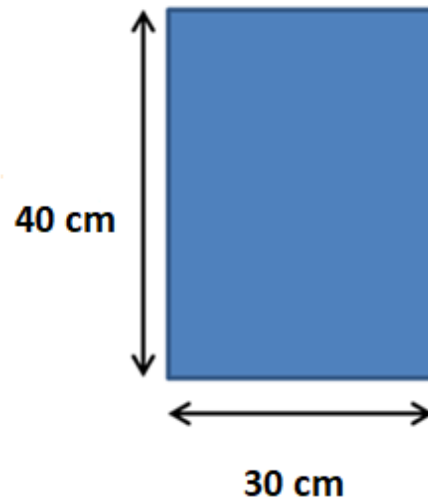


Figure II.2: Pré dimensionnement des poutres secondaire.

1.2 : Pré-dimensionnement des poteaux :

Nous avons proposé une section rectangulaire des poteaux (45×60) Selon les règles (RPA99/version 2003) :

Les dimensions des poteaux doivent respecter les conditions suivantes :

Selon les règles RPA99/version 2003 :

$$\begin{cases} \min(b, h) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(b, h) \geq 15.30 \text{ cm} \\ 1/4 < \left(\frac{b}{h}\right) < 4 \end{cases}$$

Avec:

b: Largeur de la section

h : Hauteur de la section

h_e: Hauteur d'étage

On prend : $b=45$ cm et $h=60$ cm et $h_e=3.06- 0.4 = 2.66$ m

$$\begin{cases} \min(b, h) = 45\text{cm} \geq 25\text{cm} & \rightarrow \text{Condition Vérifiée} \\ \min(b, h) = 45 \geq 13.3\text{cm} & \rightarrow \text{Condition Vérifiée} \\ 1/4 < 0.9 < 4 & \rightarrow \text{Condition Vérifiée} \end{cases}$$

Toutes les conditions sont vérifiées; alors on adopte pour des poteaux de dimensions :
(45×60) cm²

1.3 : Les voiles:

Pré dimensionnement des murs en béton armé se fera à la lumière de l'article 7.7 du **RPA/99**.

Les voiles sont définis comme étant pleins. Les charges prises en compte dans le pré dimensionnement des voiles sont :

- Les charges verticales : charges permanente et surcharges.
- Les actions horizontales : effet du séisme et du vent.

D'après le RPA2003 (article 7.7.1), les voiles doivent satisfaire la condition :

$$L_{\min} \geq 4 \cdot e$$

Où e : est l'épaisseur du voile.

Si on considère comme élément linéaire. L'épaisseur du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et la condition de rigidité aux extrémités comme suit :

$$e \geq \text{Max}\left(\frac{h_e}{20}; 15 \text{ cm}\right)$$

$$e \geq \text{Max}(13.30 \text{ cm}; 15 \text{ cm}) \text{ Soit : } e = 17 \text{ cm}$$

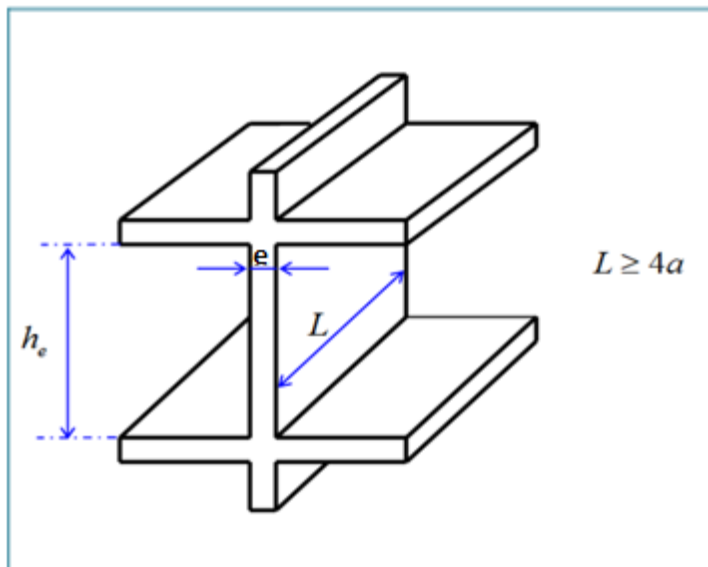


Figure II.3: Coupe du voile en élévation.

2 : Pré dimensionnement des éléments secondaires

2.1 : Les planchers :

Planchers à Corps Creux :

Constitué des poutrelles (nervures) collé sur place en béton armé, des corps creux en béton expansé et une table de compression de faible épaisseur en béton armé par un treillis soudé.

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de flèche :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5}$$

Avec :

h_t = hauteur totale du plancher.

L_{max} = portée max entre nu d'appuis dans la direction de poutrelles.

$$h_t \geq \frac{550}{22.5} = 22.66 \text{ cm}$$

Donc on adopte un plancher de hauteur ($h_t = h_{cc} + h_{ddc} = 20 + 4$) = 24cm.

Avec :

$h_{cc} = 20\text{cm}$: Hauteur du corps creux.

$h_{ddc} = 4\text{cm}$: Hauteur de la dalle de compression.

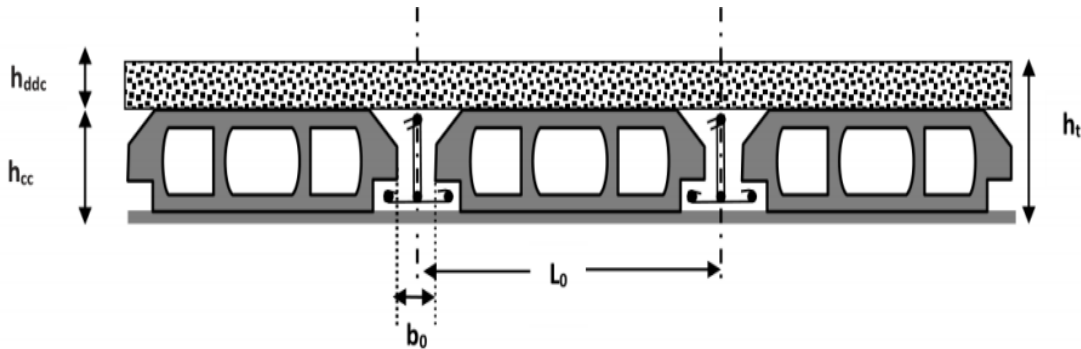


Figure II.4 : Coupe transversale sur un plancher à corps creux.

L_0 : distance entre axe des poutrelles.

b_0 : largeur de la nervure.

Les poutrelles :

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

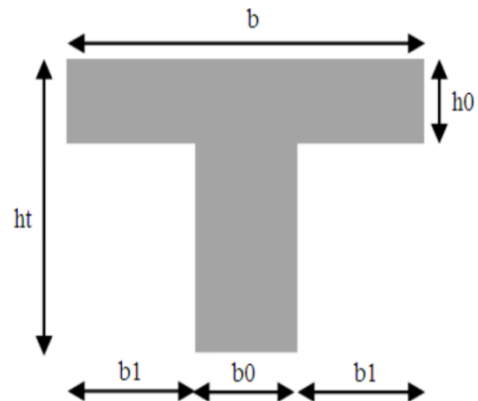


Figure. II.5 : Coupe transversale d'une poutrelle.

- **Les caractéristiques géométriques des poutrelles :**

$h_t = 24 \text{ cm}$

$b_0 = (0,3 \text{ à } 0,6) h_t \Rightarrow b_0 = (7.2 \text{ à } 14.4) \text{ cm. Soit : } b_0 = 10 \text{ cm.}$

Le hourdis choisis est normalisé de hauteur 20 cm et de longueur 55 cm.

Tel que la largeur de la table est donnée par les conditions suivantes :

$$b_1 = \min \left\{ \frac{L_n}{2} ; \frac{L}{10} \right\}$$

$L_n = 55 \text{ cm}$: distance entre deux nervures successives.

$L = 510 \text{ cm}$: longueur de la nervure.

$$b_1 = \min \{ 27.5 ; 51 \}$$

Soit : $b_1 = 27.5 \text{ cm.}$

$$b \leq 2b_1 + b_0 = 65 \text{ cm}$$

Soit : $b = 65 \text{ cm.}$

2.2 : Les escaliers

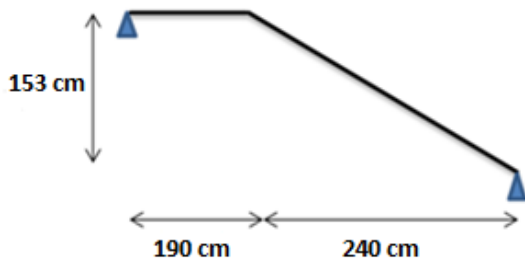


Figure II.7 : Schéma des escaliers

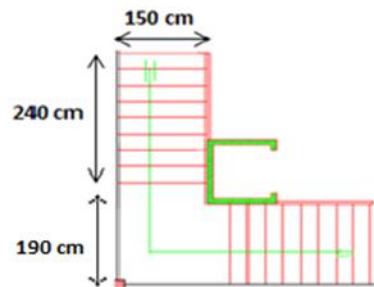


Figure II.6 : Schéma statique des escaliers

Dimensionnement :

- **La marche et la contre marche :**

Pour le dimensionnement des marches (g) et des contremarches (h) on utilise généralement la formule de BLONDEL : $59 \leq g + 2h \leq 66$

$$14 \leq h \leq 18 \text{ cm}$$

$$24 \leq g \leq 32 \text{ cm}$$

h : hauteur de la contremarche

g: largeur de marche.

On prend :

$$h = 17 \text{ cm} ; \quad g = 30 \text{ cm}$$

- **Formule de BLONDEL** : $59 \leq g+2h \leq 66$

$$2h+g = 2 \times 17 + 30 = 64 \Rightarrow 59 \leq 64 \leq 66 \quad (\text{Condition Vérifiée})$$

- **Nombre de contremarches** : $n = \frac{H}{h}$

n : nombre de contremarches.

H : hauteur d'étage.

h : hauteur de la contremarche

$$n = \frac{306}{17} = 18$$

Pour deux volées n = 18

Pour une volée n = 9

- **Longueur de la ligne de volée:**

$$l = (n-1) g = (9-1) \times 30 = 8 \times 30 = 240 \text{ cm}$$

- **Inclinaison de la paillasse:**

$$\text{tg } \alpha = \frac{H/2}{L} = \frac{1,53}{2,40} = 0,6375 \Rightarrow \alpha = 32,5^\circ$$

- **La longueur de volée :**

$$l' = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{2.4}{\cos 32.52} = 2.84 \text{ m}$$

- **Longueur du palier de repos :**

$$d \geq 3g = 3 \times 30 = 90 \text{ cm}$$

$$d = 430 - 240 = 190 \text{ cm} \geq 90 \text{ cm} \dots\dots (\text{Condition Vérifiée})$$

- **Épaisseur de la paillasse**

Pour faciliter l'exécution on prend pour les deux éléments la même épaisseur :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

$$L = L_p + l' = 2.84 + 1.9 = 4.74 \text{ m}$$

$$15.8 \text{ cm} \leq e \leq 23.7 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend : } e = 16 \text{ cm.}$$

2.4 : Balcon :

Les balcons sont des dalles pleines qui sont supposées être des plaques horizontales minces en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions.

En général, l'épaisseur est définie par les conditions BAEL91 :

1) Résistance au feu :

- e = 7 cm pour une heure de coupe-feu.

- e = 11 cm pour deux heures de coupe-feu.

- e = 17,5 cm pour quatre heures de coupe-feu.

On adopte : e = 15 cm.

2) Isolation phonique :

Le confort et l'isolation phonique exigent une épaisseur minimale de **e = 12 cm.**

3) résistance à la flexion :(BAEL 91)

Dalles reposant sur deux côtés : $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$

Dalles reposant sur trois ou quatre cotés : $\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$

Pour une dalle reposant sur deux appuis :

$$\frac{295}{35} \leq e \leq \frac{295}{30} \rightarrow 8.42\text{cm} \leq e \leq 9.83\text{cm}$$

On adopte : e = 9 cm.

Finalement l'épaisseur à retenir doit être : $e = \max (15 ; 12 ; 9)$

Donc : e = 15 cm.

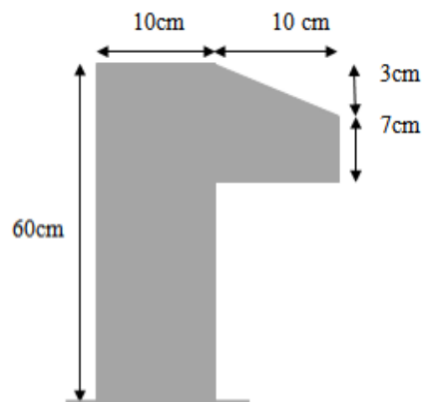
2.3 : L'acrotère:

Les dimensions de l'acrotère sont données dans la figure suivante :

Surface:

$$S = (0.1 \times 0.6) + (0.07 \times 0.1) + (0.1 \times 0.03 \times 0.5)$$

$$S = 0.0685 \text{ m}^2.$$



l'acrotère.

Figure II.8 : Schéma de

Partie 2 : La descente des charges

II.2.1. Introduction

La descente de charge est l'opération qui consiste à calculer toutes les charges qui reviennent à un élément porteur depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation. Les charges considérées concernent les charges permanentes et les charges d'exploitation.

Rôle de descente de charge :

- Evaluation des charges (G et Q) revenant aux fondations.
- Vérification de la section des éléments porteurs (poteaux).

II.2.2 .Évaluations des charges et surcharges

1. Plancher terrasse inaccessible [(DTR .BC2-2)] :

a- Charge permanente [(DTR .BC2-2)]

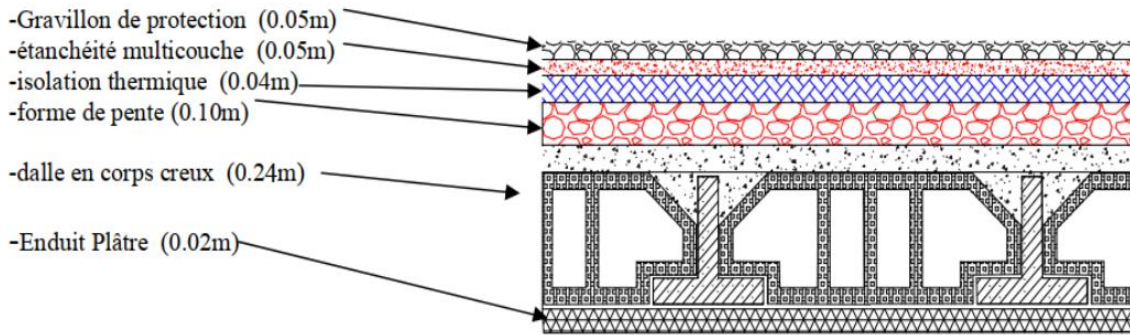


Figure II.9 : Schéma d'un plancher - terrasse inaccessible.

Désignation de l'élément	γ (Kg/m ³)	Epaisseur (m)	G(Kg/m ²)
Protection en gravillons	1700	0.05	85
étanchéité multicouche	200	0.05	10
Forme de pente	2200	0.10	220
Isolation thermique (liège)	400	0.04	16
Plancher en corps creux	/	0.24	320
Enduit de plâtre	1000	0.02	20
Somme			G=671

Tableau II.1 : Charge permanente du plancher terrasse inaccessible.

$$G=671 \text{ Kg/m}^2$$

b- Surcharge d'exploitation : [(DTR .BC2-2)]

$$Q=100 \text{ Kg/m}^2$$

2. Plancher étage courant :

a- Charge permanente [(DTR .BC2-2)] :

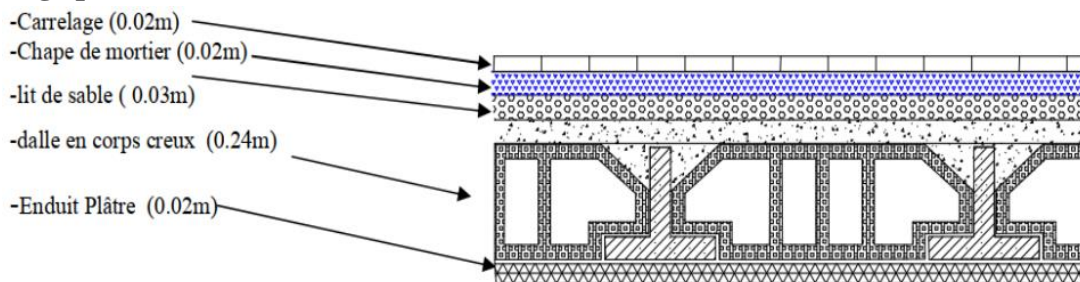


Figure II.10 : Schéma d'un plancher - étage courant

Désignation de l'élément	γ (Kg/m ³)	Epaisseur (m)	G(Kg/m ²)
Revêtement en carrelage	2000	0.02	40
Mortier de pose	1800	0.02	36

Lit de sable	1800	0.03	54
Plancher en corps creux	/	0.20+0.04(0.24)	320
Enduit de plâtre	1000	0.02	20
Cloisons	/	/	100
Somme			G=572

Tableau. II.2 : Les charges permanentes sur le plancher corps creux - étage courant

$G=572 \text{ Kg/m}^2$

b- **Surcharge d'exploitation :** [(DTR .BC2-2)]

$Q=150 \text{ Kg/m}^2$

3. Evaluation la charge des murs extérieurs en maçonnerie :

a- **Charge permanente[(DTR .BC2-2)] :**

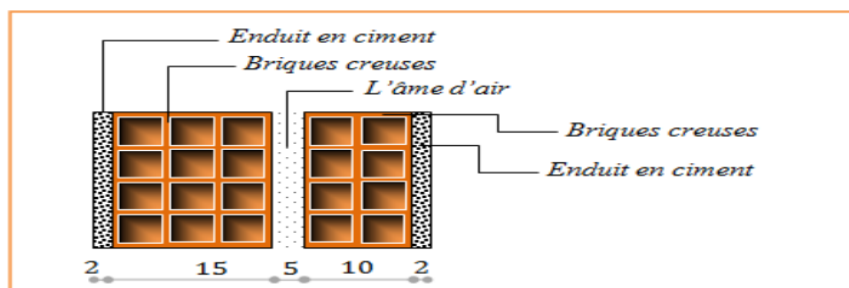


Figure II.11 : Coupe verticale d'un mur extérieur

Désignations	$\gamma \text{ (Kg/m}^3\text{)}$	Epaisseur (m)	Charges (Kg/m ²)
Enduit de ciment	1800	0.02	36
Brique creux	900	0.15	135
Ame d'air	-	0.05	0.00
Brique creux	900	0.10	90
Enduit en plâtre	1000	0.02	20
Somme			G=281

Tableau. II.3 : Évaluation des charges pour les murs extérieurs

4. Evaluation charge du voile :

a- **Charge permanente[(DTR .BC2-2)] :**

Désignations	$\gamma \text{ (kg/m}^3\text{)}$	Epaisseur (m)	Charges (Kg/m ²)
Enduit de ciment	1800	0.02	36
Murs en béton armé	2500	0.17	425
Enduit de plâtre	1000	0.02	20
Somme			G=481

Tableau II.4 : Charge permanente du voile.

5. Evaluation charge du balcon terrasse inaccessible.

a- Charge permanente [(DTR .BC2-2)] :

Désignations	γ (kg/m ³)	Epaisseur (m)	Charges (Kg/m ²)
Gravillon de protection	1700	0.05	85
Etanchéité multicouche	200	0.05	10
Forme de pente	2200	0.10	220
Enduit en plâtre	1000	0.02	20
Dalle en béton armé	2500	0.15	375
Somme			G =704

Tableau. II .5: Charges du Balcon - terrasse (Dalle pleine).

$$G=704 \text{ kg/m}^2$$

b- Surcharge d'exploitation: (DTR B.C 2.2page 20.)

$$Q =100 \text{ Kg/m}^2$$

6. Evaluation charge du balcon étage courant :

a- Charge permanente [(DTR .BC2-2)] :

Désignations	γ (Kg/m ³)	Epaisseur (m)	Charges (Kg/m ²)
Carrelage	2000	0.02	40
Mortier de pose	1800	0.02	36
Couche de sable	1800	0.03	54
Dalle pleine	2500	0.15	375
Enduit en plâtre	1000	0.02	20
Somme			G=525

Tableau II.6 : Charge permanente du balcon - étage.

$$G=525 \text{ Kg/m}^2$$

b- Surcharge d'exploitation: (DTR B.C 2.2 - page 20.)

$$Q =350 \text{ Kg/m}^2$$

7. Evaluation charge de l'escalier

1.7 : Pour la paillasse

b- Charge permanente [(DTR .BC2-2)] :

Désignations	γ (Kg/m ³)	Epaisseur (m)	Charges (Kg/m ²)
Carrelage	2000	0.02	40
Mortier de pose	1800	0.02	36
Les marches	2200	0.17/2	187
Paillasse	2500	0.16/cos 32.5	474
Enduit en plâtre	1000	0.02	20

Somme	757
--------------	------------

Tableau II.7 : Charge permanente de la paillasse.

$$G=757\text{Kg/m}^2$$

c- Surcharge d'exploitation: (DTR B.C 2.2page 20.)

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

2.7 : Pour le palier de repos

a-Charge permanente[(DTR .BC2-2)]

Désignations	γ (Kg/m ³)	Epaisseur (m)	Charges (Kg/m ²)
Carrelage	2000	0.02	40
Mortier de pose	1800	0.02	36
Poids propre de palier	2500	0.16	400
Enduit en plâtre	1000	0.02	20
Somme			496

Tableau II.8 : Charge permanente du palier.

$$G=496\text{Kg/m}^2$$

c- Surcharge d'exploitation: (DTR B.C 2.2.)

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

8. Evaluation charge d'Acrotère :

9. a-Charge permanente [(DTR .BC2-2)]

Désignations	γ (Kg/m ³)	surface (m ²)	Charges (Kg/m)
Béton arme	2500	0.0685	171.25
Enduit de ciment	1800	0.6*0.15	16.2
Somme			187.45

II.2.3. Loi de dégression

Les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

- ✓ Pour la toiture ou terrasse : Q_0
- ✓ Pour le dernier étage : Q
- ✓ Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,9Q$
- ✓ Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,8Q$

Et ainsi de suite réduisant de 10% par étage jusqu'à $0,5Q$ (valeur conservée pour les étages inférieurs suivants).

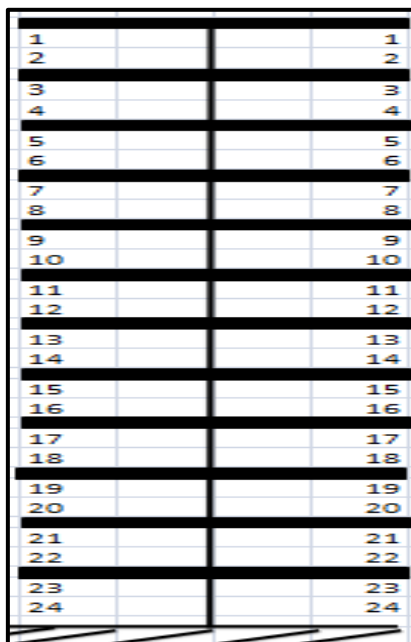


Figure II.12 : Descente des charges.

- **Surface afférente**

La surface afférente pour la charge permanente G :

$$S_G = (2.55 + 2.25) \times (1.8 + 1.65) = 16.56 \text{ m}^2$$

La surface afférente pour la charge d'exploitation Q :

Terrasse :

$$S_{QT} = (2.55 + 2.25 + 0.3) \times (1.8 + 1.65 + 0.3)$$

$$S_{QT} = 19.125 \text{ m}^2$$

Etage courante :

$$S_{Q,EC} = 19.125 - (0.45 \times 0.60) = 18.855 \text{ m}^2$$

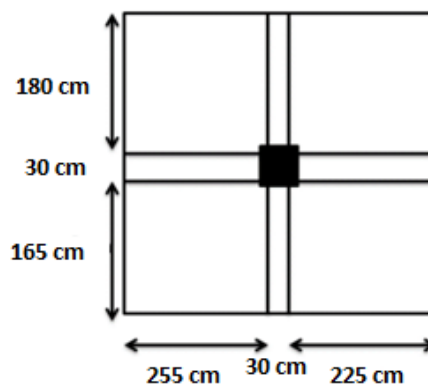


Figure II.13 : Surface afférente du poteau C-3

Niveau	Eléments	G(daN)	Q(daN)
1-1	Plancher terrasse inaccessible : 671×16.56	11111.76	19.125 ×100= 1912.5
	Poutre principale : 0,3×0,50×3.150×2500	1181.25	
	Poutre secondaire : 0,3×0,40×4.650×2500	1395	
	Poteau : 0,45×0,60×3,06×2500	2065.5	
2-2	Venant 2-2 :	15753.51	1912.5

3-3	Plancher étage courant : 572×16.56	9472.32	150×18.855×1=
	Poutre principale : 0,3×0,50×3.150×2500	1181.25	2828.25
	Poutre secondaire : 0,3×0,40×4.650×2500	1395	
	Poteau : 0,45×0,60×3,06×2500	2065.5	
4-4	Venant 4-4	29867.58	4740.75
5-5	Plancher étage courant : 572×16.56	9472.32	150×18.855×0.9
	Poutre principale : 0,3×0,50×3.150×2500	1181.25	=
	Poutre secondaire : 0,3×0,40×4.650×2500	1395	2545.425
	Poteau : 0,45×0,60×3,06×2500	2065.5	
6-6	Venant 6-6	43981.65	7286.175
7-7	Plancher étage courant : 572×16.56	9472.32	150×18.855×0.8
	Poutre principale : 0,3×0,50×3.150×2500	1181.25	=
	Poutre secondaire : 0,3×0,40×4.650×2500	1395	2262.6
	Poteau : 0,45×0,60×3,06×2500	2065.5	
8-8	Venant 8-8	58095.72	9548.775
9-9	Plancher étage courant : 572×16.56	9472.32	150×18.855×0.7
	Poutre principale : 0,3×0,50×3.150×2500	1181.25	=
	Poutre secondaire : 0,3×0,40×4.650×2500	1395	
	Poteau : 0,45×0,60×3,06×2500	2065.5	1979.775
10-10	Venant 10-10	72209,79	11528.55
11-11	Plancher étage courant : 572×16.56	9472.32	150×18.855×0.6
	Poutre principale : 0,3×0,50×3.150×2500	1181.25	=
	Poutre secondaire : 0,3×0,40×4.650×2500	1395	1696.95
	Poteau : 0,45×0,60×3,06×2500	2065.5	
12-12	Venant 12-12	86323,86	13225.5
13-13	Plancher étage courant : 572×16.56	9472.32	150×18.855×0.5
	Poutre principale : 0,3×0,50×3.150×2500	1181.25	=
	Poutre secondaire : 0,3×0,40×4.650×2500	1395	1414.125
	Poteau : 0,45×0,60×3,06×2500	2065.5	
14-14	Venant 14-14	100437,93	14639.625
15-15	Plancher étage courant : 572×16.56	9472.32	150×18.855×0.5
	Poutre principale : 0,3×0,50×3.150×2500	1181.25	=
	Poutre secondaire : 0,3×0,40×4.650×2500	1395	1414.125
	Poteau : 0,45×0,60×3,06×2500	2065.5	
16-16	Venant 16-16	114552	16053.75
17-17	Plancher étage courant : 572×16.56	9472.32	150×18.855×0.5
	Poutre principale : 0,3×0,50×3.150×2500	1181.25	=
	Poutre secondaire : 0,3×0,40×4.650×2500	1395	1414.125
	Poteau : 0,45×0,60×3,06×2500	2065.5	
18-18	Venant 18-18	128666,07	17467.875

19-19	Plancher étage courant : 572×16.56	9472.32	150×18.855×0.5 = 1414.125
	Poutre principale : 0,3×0,50×3.150×2500	1181.25	
	Poutre secondaire : 0,3×0,40×4.650×2500	1395	
	Poteau : 0,45×0,60×3,06×2500	2065.5	
20-20	Venant 20-20	142780.14	18882
21-21	Plancher étage courant : 572×16.56	9472.32	250×18.855×0.5 = 2356.875
	Poutre principale : 0,3×0,50×3.150×2500	1181.25	
	Poutre secondaire : 0,3×0,40×4.650×2500	1395	
	Poteau : 0,45×0,60×3,06×2500	2065.5	
22-22	Venant 22-22	156894,21	21238.875
23-23	Plancher étage courant : 572×16.56	9472.32	500×18.855×0.5 = 4713.75
	Poutre principale : 0,3×0,50×3.150×2500	1181.25	
	Poutre secondaire : 0,3×0,40×4.650×2500	1395	
	Poteau : 0,45×0,60×3,06×2500	2065.5	
24-24	Totale :	171008.28	25952.625

Tableau II.9 : Descente de charges pour poteau (C- 3).

ELU : $N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 171008.28 + 1.5 \times 25952.625 = 269790,115 \text{ daN}$

ELS : $N_{ser} = G + Q = 171008.28 + 25952.625 = 196960,905 \text{ daN}$

II.2.4. Vérification de la section de poteau BAEL91 (B.8.4, 1)

L'effort normal agissant ultime N_u d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

N_u : Effort normal ultime (compression) = $1.35 \times G + 1.5Q$

$N_u = 2697,90115 \times 10^3 \text{ N}$

α : Coefficient fonction de l'élanement mécanique λ

Pour : $\lambda \leq 50$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

Pour : $50 \leq \lambda \leq 70$

$$\alpha = 0.60 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$$

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1,5$) Situation durable.

γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1,15$) Situation accidentel.

f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e = 400 \text{ MPa}$).

f_{c28} : La résistance à la compression du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$).

A_s : Section d'acier comprimée.

B_r : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie [$B_r = (a-2)(b-2)$] cm^2

$B_r = (45-2)(60-2) = 2494 \text{ cm}^2 = 249400 \text{ mm}^2$.

- **Section d'acier :**

$$A = \max (A_{BAEL}, A_{RPA})$$

D'après RPA99/Version 2003 (article 7.4.2.1) la section d'acier minimale sera de :

$$A_{min}^{RPA} = 0.7\% B$$

$$A_{min}^{RPA} = \frac{0.7(45 \times 60)}{100}$$

$$A_{min}^{RPA} = 1890 \text{ mm}^2$$

D'après BAEL91 :

$$A_{min}^{BAEL} = \max (4\text{cm}^2 \text{ de périmètre} ; 0.2\% B)$$

$$A_{min}^{BAEL} = \max (4\text{cm}^2 ; \frac{0.2 \times 45 \times 60}{100} = 5.4\text{cm}^2)$$

$$A_{min}^{BAEL} = 4.5\text{cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max (5.4\text{cm}^2 ; 18.9\text{cm}^2)$$

$$A = 18.9 \text{ cm}^2$$

L'élançement : $\lambda = \max (\lambda_x, \lambda_y)$

L'élançement mécanique est égale à : $\lambda = \frac{L_f}{i}$

L_f : Longueur de flambement : $L_f = 0.7 \times L_0 = 197.40 \text{ cm}$

L_0 : Hauteur d'étage $L_0 = 2.82 \text{ m}$

i : Rayon de giration. $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \frac{h}{\sqrt{12}}$

I : Moment d'inertie. $I = \frac{bh^3}{12}$

$$\lambda_y = \frac{\sqrt{12} \times L_f}{h_i} = \frac{\sqrt{12} \times 197.4}{50} = 13.67 < 50$$

$$\lambda_x = \frac{\sqrt{12} \times L_f}{b_i} = \frac{\sqrt{12} \times 200.2}{45} = 15.19 < 50$$

$$\lambda = \max (\lambda_x, \lambda_y) = \max (15.41, 13.87)$$

$$\lambda = \lambda_x = 15.19 < 50$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{15.19}{35} \right)^2} = 0.819$$

$$Nu \leq \bar{N} = 0.819 \left[\frac{249400 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 1890 \frac{400}{1.15} \right] = 43720970.14 \text{ N}$$

$$Nu = 2697,901 \times 10^3 \text{ N} \leq \bar{N} = 4372,097 \times 10^3 \text{ kN} \text{ Condition Vérifiée}$$

II.2.5 : Vérification de l'effort normal réduit (RPA2003 article 7.1.3.3.)

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{cj}} \leq 0.3$$

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton : (N_{ser}).

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{c28} : est la résistance caractéristique du béton.

$$V = \frac{1969609.05}{450 \cdot 600 \cdot 25} = 0.29 \leq 0.3 \quad \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée)}$$

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.

III.1 : Introduction

Les éléments non structuraux sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement ; c'est des éléments en maçonnerie (murs extérieurs, cloisons...etc.) ou autres (escaliers, balcon, acrotère...etc.).

III.2 : Etude de l'acrotère

III.2.1. Mode de réalisation :

L'acrotère est calculé comme une console encadrée à sa base dans le plancher terrasse et travaillant à la flexion composée sous l'effet de :

L'effort normal dû à son poids propre G .

La surcharge horizontale due à la main courante Q .

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur $b=100\text{cm}$
- Hauteur $H=60\text{cm}$
- Epaisseur $e=10\text{cm}$

III.2.2. Evaluation des charges :

Charges permanentes : $G = 187.45 \text{ daN/m}$.

Surcharges : D'après D.T.R.BC.2.2 :

Q : force horizontale qui sollicite l'acrotère due à la main courante est 1000 N/m

$Q \times 1\text{m} = 100 \text{ daN/ml}$

D'après RPA 99/ V2003 (art 6.2.3) :

Les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux et des équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

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

F_p : charge sismique.

A : coefficient d'accélération de zone.

C_p : facteur de force horizontale.

Groupe 2, zone (I) donc :

$A = 0.1$ selon le tableau 4.1 (RPA 99/2003)

$C_p = 0.80$ élément en console tableau 6.1 (RPA 99/2003) donc :

$$F_p = 4 \times 0.1 \times 0.80 \times 1874.5 \quad \Rightarrow \quad F_p = 600 \text{ N/ml.}$$

$$F = \max(Q, F_p) \quad \Rightarrow \quad F = F_p = 1000 \text{ N/ml.}$$

$$G = 1874.50 \text{ N/ml} \quad Q = 1000 \text{ N/ml.}$$

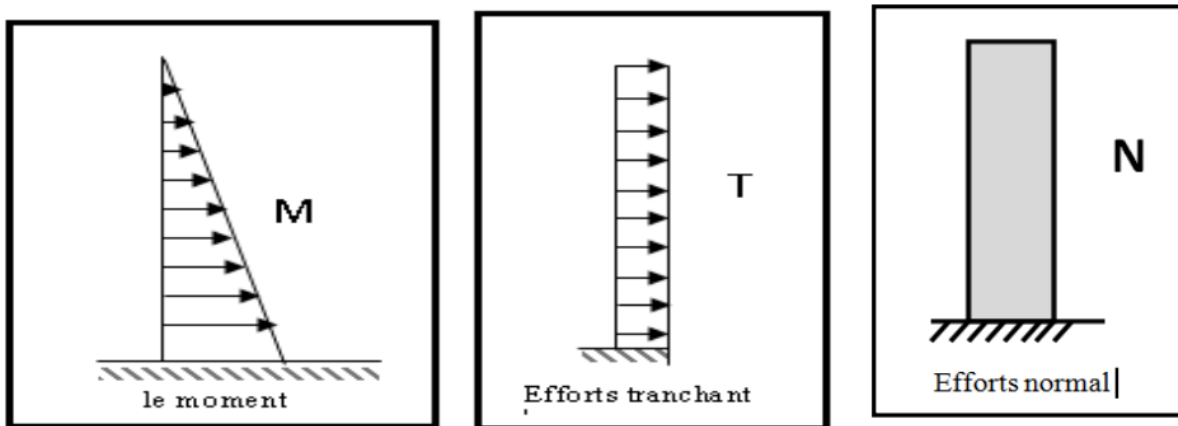


Figure III.2.1 : Schéma statique des M, T, N

III.2.3. Sollicitations:

La section la plus dangereuse se trouve au niveau d'encastrement (à la base)

$$M = q \times h = 1000 \times 0.6 = 600 \text{ N.ml}$$

$$N_u = g = 1874.50 \text{ N.}$$

$$T = F_P = 1000 \text{ N.}$$

III.2.4. Combinaisons d'action :

E.L.U :

$$N_u = 1 \times N_G = 1874.5 \text{ N/ml} ;$$

On ne le majore pas puisque le poids du béton travaille dans le sens favorable.

$$M_u = 1.5 M = 1.5 \times 600 = 900 \text{ N.m}$$

$$T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1000 = 1500 \text{ N}$$

E.L.S :

$$N_{ser} = N_G = 1874.50 \text{ N/ml}$$

$$M_{ser} = M = 879.60 \text{ N.m}$$

- Résultats

	E.L.U	E.L.S
N (N/ml)	1874.50	1874.50
M (N.m)	900	600
T (N)	1500	/

Tableau III.2.1 : Combinaisons d'action

III.2.5. Calcul du ferrailage

La section de calcul est rectangulaire de largeur $b = 100 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 10 \text{ cm}$

On adopte l'enrobage des armatures exposé aux intempéries.

1- Armatures longitudinales :

a- ELU

a.1 : Détermination de l'excentricité du centre de pression :

$$e = \max \left(e ; \frac{h}{2} \right)$$

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

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{900}{1874.5} = 0.48 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.05 \text{ m}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section. Donc la section est partiellement comprimée, et par conséquent elle sera calculée en flexion simple soumise à un moment M_1 égale au moment par rapport aux armatures tendues.

a.2 : Détermination de la section des armatures à la flexion simple :

$$M_{cal} = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 900 + 1874.5(0.05 - 0.03) = 937.49 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_{cal}}{f_{bu} \times b \times d^2} \quad \text{avec : } f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{937.49}{14.2 \times 100 \times 7^2} = 0.0134 < 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$)

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] = 0.01686$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 6.95 \text{ cm}$$

$$A_1^u = \frac{M_{cal}}{\sigma_s \times Z_u} = \frac{937.49}{348 \times 6.95} = 0.387 \text{ cm}^2$$

Avec : État limite ultime: la contrainte de l'acier est : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 384 \text{ Mpa}$

a.3 : Détermination de la section des armatures à la flexion composée :

N est un effort de compression $\rightarrow A^u = A_1^u - \frac{N}{100 \times \sigma_s}$ $A' = A'_1 = 0$

$$A^u = 0.387 - \frac{1874.5}{100 \times 348} = 0.334 \text{ cm}^2$$

M_{cal}	μ	α	Z	$A_1^U (\text{cm}^2)$	$A^u \text{cm}^2$
937.49	0.01686	0.024	6.95	0.387	0.334

Tableau III.2.2 : Armatures longitudinales E.L.U

a.4 : Vérification :

- ELU :

Condition de non Fragilité : BAEL (A.4.2.1)

$$A_{min} \geq 0,23 * b * d * \frac{f_{t28} * \frac{eG - 0,455d}{f_e}}{eG - 0,185d}$$

$$A_{min} \geq 0,23 * 100 * 7 * \frac{2,1}{400} * \frac{48 - 0,455 * 7}{48 - 0,185 * 7} = 0.845 \text{ cm}^2$$

Avec : $f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ Mpa}$

$$A_{min} = 0.845 \text{ cm}^2$$

b- E.L.S :

b-1 : La contrainte de traction d'armature : BAEL91 A.4.5,33)

$$\text{Fissurations Préjudiciables : } \bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right)$$

η : coeff. de fissuration = 1.6 pour les barres HA.

$$\bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110 \times \sqrt{1.6 \times 2.1}\right) \Rightarrow \bar{\sigma}_s \leq \min(266.66; 201.63)$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa}$$

b-2 : Détermination de l'excentricité du centre de pression

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{600}{1847.5} = 0.32 \text{ m}$$

La section est partiellement comprimée.

b-3 : Détermination de la section des armatures à la flexion simple

$$M_{cal} = M_{ser} + N_{ser} \left(\frac{h}{2} - c\right) = 600 + 1874.5 (0.05 - 0.03) = 636.95 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_{cal}}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} \text{ avec : } \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{636.95}{15 \times 100 \times 7^2} = 0.0086 < 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$)

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu}] = 0.0108$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 6.97 \text{ cm}$$

$$A^{ser} = \frac{M_{cal}}{\sigma_s \times Z_u} = \frac{636.95}{201.63 \times 6.97} = 0.453 \text{ cm}^2$$

a-Conditions de non fragilité : BAEL91 (A.4.2, 1).

- Section minimale d'armatures :

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

$$A_{min} \geq 0,23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} = 0.845 \text{ cm}^2$$

b-Pourcentage minimal d'armature longitudinale

$$A_L \geq 0.0025bh = 0.0025 \times 100 \times 10$$

$$A_L \geq 2.5 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = \max (A_{cal} ; A_{min} ; A_L)$

$$A = A_L = 2.5 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A = 5\text{Ø}8 = 2.51 \text{ cm}^2$

III.2.6 : Vérification de l'effort tranchant : BAEL (A.5.1,1)

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1500}{1000 \times 70} = 0.0214$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min(3.3 ; 5 \text{ MPa}) \text{ Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\tau_u = 0.0214 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.3 \text{ Mpa} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée})$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

a : Armatures de répartition : BAEL(A.8.2.41)

$$A_r = (1/4 ; 1/2) A_l$$

$$A_r = (0,625 ; 1,25)$$

On adopte : $A_r = 4\text{Ø}6 = 1.13 \text{ cm}^2$.

b : Espacement des armatures : BAEL(B.5.3.3)

$$S_t \leq \min (3.h ; 33 \text{ cm}) = \min (30 ; 33) \text{ cm}.$$

$$A = 5 \text{ HA}8 = 2.51 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$A_r = 3HA6 = 0,85 \text{ cm}^2 \dots \dots S_t = \frac{54}{3} = 18 \text{ cm}$$

III.2.7 : Présentation du ferrailage

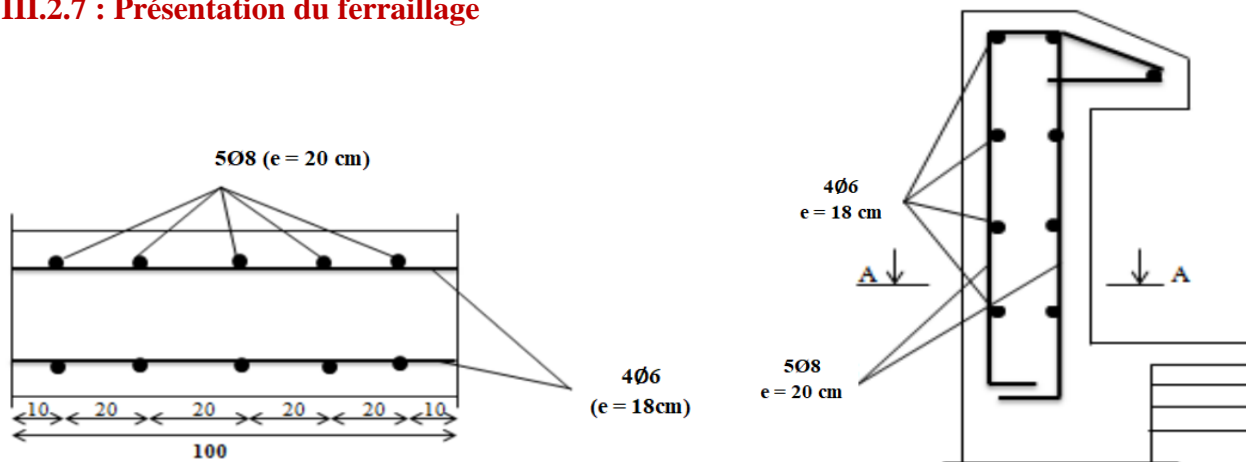


Figure III.2.2 : Schéma du ferrailage de l'acrotère.

III.3 : Etude du balcon

Le balcon est une dalle pleine en béton armée, encastree dans une poutre de rive.

Méthode de calcul :

Le calcul se fait sur une bande de 1 m de largeur d'une section rectangulaire travaillant à la Flexion simple dû à:

G : Poids propre de la console.

Q : Surcharge d'exploitation.

P : charge concentrée due aux poids des murs extérieurs et de l'acrotère.

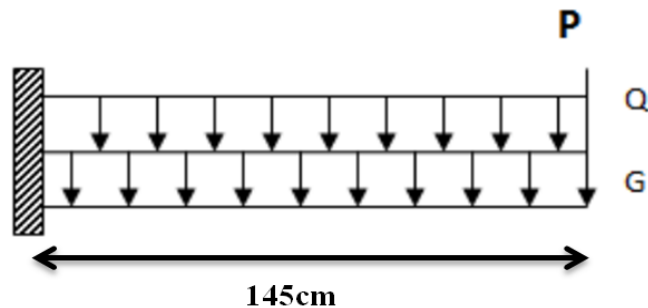


Figure. III.3.1: Schéma statique des charges du balcon.

$L_x = 1.52 \text{ m}$.

$L_y = 3.60\text{m}$.

III.3.1 : Calcul des sollicitations

- **Balcon étage courant :**

$G = 5.25 \text{ KN/m}^2$ (charges permanentes).

$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$ (surcharges d'exploitation).

$P = 1.752 \text{ KN/ml}$ (poids du mur extérieur 10 cm).

- **Balcon terrasse :**

$G = 7.04 \text{ KN/m}^2$ (charges permanentes).

$Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$ (surcharges d'exploitation).

$P = 1.8745 \text{ KN/ml}$ (poids de l'acrotère)

$$Q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$Q_s = G + Q$$

$$P_u = 1.35 P$$

$$P_s = P$$

	Q_u (KN/m)	Q_s (KN/m)	P_u (KN/m)	P_s (KN/m)
Balcon étage courant	12.33	8.75	2.365	1.752
Balcon terrasse	11.00	8.04	2.530	1.874

Tableau III.3.1 : Charges et surcharges au niveau du balcon

III.3.2 : Calcul des moments :

$$M_u = \frac{q_u \times l_x^2}{2} + p_u \times l_x \quad ; \quad M_{ser} = \frac{q_{ser} \times l_x^2}{2} + p_s \times l_x$$

$$V_u = q_u \times l + P_u$$

Tableau III.3.2 : résultants calcul des sollicitations

	M_u (KN.m)	M_s (KN.m)	V_u (KN)
Etage courant	17.83	12.77	21.10
Terrasse	16.55	12.13	19.25

III.3.3 : Calcul du ferrailage:

- **ELU**

- **L'enrobage:** $C \geq C_0 + \frac{\phi}{2}$

On prend: $C = 2 \text{ cm}$; $d = h - C = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$.

- **Armatures longitudinales**

$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$; $\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$

$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} \times b \times d^2}$; $\mu_l = 0.392$

Si : $\mu < \mu_l \rightarrow A^* = 0$: les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu}]$; $Z_u = d(1 - 0.4\alpha)$

$A_{scal} = \frac{M_u}{\bar{\sigma}_s \times Z_u}$

	M_u(KN.m)	μ	A*	α	Z_u(cm)	A_{cal}(cm²)
Etage courant	17.83	0.074	0	0.096	12.50	4.09
Terrasse	16.55	0.068	0	0.088	12.54	3.79

Tableau III.3.3: Armatures longitudinales E.L.U

III.3.4 : Vérification :

1- Vérification à l'E.L.S

D'après le (BAEL91) .Tant que la section est rectangulaire est soumise à la flexion simple et les armatures sont de classe FeE400.

$\alpha \leq \bar{\alpha} = \left(\frac{\gamma-1}{2}\right) + \left(\frac{f_{c28}}{100}\right) \dots \dots \dots \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$

	M_u (N.m)	M_{ser}(N.m)	γ	f_{c28} (MPa)	ᾱ	α	Condition
Etage courant	17.83	12.77	1.39	25	0.445	0.0125	Vérifiée
Terrasse	16.55	12.13	1.36	25	0.43	0.0105	Vérifiée

Tableau III.3.4 : Vérification de la contrainte.

2- Vérification à l'E.L.U

a-Conditions de non fragilité : BAEL91 (A.4.2, 1).

- Section minimale d'armatures :

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

$A_{min} \geq 0,23 \times 100 \times 14 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$

b-Pourcentage minimal :BAEL 91 (art B.6.4).

$A_L \geq 0,001 \times b \times h$

$A_L \geq 0,001 \times 100 \times 15 = 1.50 \text{ cm}^2$

Donc $A = \max(A_{cal}; A_{min}; A_L)$

Élément	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_L(cm^2)$	$A_{max}(cm^2)$	$A_{adp}(cm^2)$
Etage courant	4.09	1.57	1.5	4.09	6HA10=4.71
Terrasse	3.79	1.57	1.5	3.79	5HA10=3.93

Tableau III.3.5 : Ferrailage du balcon

c - Contrainte de cisaillement : BAEL 91

$$\bar{\tau}_u \leq \tau_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = \min(3.3; 5MPa) \text{ Fissuration peu préjudiciable}$$

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

Tableau III.3.6 : Récapitulatif des résultats dus à la contrainte de cisaillement

	T_u	B	D	τ_u	$\bar{\tau}_u$	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
Etage courant	19.25	1000	130	0.148	2.5	Condition Vérifiée
Terrasse	21.10	1000	130	0.162	2.5	Condition Vérifiée

3- Armature de réparation :

- Etage courant :

$$A_T = \frac{A_L}{4} = 1.17 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_T = 5T6 = 1.41 \text{ cm}^2$.

- Terrasse :

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

On adopte : $A_T = 4T6 = 1.13 \text{ cm}^2$.

4- Espacement entre les armatures

- Armature longitudinal : $S_t \leq \min(3h, 33cm) = \min(45, 33cm)$

$$S_t \leq \frac{100}{5} = 20cm \leq 33 \text{ cm} \quad (\text{Condition vérifié}).$$

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

- Armature de répartition :

Armatures transversales : $S_t \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = \min(60, 45cm)$

Armatures transversales : $S_t \geq \frac{100}{4} = 25cm \leq 45 \text{ cm}$ (Condition vérifiée).

Soit : $S_t = 25 \text{ cm}$.

5- Condition de flèche :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées.

Etage courante :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{152} = 0.098 \geq \frac{1}{16} = 0.06 \text{ Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{d \cdot b} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.09}{1000 \cdot 140} = 0.003 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \text{ Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \Rightarrow \frac{15}{152} = 0.098 \geq \frac{1 \times 0.85 \times 17.83}{10 \times 17.83} = 0.085 \text{ Condition vérifiée}$$

Alors les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'impose pas.

Terrasse :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{152} = 0.098 \geq \frac{1}{16} = 0.06 \text{ Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{d*b} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.93}{1000*140} = 0.003 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \text{ Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \Rightarrow \frac{15}{152} = 0.098 < \frac{1 \times 0.85 \times 16.55}{10 \times 16.55} = 0.085 \text{ Condition vérifiée}$$

Alors les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

III.3.5 : Dessin de ferrailage du balcon

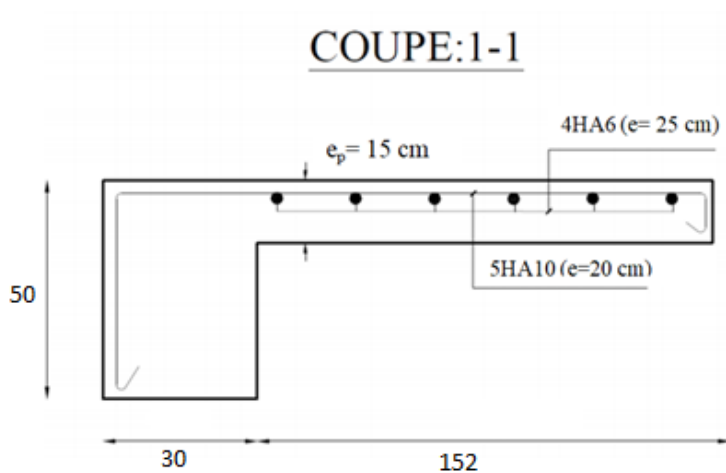
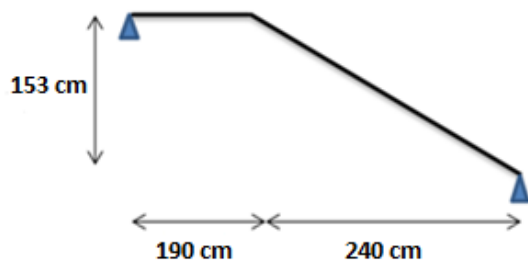


Figure III.3.2 : Ferrailage du balcon.



III.4. Etude d'escalier

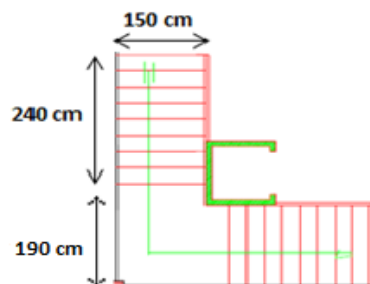


Figure III.4.1 : Schéma statique des escaliers.

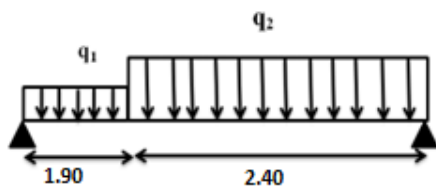


Figure III.4.2 : Schéma des escaliers

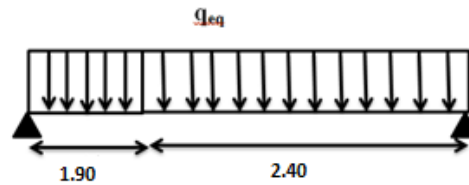


Figure III.4.3 : Charges sur les escaliers.

III.4.1 : Détermination des sollicitations

- La charge équivalente : $q_{eq} = \frac{\sum q_i \times l_i}{l_i}$
- Le moment isostatique : $M_o = P_{eq} \frac{L^2}{8}$
- L'effort tranchant : $T_u = P_{eq} \times \frac{L}{2}$

1 : Evaluation des charges

	G(KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Volée	7.57	2.5
Palier	4.96	2.5

Tableau III.4.1 : Evaluation des charges

2 : Combinaison des charges :

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.

Volée	ELU	P_u	13.97 KN/m
	ELS	P_s	10.07 KN/m
Palier	ELU	P_u	10.30 KN/m
	ELS	P_s	7.46 KN/m

Tableau III.4.2: Calcul des sollicitations.

- **La charge équivalente :**

$$\text{ELU : } q_{\text{éq}} = \frac{\sum q_i \times l_i}{l_j} = \frac{13.97 \times 2.4 + 10.30 \times 1.9}{2.4 + 1.9} = 12.34 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{\text{éq}} = \frac{\sum q_i \times l_i}{l_j} = \frac{10.07 \times 2.4 + 7.46 \times 1.9}{2.4 + 1.9} = 8.91 \text{ KN/ml}$$

3 : Moments et Effort Tranchants :

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_{\text{éq}} \cdot l^2}{8}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.85 M_0$$

$$\text{Moment sur appui : } M_a = 0.3 M_0$$

	$q_{\text{éq}}$ (kN/m)	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	T_u (KN)
ELU	12.34	28.52	24.24	8.556	26.53
ELS	8.91	20.59	17.50	6.17	19.15

Tableau III.4.3: Effort interne dans les escaliers.

III.4.2 : Calcul du ferrailage :

Le calcul du ferrailage se fera sur une section rectangulaire de largeur $b = 100$ cm de hauteur $h = 16$ cm.

- **L'enrobage:** $C \geq C_0 + \frac{\phi}{2}$

$C_0 = 1$ cm (fissuration peu préjudiciable).

$$\phi = \frac{h}{10} = \frac{16}{10} = 1.6 \text{ cm} \quad C \geq 1 + \frac{1.6}{2} = 1.8 \text{ cm}$$

Donc on adopte : $C = 2$ cm \longrightarrow $d = h - c = 16 - 2 = 14$ cm.

1- Armatures longitudinales (à l'ELU)

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{1.5} = 14.20 \text{ Mpa}; \quad \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} \times b \times d^2}; \quad \mu_l = 0.392$$

Si : $\mu < \mu_l \rightarrow A^* = 0$: les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu}] \quad ; \quad Z_u = d (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_{su} = \frac{M_u}{\bar{\sigma}_s \times Z_u}$$

		M	μ	A^*	α	Z_u	A_{su}
Type01	Travée	24.24	0.087	0	0.113	13.367	5.21

	Appui	8.556	0.024	0	0.030	13.832	1.77
--	-------	-------	-------	---	-------	--------	------

Tableau III.4.4 : Armatures longitudinales E.L.U

III.4.3 : Vérification :

1- Vérification à l'E.L.S

D'après le BAEL99

- La fissuration est peut nuisible → Il n'y a aucune vérification concerne σ_s .
- La vérification de la contrainte maximale du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha}$$

Avec :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \dots \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

	Mu (KN.m)	Mser(KN.m)	γ	f_{c28}	$\bar{\alpha}$	α	$\alpha \leq \bar{\alpha}$
Travée	24.24	17.50	1.39	25	0.445	0.113	Condition vérifiée
Appui	8.556	6.17	1.39	25	0.445	0.030	Condition vérifiée

Tableau III.4.5 : Vérification de la contrainte.

2- Vérification à l'E.L.U

a- Conditions de non fragilité : BAEL91 (A.4.2, 1).

$$A^1_{\min} \geq 0,23 \times b \times d \times (f_{t28}/f_c)$$

$$A^1_{\min} \geq 0,23 \times 100 \times 14 \times 2.1/400 = 1.69 \text{ cm}^2$$

b- Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4).

$$A^2_{\min} \geq 0,001 \times b \times h$$

$$A^2_{\min} \geq 0,001 \times 100 \times 16 = 1.60 \text{ cm}^2$$

		A _{su}	A _{min}	A ² _{min}	A _{max}	A _{odp} cm ²
Type01	Travée	5.21	1.69	1.6	5.21	5HA12=5.65
	Appui	1.77	1.69	1.6	1.77	4HA10=3.14

Tableau III.4.6 : Ferrailage des escaliers.

c- Vérification au cisaillement:

$$\bar{\tau}_u \geq \tau_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{27.32 \times 10^3}{1000 \times 140} = 0.170 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa}\right) = \min(3.3; 5 \text{ Mpa}) \quad \text{Fissuration peu préjudiciable}$$

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

$$\bar{\tau}_u = 3.3 \text{ Mpa} \geq \tau_u = 0.195 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d- Armature de répartition : BAEL 99 (Article A.8.2.41)

$$A_T = \frac{A_L}{4}$$

En Travée: $A_T = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$

Soit : $A_r = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$.

Sur appui : $A_T = \frac{3.14}{4} = 0.782 \text{ cm}^2$: **Soit** : $A_r = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$.

e- Espacement entre les armatures : BAEL99 (Article A.8.2, 42)

Espacement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- **Armatures longitudinales:** $St \leq \text{Min} (3h ; 33 \text{ cm}) = \text{Min} (48 ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Sur appui $St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$ **condition vérifiée**

En travée $St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$ **condition vérifiée**

- **Armature de répartition:** $St \leq \text{Min} (4h ; 45 \text{ cm}) = \text{Min} (72 ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

Sur appui $St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm}$ **condition vérifiée**

En travée $St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm}$ **condition vérifiée**

f- Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{16}{430} = 0.037 \leq \frac{1}{16} = 0.06 \text{ Condition non vérifiée}$$

$$\frac{A}{d*b} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{565}{1000*140} = 0.004 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \text{ Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \Rightarrow \frac{16}{430} = 0.037 \leq \frac{1*24.24}{10*28.52} = 0.084 \quad \text{Condition non vérifiée}$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche

Flèche totale :

$$Y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} = \frac{bh \frac{h}{2} + \eta A_s d}{bh + \eta A_s}; \text{ Avec : } \eta \text{ coefficient d'équivalence } (\eta = 15)$$

$$Y_G = \frac{100*16*\frac{16}{2} + 15*5.65*14}{100*16 + 15*5.65} = 8.30$$

$$Y'_G = h - Y_G = 7.70 \text{ cm}$$

$$\delta = d - Y_G = 14 - 8.30 = 6.70 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie de la section homogène :**

$$I_0 = \frac{b * h^3}{12} + b * h * \left[\left(\frac{h}{2} - Y_g \right) \right]^2 + \eta * A * (d - Y_G)^2$$

$$I_0 = \frac{100*16^3}{12} + 100 * 16 * \left[\left(\frac{16}{2} - 8.30 \right) \right]^2 + 15 * 5.65 * (14 - 8.30)^2 = 38081.760 \text{ cm}^2$$

- **Déformations instantanées :**

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \rho}$$

$$\rho = \frac{A}{d \times b_0} = \frac{5.65}{14 \times 100} = 0.0040$$

Pour les déformations instantanées : $b_0 = b$; $f_{t28} = 2.1$ Mpa

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{100}{100}\right) \times 0.0040} = 5.25$$

- **Déformation de longue durée :**

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{100}{100}\right) \times 0.0040} = 2.1$$

- **Calcul du moment fléchissant d'ELS :**

$$g = \frac{(G_{\text{palier}} \times L_{\text{palier}}) + (G_{\text{paillasse}} \times L_{\text{paillasse}})}{(L_{\text{palier}} + L_{\text{paillasse}})}$$

g : c'est l'ensemble de la charge permanent

J : charge permanente sans revêtement.

ρ : C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supporté par l'élément considéré.

$$g = \frac{(4960 \times 1.9) + (7570 \times 2.4)}{(1.9 + 2.4)} = 6416.74 \text{ N/ml}$$

$$j = \frac{(4000 \times 1.9) + (6610 \times 2.4)}{(1.9 + 2.4)} = 5456.74 \text{ N/ml}$$

$$\rho = g + Q = 6416.74 + 2500 = 8916.74 \text{ N/ml}$$

$$M_g = \frac{0.85 \times g \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 6416.74 \times 4.3^2}{8} = 12606.08 \text{ N.m}$$

$$M_j = \frac{0.85 \times j \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 5456.74 \times 4.3^2}{8} = 10720.10 \text{ N.m}$$

$$M_\rho = \frac{0.85 \times \rho \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 8916.74 \times 4.3^2}{8} = 17517.49 \text{ N.m}$$

- **Calcul des contraintes des tractions effectives de l'armature**

Pour une section rectangulaire à la flexion simple, on appliquant la formule (61)

(P. Charon) pour déterminer les contraintes en a :

$$\rho_1 = 100 \times \rho = 0.40 \quad \Rightarrow \quad \beta_1 = 0.908$$

$$\sigma_s^g = \frac{M_g}{A \times \beta \times d} = \frac{12606.08}{5.65 \times 0.908 \times 14} = 175.516$$

$$\sigma_s^j = \frac{M_j}{A \times \beta \times d} = \frac{10720.10}{5.65 \times 0.908 \times 14} = 149.25$$

$$\sigma_s^\rho = \frac{M_\rho}{A \times \beta \times d} = \frac{17517.49}{5.65 \times 0.908 \times 14} = 243.89$$

- **Calcul du coefficient μ :**

$$\mu_g = 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s^g + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0040 \times 175.516 + 2.1} \right] = 0.251 \text{ N/ml}$$

$$\mu_j = 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s^j + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0040 \times 149.25 + 2.1} \right] = 0.181 \text{ N/ml}$$

$$\mu_p = 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s^p + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0040 \times 243.89 + 2.1} \right] = 0.387 \text{ N/ml}$$

Donc :

$$I_v^g = \frac{(1.1I_0)}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{(1.1 \times 38\,081.760)}{1 + 2.1 \times 0.251} = 27431.036 \text{ cm}^4$$

$$I_i^g = \frac{(1.1I_0)}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{(1.1 \times 38\,081.760)}{1 + 5.25 \times 0.251} = 18073.53 \text{ cm}^4$$

$$I_i^j = \frac{(1.1I_0)}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{(1.1 \times 38\,081.760)}{1 + 5.25 \times 0.181} = 21479.264 \text{ cm}^4$$

$$I_i^p = \frac{(1.1I_0)}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{(1.1 \times 38\,081.760)}{1 + 5.25 \times 0.387} = 13817.081 \text{ cm}^4$$

- Calcul de la flèche :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.2 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL 91.art A.2.1.21})$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL 91.art A.2.1.22})$$

$$f_v^g = \frac{M_g \times l^2}{10 E_v \times I_{fv}^g} = \frac{[12606.08 \times (430^2)]}{[10 \times 10818.87 \times 27431.036]} = 0.78 \text{ cm}$$

$$f_i^g = \frac{M_g \times l^2}{10 E_i \times I_{fi}^g} = \frac{[12606.08 \times (430^2)]}{[10 \times 32164.2 \times 18073.53]} = 0.26 \text{ cm}$$

$$f_v^j = \frac{M_j \times l^2}{10 E_v \times I_{fv}^j} = \frac{[10720.10 \times (430^2)]}{[10 \times 10818.87 \times 21479.264]} = 0.85 \text{ cm}$$

$$f_i^p = \frac{M_p \times l^2}{10 E_i \times I_{fi}^p} = \frac{[17517.49 \times (430^2)]}{[10 \times 32164.2 \times 13817.081]} = 0.72 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = f_v^g - f_v^j + f_i^p - f_i^g = 0.78 - 0.26 + 0.85 - 0.72 = 0.65 \text{ cm}$$

$$\Delta f_t = 0.65 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{430}{500} = 0.86 \text{ cm}$$

Alors la condition de flèche est vérifiée.

III.4.4 : Présentation du ferrailage

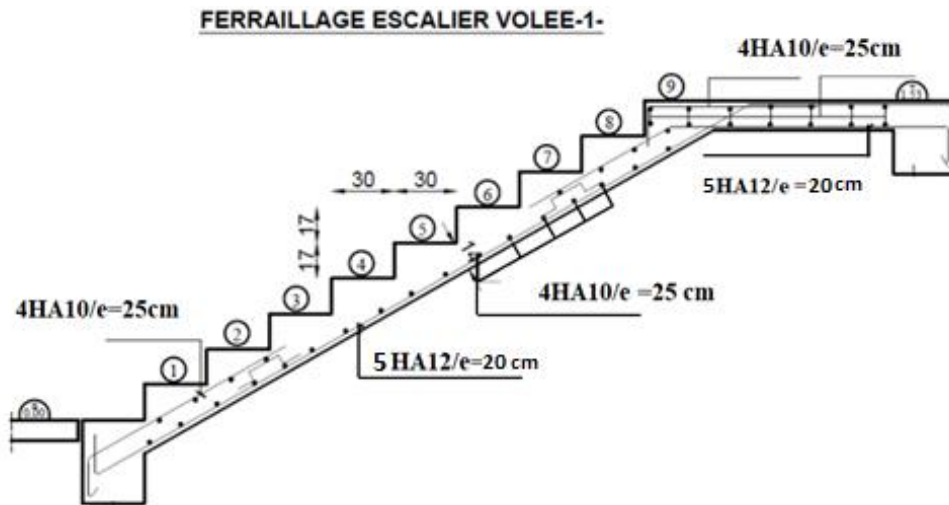


Figure III.4.4 : Schéma du ferrailage des escaliers.

III.5 : Etude des planchers

III.5.1 : Introduction

Le plancher est une aire horizontale séparant deux niveaux, il assure les fonctions suivantes :

- Porte les charges et les surcharges des bâtiments.
- Assure l'isolation thermique et phonique entre les différents niveaux.
- Participe à la résistance des ossatures aux efforts horizontaux.
- Dans notre étude, le plancher est composé par des corps creux et une dalle de compression y compris les nervures (poutrelles).

III.5.2 : Méthode de calcul

Plusieurs méthodes peuvent être utilisées dans le calcul des éléments secondaires d'un bâtiment, nous citerons comme exemple la méthode forfaitaire et la méthode exacte et de Caquot. Le bon choix de la méthode de calcul permet d'aboutir de bons résultats c'est-à-dire la détermination de la section nécessaire d'armature pour chaque élément secondaire. On va utiliser la méthode forfaitaire si les conditions d'application sont remplies, sinon on prend la méthode de Caquot.

a- Méthode forfaitaire :

Pour déterminer les moments en appuis et en travées, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les conditions suivantes à vérifier :

- La fissuration n'est pas préjudiciable.
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.
- Les charges d'exploitation sont modérées $\left\{ \begin{array}{l} Q \leq 2G \\ Q \leq 5000 \text{ N/m}^2 \end{array} \right\}$
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre : $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$

b- Méthode de Caquot :

Condition d'application :

- Les charges d'exploitation sont modérées $\left\{ \begin{array}{l} Q \leq 2G \\ Q \leq 5000 \text{ N/m}^2 \end{array} \right\}$
- Les charges permanentes et d'exploitation sont élevées.
- Les moments d'inertie de la section des poutres ne sont pas constants.

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

Etage courant

1- $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \{2G = 10.64 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{ KN/m}^2\}$ Condition vérifiée

Terrasse

$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq \{2G = 12.62 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{ KN/m}^2\}$ Condition vérifiée

2- Les moments d'inertie constante $I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \text{Constante}$Condition vérifiée

3-

$0.8 \leq \frac{550}{650} = 0.84 \leq 1.25$ Condition vérifiée

$0.8 \geq \frac{650}{420} = 1.51 \leq 1.25$ Condition non vérifiée

4- La fissuration est peu nuisible Condition vérifiée

Cette méthode n'est pas applicable car la 3ème condition n'est pas vérifiée c'est à dire:

$0.8 \geq \frac{650}{420} = 1.51 \leq 1.25$ condition non vérifiée

Donc on utilise la méthode de Caquot.

III.5.3 : Méthode de Caquot

1- Moment en appui :

$$M = \frac{q_g \cdot L'^3 + q_d \cdot L'^3}{8.5 \cdot (L'_g \cdot L'_d)}$$

M : Moment à l'appui 2.

L'_g et L'_d : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

q_g et q_d : Charges uniformes à gauche et à droite respectivement.

Avec : $L' = 0.8 \cdot l$ Pour une travée intermédiaire.

$L' = l$ Pour une travée de rive.

2- Moment en travée

$$M_t = M_0 + \frac{M_g + M_d}{2}$$

Avec : M_g, M_d : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.

$M_0 = \frac{q l^2}{8}$: Moment isostatique.

3- Effort tranchant :

$$V_g = \frac{M_g + M_d}{l} - \frac{q \cdot l}{2}$$

$V_d = V_g + q \cdot l$

4- Évaluation des charges et surcharges

$P_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.65$

$PS = (G + Q) \times 0.65$

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	q _u (KN/ml)	q _s (KN/ml)
Etage courante	5.72	1.5	6.48	4.69
Terrasse	6.71	1.00	6.85	5.01

Tableau III.5.1 :Récapitulatif des résultats

- Types des nervures :

Nous avons un type de poutrelles continues dans le plancher - étage courant et le plancher terrasse.

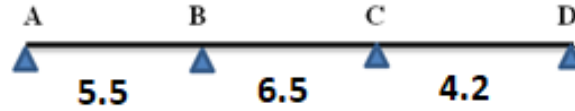


Figure III.5.1 :Type de nervures

III.5.4 : Calcul des moments et les efforts tranchants des poutrelles

Moment en appui : $M_a = \frac{q_g * L'^3 + q_d * L'^3}{8.5 * (L'_g * L'_d)}$

Moment en travée $M_t = M_0 + \frac{M_g + M_d}{2}$

Effort tranchant : $V_g = \frac{M_g + M_d}{1} - \frac{q * l}{2}$ $V_d = V_g + q * l$

Terrasse :

ELU

Travée	L (m)	L' (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M appui(KN.m)	M _{travée} (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	5.50	5.50	6.85	25.90	A= - 00	14.34	-23.04	14.63
					B= - 23.12			
B-C	6.50	5.20	6.85	36.17	B= - 23.12	15.15	-28.72	16.10
					C= - 18.91			
C-D	4.20	4.20	6.85	15.03	C= - 18.91	5.57	-18.88	9.88
					D= - 00			

ELS

Travée	L (m)	L' (m)	q _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M appui(KN.m)	M _{travée} (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
A-B	5.50	5.50	5.01	18.94	A= 00	10.48	- 16.85	10.70
					B= - 16.91			
B-C	6.50	5.20	5.01	26.45	B= - 16.91	12.08	- 20.70	11.86
					C= - 11.82			
C-D	4.20	4.20	5.01	13.17	C= - 11.82	7.26	- 13.33	7.71
					D= - 00			

III.5.5 : Calcul du ferrailage

On va calculer le ferrailage de la nervure la plus sollicitée, pour le plancher terrasse et plancher -

étage courant.

- **Caractéristiques géométriques des poutrelles :**

$h_t = 24\text{cm}$; $b_0 = 10\text{ cm}$
 $h_0 = 4\text{cm}$; $b = 65\text{ cm}$

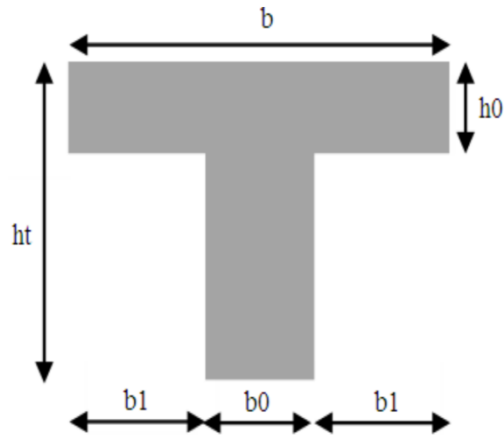


Figure III.5.2 :Section du ferrailage de la poutrelle

Tableau III.5.2 :récapitulatif des résultants

	$M_{\max}^a(\text{KN.m})$	$M_{\max}^t(\text{KN.m})$	$V_{\max}(\text{KN})$
E.L.U	23.12	15.15	16.10
E.L.S	16.91	12.08	-

- **L'enrobage:** $C \geq C_0 + \frac{\phi}{2}$

$C_0 = 1\text{cm}$ (fissuration peu préjudiciable).

$$\phi = \frac{h}{10} = \frac{24}{10} = 2.4\text{ cm}$$

$$C \geq 1 + \frac{2.4}{2} = 2.2$$

Donc on adopte : $C = 3\text{cm}$ $\longrightarrow d = h - c = 24 - 3 = 21\text{ cm}$.

1- Calcul des armatures longitudinales

a- E.L.U :

En Travée :

Le moment fléchissant M_0 équilibré par la table est :

$$M_0 = f_{bu} * b * h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_0 = 14.2 * 65 * 4 \left(21 - \frac{4}{2} \right) = 70148\text{ N.m}$$

$$M_{\max}^t = 15150\text{ N.m} \leq M_0 = 70148\text{ N.m}$$

Donc, seulement une partie de la table est comprimée et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65\text{ cm}$.

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{1.5} = 14.2\text{ MPa} \quad ; \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} * b * d^2} ; \mu_1 = 0.392$$

Si : $\mu < \mu_l \rightarrow A^* = 0$: les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu}] \quad ; \quad Z_u = d (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_{scal} = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z_u}$$

	M _{max}	μ	μ _l	A*	α	Z _u (cm)	A _{cal} (cm ²)
Travée	15.15	0.037	0.392	0	0.047	20.60	2.11
Appui	23.12	0.056	0.392	0	0.072	20.39	3.25

Tableau III.5.3: Armatures longitudinales E.L.U

III.5.6 : Vérification :

1- Vérification à l'E.L.S

La fissuration est peut nuisible → Il n'y a aucune vérification concernant σ_s.

La vérification de la contrainte maximale du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée : α ≤ ᾱ

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \left(\frac{\gamma-1}{2}\right) + \left(\frac{f_{c28}}{100}\right) \dots \dots \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

	M _u (N.m)	M _{ser} (N.m)	γ	f _{c28} (MPa)	ᾱ	α	Condition
Travée	15.15	12.08	1.25	25	0.375	0.047	Vérifiée
appui	23.12	16.91	1.36	25	0.430	0.072	Vérifiée

Tableau III.5.4 : Vérification de la contrainte.

2- Vérification à l'E.L.U

a- Conditions de non fragilité : BAEL91 (A.4.2, 1).

- **Section minimale d'armatures : BAEL91 (A.4.2, 1).**

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

$$\text{En travée : } A_{min} \geq 0,23 \times 65 \times 21 \times \frac{2,1}{400} = 1.64 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appui : } A_{min} \geq 0,23 \times 10 \times 21 \times \frac{2,1}{400} = 0.25 \text{ cm}^2$$

b- Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4).

$$A_L \geq 0,001 \times b \times h$$

$$\text{En travée : } A_L \geq 0,001 \times 65 \times 24 = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appui : } A_L \geq 0,001 \times 10 \times 24 = 0.24 \text{ cm}^2$$

Tableau III.5.5 : Récapitulatif A = max (A_{cal}; A_{min}; A_L)

	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _L (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
Travée	2.11	1.64	1.56	2.11	2HA12 = 2.26
Appui	3.25	0.25	0.24	3.25	1HA14+1HA16 = 3.55

c- Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL91

$$\bar{\tau}_u \geq \tau_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{16.10 \times 10^3}{100 \times 210} = 0.766 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa}\right) = \min(3.33; 5 \text{ Mpa}) \text{ Fissuration peu préjudiciable}$$

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

$$\bar{\tau}_u = 3.3 \text{ Mpa} \geq \tau_u = 0.766 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

d- Diamètre minimal : BAEL91 (Article A.7.2, 2)

$$\phi t \leq \min\left(\frac{ht}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right)$$

$$\phi t \leq \min\left(\frac{240}{35}; 14; \frac{100}{10}\right) = \min(6.85; 14; 10)$$

$$\phi t \leq 6.85 \text{ mm} \quad \text{Soit } \phi t = 6 \text{ mm}$$

Donc on adopte des cadres $\phi 6$ où : $A_t = 2\phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$ de nuance FeE235

e- Espacement des cadres S_t : BAEL99 (Article A.5.1, 22)

$$S_{t1} \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = \min(18.9; 40) \text{ cm} \quad S_{t1} = 16.20 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \cdot b_0} = \frac{0.57 \cdot 235}{0.4 \cdot 10} = 33.48 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(18.9; 33.48) \rightarrow S_t \leq 18.90 \text{ cm}$$

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

f- Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : BAEL91 (A.5.1, 313)

Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie qu'on a :

$$V_u \leq \frac{0.8 \times b_0 \times a \times f_{c28}}{\gamma_b \times 2}$$

Au maximum $a = 0.9d = 0.9 \times 21 = 18.90 \text{ cm}$

$$V_u = 16.10 \times 10^3 \text{ N} \leq \frac{0.8 \times 10 \times 18.90 \times 2500}{1.5 \times 2} = 126000 \text{ N} \dots \dots \text{CV Condition vérifiée}$$

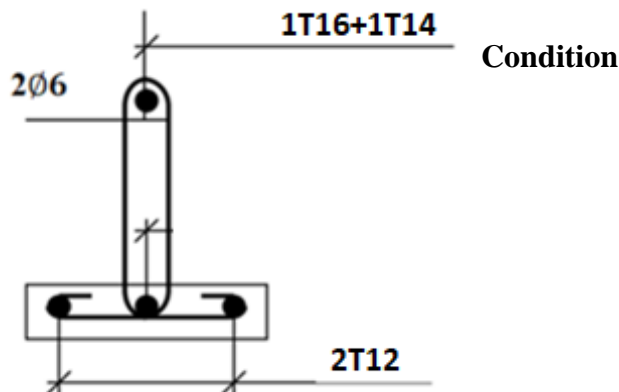
Au droit de l'appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit être telle

$$\text{que l'on ait : } A \geq \gamma_s \frac{V_s}{f_e}$$

$$A = 3 \text{ HA}14 = 3.55 \text{ cm}^2$$

$$A \geq 1.15 \times \frac{16.10 \times 10^3}{400} = 46.28 \text{ mm}^2$$

$$A = 355 \text{ mm}^2 \geq 46.28 \text{ mm}^2 \dots \dots \text{CV vérifié}$$



III.5.7 : Présentation du ferrailage

Figure III.5.2 : Schéma du ferrailage des poutrelles

III.5.8 : La dalle mince (Table de compression) :BAEL91 (B.6.8, 423)

Le hourdis doit avoir un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles sont définies comme suit:

20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

L'écartement L entre axes des nervures égale à 65 cm donc :

1- Les armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L n}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2$$

On adapte 5Ø5 = 0.98 cm²

- **Espacement :**

n : nombres des barres.

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

2- Les armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = 0.49 \text{ cm}^2$$

On adapte 3Ø5 = 0.98 cm²

- **Espacement :**

$$S_t \leq \frac{100}{n} = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$$

St = 30 cm

Donc: on choisit un quadrillage dont la maille est de dimension (20×30) cm².

III.5.9 : Présentation du ferrailage

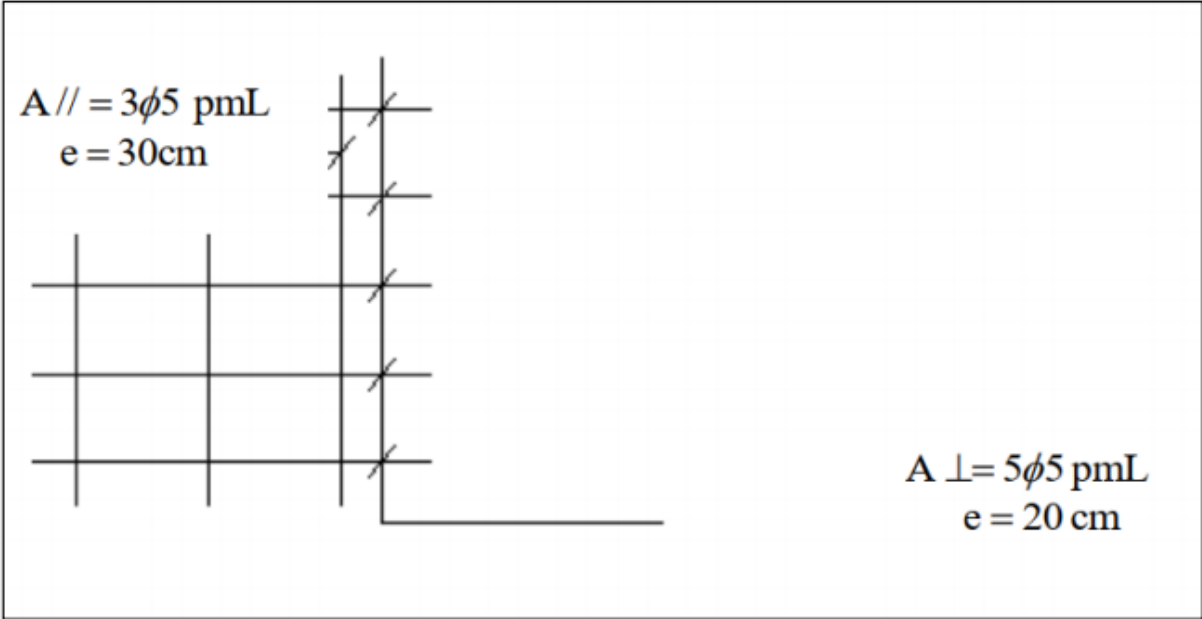


Figure III.5.3 : Schéma du ferrailage de la dalle mince.

Chapitre IV : Étude sismique

IV.1 : Introduction

IV.1.1 : Étude sismique

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action sismique sur notre structure. Pour cela, plusieurs méthodes approchées ont été proposées afin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure sollicitée ; le calcul de ces efforts sismiques peut être mené par trois manières :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode de l'analyse modale spectrale.
- Méthode de l'analyse dynamique par accélérogramme.

Les deux méthodes de calcul utilisées dans notre étude sont la méthode statique équivalente et la méthode dynamique modale spectrale.

IV.1.2 : Description de logiciel utilisé dans la modélisation

Le système « Robot Structural Analyses 2014 » est un logiciel destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Robot Structural analyses permet de modéliser les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure, la saisie graphique 2D et 3D, le calcul de la structure en (RDM), en Neige et vent, les combinaisons automatiques et la dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

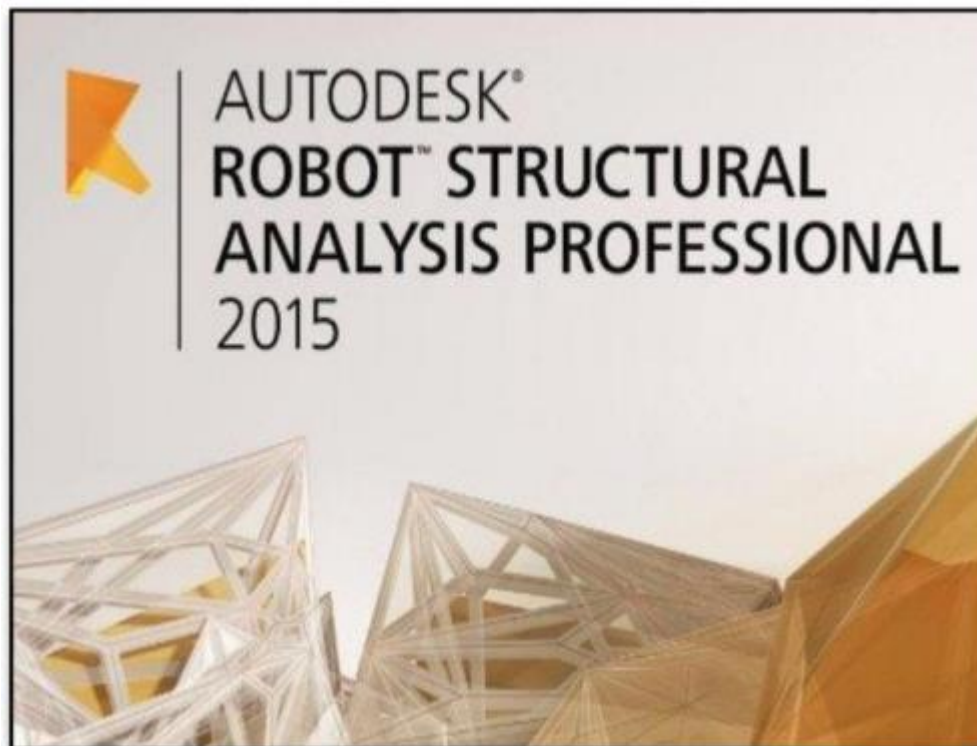


Figure IV.1 :Interface du logiciel utilisé.

IV.1.3 : Méthode statique équivalente:

- **Principe:**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés à ceux de l'action sismique.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions des axes principales du plan horizontal de la structure.

- **Demaine d'application:**

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article 4.1.2 du RPA 2003.

IV.1.4 : Méthode d'analyse modale spectrale

- **Principe :**

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

- **Demaine d'application:**

La méthode analyse modale spectrale est appliquée pour tous les cas de bâtiments et en particulier dans les cas où la méthode statique équivalente est inapplicable.

- **Spectre de Réponse de calcul :RPA 2003 (Article 4.3.3) :**

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Avec :

$\frac{S_a}{g}$: Accélération spectrale

g : Accélération de la pesanteur.

A : Coefficient d'accélération de zone. (**Tableau 4.1**).

η : Facteur de correction d'amortissement.

R : Coefficient de comportement de la structure donnée, en fonction de système de contreventement. (**Tableau 4.3**)

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site. (**Tableau 4.7**)

Q : Facteur de qualité. (**Tableau 4.5**).

- **Nombre de modes à considérer:**

D'après RPA99-v2003 (Art:4.3.4-a) :

Pour les structures représentées par des modèles plans de deux directions orthogonales, le nombre de vibrations à retenir dans chacune des deux directions de l'excitation doit être de tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90%** au moins de la masse totale de la structure.
- Les modes ayant un modèle de masse effective supérieure à **05%** de la masse totale de la structure, soient retenus pour les déterminations de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.
- Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes K à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_K \leq 0.20$ sec.

IV.2 : Analyse de la structure

IV.2.1 : Première variante :

- La structure est présentée dans la figure suivante :

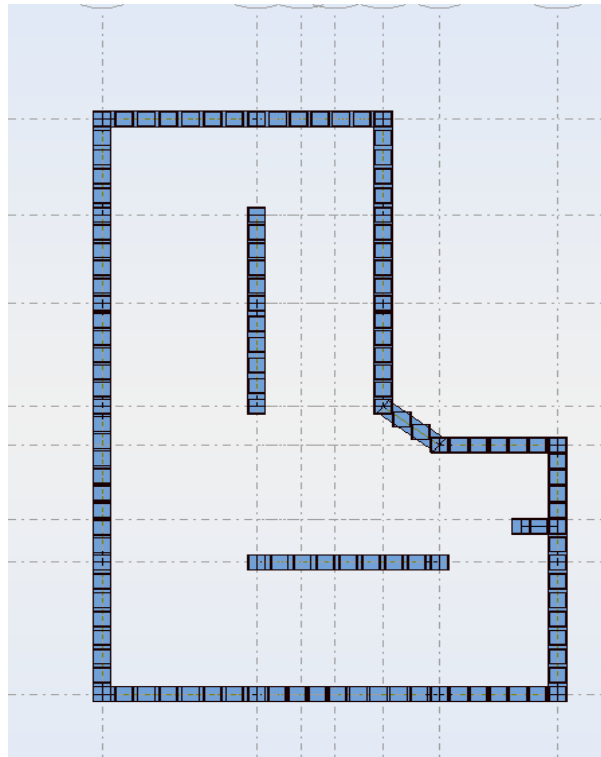


Figure. IV.2 : Disposition des voiles

- **Périodes et facteurs de participation massique modale :**

Après l'analyse automatique par le logiciel ROBOT, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]
3/ 1	0.79	49.91	12.94	49.91	12.94
3/ 2	0.69	56.95	55.16	7.04	42.22
3/ 3	0.56	64.19	64.57	7.24	9.41
3/ 4	0.18	76.32	70.02	12.14	5.45
3/ 5	0.16	76.33	70.02	0.01	0.01
3/ 6	0.16	80.38	80.26	4.05	10.24
3/ 7	0.13	82.70	81.87	2.32	1.61
3/ 8	0.10	82.70	81.87	0.00	0.00
3/ 9	0.10	82.71	81.90	0.01	0.03

Tableau IV.1 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle

-

-

- **Interprétation des résultats :**

- La période fondamentale de la structure est $T_x=0.79$ sec.

- Le 1^{er} mode est un mode de translation pure selon l'axe X avec 49.61% de participation de masse modale.
- La période fondamentale de la structure est $T_y=0.69$ sec.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation pure selon l'axe Y avec 42.22% de participation de masse modale.
- Le 3^{ème} mode est un mode de torsion.
- Il faut jusqu'au 10^{ème} mode pour assurer les 90% de participation de masses modale. (**pas vérifié = 82%**).
- **Solution:**

Vous pouvez augmenter le nombre de modes jusqu'à atteindre les 90% . si cela s'avère difficile. Vous pouvez néanmoins poursuivre les calculs étant donné que la période du dernier mode est inférieure à **0.2s** . (**RPA99 V.2003 Art 4.3.4**).

Dans notre cas la période du dernier mode **$T=0.1s < 0.2 s$** .

Conclusion :

La structure présente un bon comportement vis-à-vis du séisme, néanmoins la condition concernant la vérification de l'effort normal revenant aux voiles, montre que la structure est rigide et le facteur de comportement $R=3.5$ (condition l'article 3.4.4bdu RPA2003)

$$\frac{F_z \text{Voile}}{F_z \text{Totale}} = \frac{-291855.34}{-579883.9} = 50\% > 20\%$$

et le système porteur de la structure est en voiles.

Pour cette raison, on change la disposition des voiles pour rendre le comportement de la structure un peu flexible, et le système porteur sera mixte.

Parmi les propositions précédentes nous estimons que la variante aura plus de comportement favorable vis à vis du séisme et elle sera retenue pour le reste des calculs.

IV.3 : Vérifications spécifiques pour l'ensemble de la structure :

IV.3.1 : Vérification du système de contreventement :

Selon RPA 99 version 2003 :

Le système de contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques, dans ce système de contreventement :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux. Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

F_x [KN]	F_x sur les poteaux [KN]	F_y [KN]	F_y sur les poteaux [KN]	F_z [KN]	F_z sur les voiles [KN]
29082.43	6705.98	13164.06	3571.75	-285377,52	-143647,35

Tableau IV.3 : Efforts réduits sur les poteaux et les voiles.

$$\frac{F_z \text{Voile}}{F_z \text{Totale}} = \frac{-143647,35}{-285377,52} = 50 \% > 20\% \Rightarrow (\text{Condition Vérifiée})$$

$$\frac{F_x \text{Poteau}}{F_x \text{Totale}} = \frac{6705,98}{29082,43} = 23 \% > 25 \% \Rightarrow (\text{Condition Vérifiée})$$

$$\frac{F_y \text{Poteau}}{F_y \text{Totale}} = \frac{3571,75}{13164,06} = 24 \% > 25\% \Rightarrow (\text{Condition Vérifiée})$$

Donc : Les conditions de classification entre systèmes de contreventement avec voiles est vérifié , donc le facteur de comportement R est égal à 3,5 .

IV.3.2 : Vérification de la période de la structure

a) Estimation de la période fondamentale de la structure [RPA99/V.2003 (Art.4.2.4)]:

Dans notre cas (structure mixte) la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99/Version2003.

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} ; \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

Avec :

h_N: Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'aux derniers niveaux (N). **h_N = 37.06 m**

C_T: Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage, est donnée par le **tableau (4,6)** du **RPA99/Version2003**. **C_T = 0,050**

D: Les dimensions du bâtiment mesurées à sa base dans la direction de calcul considérée.

Sens X → D_X = 16.20 m ; Sens Y → D_Y = 24 m

Donc :- $T = C_T h_N^{3/4} \rightarrow T = 0,05 \times 37,06^{3/4} = 0,69 \text{ sec}$

$$- T = \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{D}} \rightarrow \text{Sens X : } T = \frac{0,09 \times 37,06}{\sqrt{16,20}} = 0,75 \text{ sec}$$

$$\text{Sens Y : } T = \frac{0,09 \times 24,48}{\sqrt{24}} = 0,61 \text{ sec}$$

Alors :

$$T_X = \min(0,69 ; 0,75) \rightarrow T_X = \mathbf{0,69 \text{ sec}} ; T_Y = \min(0,69; 0,61) \rightarrow T_Y = \mathbf{0,61 \text{ sec}}$$

b) Périodes dynamiques de la structure :

Selon le tableau VI.1 :

$$T_{dyn}^x = \mathbf{0,79 \text{ sec}} ; T_{dyn}^y = \mathbf{0,69 \text{ sec}}$$

Condition liée au choix de la période approprié pour le calcul de l'effort tranchant à la base.

Le tableau ci-dessous montre comment choisir la période de calcul de V_{MSE} .

Si :	La période choisie pour le calcul du facteur D est :
$T_{analytique} < T_{empirique}$	$T = T_{empirique}$
$T_{empirique} < T_{analytique} < 1,3T_{empirique}$	$T = T_{analytique}$
$1,3T_{empirique} < T_{analytique}$	$T = 1,3T_{empirique}$

Tableau IV.4 : Période de calcul de V_{MSE}

La direction X :

$$T_{emp} = 0,69 \text{ sec}$$

$$T_{dyn} = 0,79 \text{ sec}$$

$$1,3T_{emp} = 0,89 \text{ sec}$$

Donc : $T_{empirique} < T_{analytique} < 1,3T_{empirique}$

On prend la valeur de la période : $T_X = T_{dyn}^x = 0,79 \text{ sec}$

La direction Y :

$$T_{emp} = 0,61 \text{ sec}$$

$$T_{dyn} = 0,69 \text{ sec}$$

$$1,3T_{emp} = 0,79 \text{ sec}$$

Donc : $T_{empirique} < T_{analytique} < 1,3T_{empirique}$

On prend la valeur de la période : $T_Y = T_{dyn}^y = 0,69 \text{ sec}$

IV.3.3: Vérifications spécifiques pour l'ensemble de la structure

a) Résultante des forces sismiques à la base V_t

Cette dernière est obtenue par la combinaison des valeurs modales et elle ne doit pas être Inférieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statiqueéquivalente V, soit : $V_t > 0.8 V$.

Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont comme suit :

Effort sismique dans le sens X..... $V_x = 1272.81 \text{ KN}$

Effort sismique dans le sens Y..... $V_y = 1359.10 \text{ KN}$

b) Calcul des actions sismiques selon la Méthode Statique Equivalente :

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

Notation :

V : Effort tranchant à la base.

A : Coefficient d'accélération de zone. (Tableau 4.1).

Groupe	Zone			
	I	II	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.1	0.14	0.18

Tableau IV.5 : Coefficient d'accélération de zone A.

Zone II, groupe 2 → A=0.15

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

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

T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site. (Tableau 4.7)

T2 = 0.50 s

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T ₁ (sec)	0.15	0.15	0.15	0.15
T ₂ (sec)	0.30	0.40	0.50	0.70

Tableau IV.6 : Valeurs de T₁ et T₂

η : Facteur de correction d'amortissement.

$$\xi = 7 \% \quad \eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.88 \geq 0.7$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Alors le facteur d'amplification dynamique moyen **D** :

$$\text{Sens X : } 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}T_2 \leq T \leq 3$$

$$\text{Sens-Y : } 2.5\eta\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}T_2 \leq T \leq 3$$

- $D_x = 2.5 \times 0.882 \left(\frac{0.50}{0.79}\right)^{2/3} \rightarrow D_x = 1.62$
- $D_y = 2.5 \times 0.882 \left(\frac{0.50}{0.69}\right)^{2/3} \rightarrow D_y = 1.78$

R: Coefficient de comportement global de la structure **R = 3.5**

	Sens x	Sens y
Critère q	N/observé	N/observé
Conditions minimales sur les sites de contreventement	0.05	0.05
Redondance en plan	0.05	0.05
Régularité en plan	0.05	0.05
Régularité en élévation	0	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0	0

Tableau IV.7 : Valeurs des pénalités : Facteur de qualité.

Sa valeur est déterminée par la formule : $Q = 1 + \Sigma P_q$

Sens x : $Q = 1.15$

Sens y : $Q = 1.15$

W : Poids de la structure qui est égale à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) par la formule:

$$W = \sum W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{G_i} + \beta W_{Q_i}$$

W_{G_i} : Poids dû aux charges permanentes.

W_{Q_i} : Charge d'exploitation

β : Coefficient de pondération donné par (le tableau 4.5 (RPA99-v2003))

Pour un bâtiment à usage administratif ($\beta = 0.20$).

Le poids de chaque niveau du bâtiment est donné par le Logiciel ROBOT

Etage	W étage (KN)
SS	4821.2
RDC	4494.32
1	3876.43
2	3875.67
3	3875.73
4	3875.66
5	3845.73
6	3875.72
7	3875.45
8	3876
9	3869.66
10	3179.63
Total	47341.20

Tableau IV.8 : Poids total de la structure.

Donc : $W = 3068.76 \text{ t}$

Sens	A	R	D	Q	W (KN)	V Statique(KN)
X-X	0.15	3.5	1.62	1.15	47341.20	3779.8
Y-Y	0.15	3.5	1.78	1.15	47341.20	4153.2

Sens	V _{St} (KN)	V _{dyn} (KN)	0.8V _{St}	0.8V _{St} < V _{dyn}
X-X	3779.8	3365.77	3023	Condition Vérifiée
Y-Y	4153.2	4306.64	3322.5	Condition Vérifiée

IV.4 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur [RPA99/Version2003 (Art. 4.2.5)]

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i$$

F_t : Force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante :

- F_t = 0,07 × T × V si : T > 0,7 sec
- F_t = 0 si : T ≤ 0,7 sec

La force restante de V, soit (V-F_t), doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_i = \frac{(V - F_t)W_i h_i}{\sum W_j h_j}$$

Avec :

F_i : Effort horizontal revenant au niveau i.

h_i : Niveau du plancher où s'exerce la force F_i.

h_j : Niveau du plancher quelconque j.

W_i ; W_j : Poids revenant au niveau i, j.

- Sens X-X :

Niveau	W_i (KN)	h_i (m)	V_x (KN)	$W_i \times h_i$	F_i (KN)
SS	4821.2	3.40	3365.74	16392.08	15.08
RDC	4494.32	6.46	3350.66	29033.31	63.76
1	3876.43	9.52	3286.9	36903.61	121.46
2	3875.67	12.58	3165.44	48755.93	172.9
3	3875.73	15.64	2992.54	60616.42	211.02
4	3875.66	18.70	2781.52	72474.84	237.41
5	3845.73	21.76	2544.11	83878.92	262.96
6	3875.72	24.82	2281.15	96195.34	302.6
7	3875.45	27.88	1978.55	108047.54	367.73
8	3876	30.94	1610.82	119923.44	460.68
9	3869.66	34	1150.14	131568.44	575.28
10	3179.63	37.06	574.86	117837.09	574.86
			$\Sigma W_i \times h_i$	921626.96	3365.74

Tableau IV.9 :Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur (sens X).

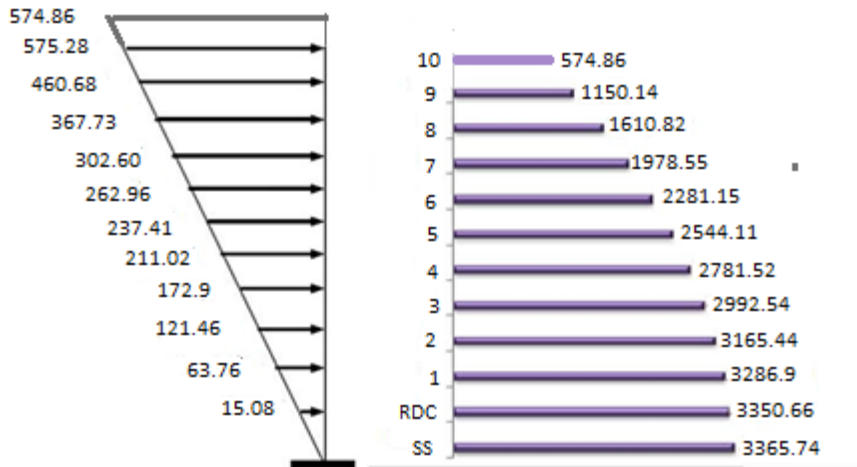


Figure. IV.4. Distribution des forces sismique par niveaux sens X

- Sens Y-Y :

Niveau	W_i (KN)	h_i (m)	V_y (KN)	$W_i \times h_i$	F_i (KN)
SS	4821.2	3.40	4306.82	16392.08	11.05
RDC	4494.32	6.46	4295.77	29033.31	72.42
1	3876.43	9.52	4223.35	36903.61	147.51
2	3875.67	12.58	4075.84	48755.93	215.98
3	3875.73	15.64	3859.86	60616.42	268.8
4	3875.66	18.70	3591.06	72474.84	307.43
5	3845.73	21.76	3283.63	83878.92	344.59
6	3875.72	24.82	2939.04	96195.34	397.93
7	3875.45	27.88	2541.11	108047.54	480.86
8	3876	30.94	2060.25	119923.44	595.93
9	3869.66	34	1464.32	131568.44	734.71
10	3179.63	37.06	729.61	117837.09	729.61
			$\Sigma W_i \times h_i$	921626.96	4306.82

Tableau IV.5 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur (sens Y).

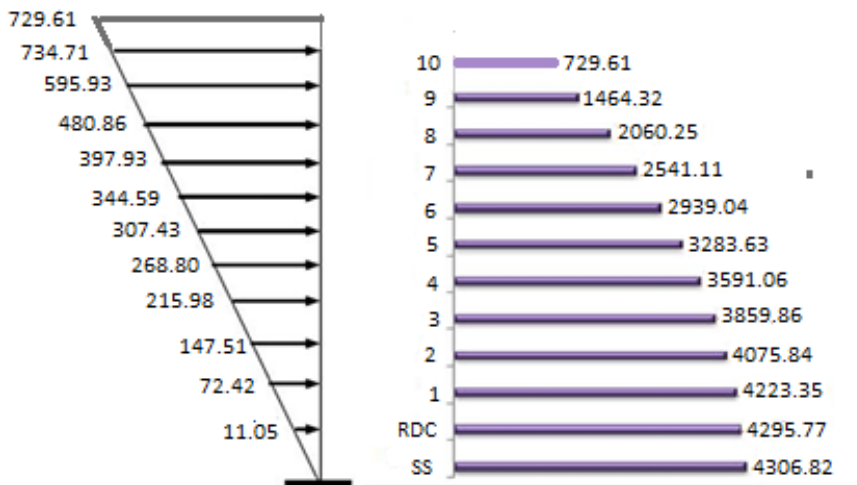


Figure. IV.10. Distribution des forces sismique par niveaux sens Y

IV.5 : Vérification des déplacements : [RPA99/Version2003 (Art. 5.10)]

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit:

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

δ_k : Déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure.

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismique F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement (R= 3.5).

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

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1,0% de la hauteur de l'étage considéré, il faut vérifier alors que :

$$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$$

Avec :

Δ_{adm} : Déplacement admissible ($\Delta_{adm} = 0,01 \times h_e$).

h_e : Hauteur de l'étage considéré.

- Sens X-X :

Niveau	h_e (m)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	Δ_{adm} (cm)	Observation $\Delta_k \leq \Delta_{adm}$
SS	3.40	0.085	0.085	3.40	Condition vérifiée
RDC	3.06	0.44	0.35	3.06	Condition vérifiée
1	3.06	0.95	0.52	3.06	Condition vérifiée
2	3.06	1.59	0.64	3.06	Condition vérifiée
3	3.06	2.33	0.74	3.06	Condition vérifiée
4	3.06	3.14	0.81	3.06	Condition vérifiée
5	3.06	3.99	0.87	3.06	Condition vérifiée
6	3.06	4.88	0.88	3.06	Condition vérifiée
7	3.06	5.77	0.89	3.06	Condition vérifiée
8	3.06	6.65	0.88	3.06	Condition vérifiée
9	3.06	7.52	0.87	3.06	Condition vérifiée
10	3.06	8.20	0.67	3.06	Condition vérifiée

Tableau IV.11 :Déplacements dus aux forces sismiques (sens X).

- Sens Y-Y :

Niveau	h_e (m)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	Δ_{adm} (cm)	Observation $\Delta_k \leq \Delta_{adm}$
SS	3.40	0.053	0.053	3.40	Condition vérifiée
RDC	3.06	0.44	0.38	3.06	Condition vérifiée
1	3.06	0.99	0.56	3.06	Condition vérifiée
2	3.06	1.69	0.69	3.06	Condition vérifiée
3	3.06	2.48	0.79	3.06	Condition vérifiée
4	3.06	3.33	0.85	3.06	Condition vérifiée
5	3.06	4.22	0.89	3.06	Condition vérifiée
6	3.06	5.13	0.91	3.06	Condition vérifiée
7	3.06	6.03	0.90	3.06	Condition vérifiée
8	3.06	6.92	0.89	3.06	Condition vérifiée
9	3.06	7.79	0.87	3.06	Condition vérifiée
10	3.06	8.46	0.67	3.06	Condition vérifiée

Tableau IV.12 : Les déplacements dus aux forces sismiques (sens Y).

IV.6 : Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

Avec :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au-dessus de niveau « k »

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

✓ Sens X-X :

Niveau	W (KN)	P _k (KN)	Δ _k (cm)	V _k (KN)	h _k (m)	θ _k	θ _k ≤ 0.1
SS	47341.20	46425.8	0.085	3365.74	3.40	0.003448408	Condition vérifiée
RDC	47341.20	41931.5	0.35	3350.66	3.06	0.014313843	Condition vérifiée
1	47341.20	68358.6	0.515	3286.9	3.06	0.035001974	Condition vérifiée
2	47341.20	34179.4	0.642	3165.44	3.06	0.022653924	Condition vérifiée
3	47341.20	30303.6	0.74	2992.54	3.06	0.024488617	Condition vérifiée
4	47341.20	26427.9	0.81	2781.52	3.06	0.025150304	Condition vérifiée
5	47341.20	22552.2	0.856	2544.11	3.06	0.024797344	Condition vérifiée
6	47341.20	18676.5	0.882	2281.15	3.06	0.023598689	Condition vérifiée
7	47341.20	14800.7	0.89	1978.55	3.06	0.021757299	Condition vérifiée
8	47341.20	10925	0.884	1610.82	3.06	0.019593213	Condition vérifiée
9	47341.20	7049.29	0.871	1150.14	3.06	0.01744582	Condition vérifiée
10	47341.20	3179.63	0.672	574.86	3.06	0.012146813	Condition vérifiée

Tableau VI.13 : Vérification à l'effet (P-Δ) sens X-X.

✓ Sens Y-Y :

Niveau	W (KN)	P _k (KN)	Δ _k (m)	V _k (KN)	h _k (m)	θ _k	θ _k ≤ 0.1
SS	47341.20	46425.8	0.053	4306.82	3.40	0.001680349	Condition vérifiée
RDC	47341.20	41931.5	0.384	4295.77	3.06	0.012249229	Condition vérifiée
1	47341.20	38055	0.562	4223.35	3.06	0.016548929	Condition vérifiée
2	47341.20	34179.4	0.691	4075.84	3.06	0.018936662	Condition vérifiée
3	47341.20	30303.6	0.787	3859.86	3.06	0.02019183	Condition vérifiée
4	47341.20	26427.9	0.852	3591.06	3.06	0.020490726	Condition vérifiée
5	47341.20	22552.2	0.891	3283.63	3.06	0.019998194	Condition vérifiée

6	47341.20	18676.5	0.907	2939.04	3.06	0.018835403	Condition vérifiée
7	47341.20	14800.7	0.905	2541.11	3.06	0.017226106	Condition vérifiée
8	47341.20	10925	0.889	2060.25	3.06	0.015405729	Condition vérifiée
9	47341.20	7049.29	0.866	1464.32	3.06	0.013624038	Condition vérifiée
10	47341.20	3179.63	1.253	729.61	3.06	0.017844955	Condition vérifiée

Tableau VI.14 : Vérification à l'effet (P-Δ) sens Y-Y.

Alors : $\theta_k \leq 0.1$

Donc : L'effet (P-Δ) est négligeable pour les deux directions.

IV.7 : Vérification au renversement

La vérification se fera pour les deux sens (transversal et longitudinal) avec la relation suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1,5$$

Avec: M_s : Moment stabilisateur provoqué par les charges verticales. $M_s = W \times L/2$

W : Poids total de la structure.

L : Dimension de la structure (largeur ou longueur).

M_r : Moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

✓ Sens X-X :

$$M_s = W \times L/2 = 47341.20 \times 16.2 / 2 = 383463.72 \text{ KN.m.}$$

Niveau	F _i (KN)	h _i (m)	F _i × h _i (KN.m)
SS	15.08	3.40	51.27
RDC	63.76	6.46	411.89
1	121.46	9.52	1156.28
2	172.9	12.58	2175.08
3	211.02	15.64	3300.35
4	237.41	18.70	4439.57
5	262.96	21.76	5722.01
6	302.6	24.82	7510.53
7	367.73	27.88	10252.31
8	460.68	30.94	14253.44
9	575.28	34	19559.52
10	574.86	37.06	21304.32
$M_r = \sum F_i \times h_i$			90136.57

Tableau IV.15 :Moment de renversement provoqué par l'effort sismique sens (X).

Vérifications :

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{383463.72}{90136.57} = 4.25 \geq 1,5 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Sens Y-Y :**

$$M_s = W \times L / 2 = 47341.20 \times 24 / 2 = 568094.4 \text{KN.m.}$$

Niveau	F _i (KN)	h _i (m)	F _i × h _i (KN.m)
RDC	11.05	3.40	37.57
SS	72.42	6.46	467.83
1	147.51	9.52	1404.30
2	215.98	12.58	2717.03
3	268.8	15.64	4204.03
4	307.43	18.70	5748.94
5	344.59	21.76	7498.28
6	397.93	24.82	9876.63
7	480.86	27.88	13406.38
8	595.93	30.94	18438.07
9	734.71	34	24980.14
10	729.61	37.06	27039.35
$M_r = \sum F_i \times h_i$			115818.55

Tableau IV.16 :Moment de renversement provoqué par l'effort sismique sens (Y).

Vérifications :

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{568094.40}{115818.55} = 4.90 \geq 1,5 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la stabilité au renversement est vérifiée pour les deux sens.

IV.8 : Caractéristiques géométriques et massiques de la structure

IV.8.1 : Centre de gravité des masses

La détermination du centre de gravité des masses est basée sur le calcul des centres des masses de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, planchers, escaliers, voiles, balcons, maçonnerie extérieur, ...etc.).

Les coordonnées du centre de gravité des masses est données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_i} \quad ; Y_G = \frac{\sum M_i \times Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : Masse de l'élément i.

X_i ; Y_i : Coordonné du centre de gravité de l'élément i par rapport à un repère global.

IV.8.2 : Centre de gravité des rigidités

Le centre de torsion est le centre des rigidités des éléments de contreventement du bâtiment. Autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles et des poteaux.

Les coordonnées du centre des rigidités peut être déterminé par les formules ci-après:

$$X_{ct} = \frac{\sum I_{xi} \times X_i}{\sum I_{xi}} \quad ; Y_{ct} = \frac{\sum I_{yi} \times Y_i}{\sum I_{yi}}$$

Avec :

I_{xi} : Inertie de l'élément i dans le sens y.

X_i : Abscisse de l'élément I_{yi} .

I_{yi} : Inertie de l'élément i dans le sens x.

Y_i : Ordonnée de l'élément I_{xi} .

IV.8.3 : L'excentricité :

a: Excentricité théorique :

L'excentricité est la distance entre le centre de gravité des masses et le centre de torsion, est donnée par les formules suivantes :

$$e_x = X_{cm} - X_{cr} \quad \text{et} \quad e_y = Y_{cm} - Y_{cr}$$

b: Excentricité accidentelle : [RPA2003 (Art. 4.3.7)]

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0,05 L$, (L'étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique), doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Donc:

- **Sens X-X:** $e_{Acc} = 0,05 \times L_x = 0,05 \times 16.20 \rightarrow e_{Acc} = 0.81\text{m.}$
- **Sens Y-Y:** $e_{Acc} = 0,05 \times L_y = 0,05 \times 24 \rightarrow e_{Acc} = 1.20\text{ m.}$

Dans ce cas l'excentricité accidentelle selon le **RPA99/Vesion2003** qu'il faut la prendre en compte dans les vérifications.

Toutes ces caractéristiques géométriques et massiques sont calculées par le logiciel « **Robot** » et nous avons fait un résumé dans les tableaux suivants :

Les différents centres de gravité, de rigidité et de l'excentricité théorique:

Etage	Centre de masse G (x ; y)		Centre de rigidité G (x ; y)		Excentricité théorique	
	X _G (m)	Y _G (m)	X _G (m)	Y _G (m)	e _x (m)	e _y (m)
SS	7.24	11.03	5.88	7.61	1.36	3.42
RDC	6.74	10.25	5.21	7.78	1.53	2.48
1	6.74	10.25	5.21	7.78	1.53	2.48
2	6.74	10.25	5.21	7.78	1.53	2.48
3	6.74	10.25	5.21	7.78	1.53	2.48
4	6.74	10.25	5.21	7.78	1.53	2.48
5	6.74	10.25	5.21	7.78	1.53	2.48
6	6.74	10.25	5.21	7.78	1.53	2.48
7	6.74	10.25	5.21	7.78	1.53	2.48
8	6.74	10.25	5.21	7.78	1.53	2.48
9	6.74	10.25	5.21	7.78	1.53	2.48
10	7.14	10.43	5.19	7.78	1.95	2.65

Tableau IV.17 :Caractéristiques massiques de la structure.

IV.9 : Conclusion :

Après toutes ces vérifications on peut dire que notre structure est une structure parasismique. Les résultats obtenus pour le logiciel ROBOT 2014 (différentes sollicitation des éléments principaux) seront utilisés pour calculer les armatures de ces éléments ce qui va venir dans notre prochain chapitre (calcul des éléments principaux)

Chapitre V : Ferrailage des éléments porteurs

V.1 : Introduction

La structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable).

Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (Robot Structural Analyses), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

V.2 : Combinaisons d'actions

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont notées :

- G : Charges permanentes;
- Q : Charges d'exploitations;
- E : Efforts sismiques.

Combinaisons prises en compte :

- **BAEL 91 :**

Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires

1.35G +1.5Q E.L.U.

G+Q E.L.S.

RPA99 (version2003) : Combinaisons accidentelles :

$$\begin{array}{l}
 0.8 \times G \pm E \\
 G + Q + E
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} 0.8 \times G \pm E \\ G + Q + E \end{array}} \right\} \Rightarrow \text{Poteaux}$$

$$\begin{array}{l}
 0.8 \times G \pm E \\
 G + Q + E
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} 0.8 \times G \pm E \\ G + Q + E \end{array}} \right\} \Rightarrow \text{Poutres}$$

$$\begin{array}{l}
 0.8 \times G \pm E \\
 G + Q + E
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} 0.8 \times G \pm E \\ G + Q + E \end{array}} \right\} \Rightarrow \text{Voiles}$$

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeE400)		
	γ_b	F_{c28} (Mpa)	f_{bu} (Mpa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.5	1	400	400

Tableau. V. 1 : Coefficient de sécurité et caractéristiques mécaniques.

V.3 : Ferrailage des poutres

V.3.1 : Introduction

Les poutres sollicitées sont soumises à des moments de flexion et des efforts tranchants, pour la simplification on ne tiendra pas compte des efforts normaux, les poutres seront alors étudiées en flexion simple.

D'après les annexes des combinaisons d'actions, on prendra les moments maximum en travées et aux appuis. On calculera la section d'armatures à l'ELU puis on effectuera la vérification nécessaire à l'ELS.

V.3.2. Combinaison de calcul

Après la détermination des sollicitations M et T , on procède au ferrailage avec les combinaisons les plus défavorables à savoir :

Selon BAEL91 (Combinaisons fondamentales)

ELU : $1,35G + 1.5Q$

ELS : $G + Q$

Selon RPA 2003 (Combinaisons accidentelles)

$G + Q + E$

$0.8G \pm E$

V.3.3 : Recommandations du RPA99/version 2003

- 1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- 2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante
 - 6% en zone de recouvrement.
- 3- La longueur minimale de recouvrement est de $40\varnothing$ en zone I.
- 4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

V.3.4 : Calcul de ferrailage :

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutre principale).

- Sens chaînage (poutre secondaire).

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants

	ELU	ELS		Situation accidentelle
Moment (KN.m)	En travée	En travée	Sur appui	Sur appui
Poutre principale	86.69	62.87	123.09	239.27
Poutre secondaire	47.13	34.38	53.20	145.04

Tableau V.2 : Tableau récapitulatif des résultats obtenus par le logiciel "Robot"

- **L'enrobage:** $C \geq C_0 + \frac{\emptyset}{2}$

$C_0 = 1\text{cm}$ (fissuration peu préjudiciable).

$$\emptyset = \frac{h}{10} = \quad C \geq 1 + \frac{2}{2} = 2$$

Pour les poutres principales (30×50) :

$$C \geq 1 + \frac{5}{2} = 3.5\text{cm}$$

Pour les poutres secondaires (30×40) :

$$C \geq 1 + \frac{4}{2} = 3\text{ cm}$$

Alors on prend :

$C = 4\text{ cm}$ pour poutres principales.

$C = 3\text{ cm}$ pour poutres secondaires.

V.3.4.1 : Armatures Longitudinales :

Pour poutres principales : $b = 30\text{cm}$, $h = 50\text{ cm}$, $d = 46\text{ cm}$

pour poutres secondaires : $b=30\text{ cm}$, $h=40\text{cm}$, $d=37\text{cm}$

$$\mu = \frac{M_{\max}}{f_{bu} \times b \times d^2}$$

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu}] \quad ; Z_u = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$A = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \times Z_u}$$

- **En Travée (ELU) :**

		M (kN.m)	μ	μ_l	α	Z_u (mm)	A (cm ²)
Travée	Poutre Principale	86.69	0.096	0,392	0.126	436.81	5.70
	Poutre secondaire	47.13	0.080	0,392	0.104	354.60	3.81

Tableau V.3: Tableau récapitulatif en travée à l'ELU

- **Sur Appuis (Accidentelle) :**

		M (kN.m)	μ	μl	A	Z_u (mm)	A (cm ²)
Appui	Poutre Principale	239.27	0.203	0,392	0.286	407.37	14.68
	Poutre secondaire	145.04	0.190	0,392	0.265	330.78	10.96

Tableau V.4: Tableau récapitulatif en appuis

V.3.4 .2 : Vérifications nécessaires pour les poutres

- **Conditions de non fragilité : BAEL91 (A.4.2, 1).**

$$A^{BAEL} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- **Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4).**

$$A_{min}^{BAEL} \geq 0,001 \times b \times h$$

- **Pourcentage d'acier exigé par le RPA99/version 2003 :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la section de la poutre : d'après le RPA est 0,5% en tout section :

$$A_{min}^{RPA} = 0,005 \times h \times b$$

- **Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est :**

4% $\times b \times h$ en zone courante

6% $\times b \times h$ en zone de recouvrement

Tableau V.5: Les résultats des ferrillages des poutres

		A_{cal} (cm ²)	A^{BAEL}	A_{min}^{BAEL}	A_{min}^{RPA}	A_{max}	A_{adopt} (cm ²)
Poutre - P	Travée	5.70	1.66	1.5	7.5	7.5	3HA12+3HA14=8.01
	Appuis	14.68	1.66	1.5	7.5	14.68	3HA20+3HA16=15.45
Poutre - S	Travée	3.81	1.34	1.2	6	6	6HA12= 6.79
	Appuis	10.96	1.34	1.2	6	10.96	3HA14+3HA16=10.65

- **ELS :**

D'après le BAEL99

- La fissuration est peut nuisible → Il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

- La vérification de la contrainte maximale du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} \text{ Avec : } \alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \dots \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

		Mu (KN.m)	Mser (KN.m)	γ	f _{c28}	ᾱ	α	α ≤ ᾱ Condition
Poutre – P	Travée	86.69	62.87	1.37	25	0.43	0.126	Vérifiée
	Appui	169.67	123.09	1.37	25	0.43	0.160	Vérifiée
Poutre – S	Travée	47.13	34.38	1.37	25	0.43	0.104	Vérifiée
	Appui	72.94	53.20	1.37	25	0.43	0.062	Vérifiée

Tableau V.6 : Vérification de la contrainte.

Vérification de la flèche : BAEL91 (Article B.6.5.1)

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

Poutre principale :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{50}{650} = 0.076 \leq \frac{1}{16} = 0.06 \text{ Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{d*b} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{1545}{300*460} = 0.01 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_a} \Rightarrow \frac{50}{650} = 0.076 \leq \frac{86.69}{10*239.27} = 0.036 \text{ Condition vérifiée}$$

Poutre secondaire :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{550} = 0.072 \leq \frac{1}{16} = 0.06 \text{ Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{d*b} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{1065}{370*300} = 0.009 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_a} \Rightarrow \frac{40}{550} = 0.072 \leq \frac{47.13}{10*145.04} = 0.032 \text{ Condition vérifiée}$$

Les conditions précédentes sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

V.3.4 .3 : Vérification au cisaillement:

- Poutre principale :

$$\bar{\tau}_u \geq \tau_u$$

$$T_u = 307.81 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{307.81 * 10^3}{300 * 460} = 2.23 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min(3.3; 5 \text{ MPa}) \text{ Fissuration peu préjudiciable}$$

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

$$\bar{\tau}_u = 3.3 \text{ Mpa} \geq \tau_u = 2.23 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Poutre secondaire :**

$$\bar{\tau}_u \geq \tau_u$$

$$T_u = 154.37 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{56.42 * 10^3}{300 * 370} = 1.39 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min(3.3; 5 \text{ MPa}) \text{ Fissuration peu préjudiciable}$$

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

$$\bar{\tau}_u = 3.3 \text{ Mpa} \geq \tau_u = 1.39 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Armatures transversales :**

$$\emptyset t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \emptyset l; \frac{b}{10} \right)$$

$$\emptyset t \leq \min \left(\frac{50}{35}; 14; \frac{30}{10} \right) = 1.42 \text{ cm}$$

Alors soit des cadres $\emptyset_T = 8 \text{ mm}$ de nuance FeE235.

- **Espacement :**

S_t : Espacement des cours d'armatures transversaux.

D'après RPA 99 (art 7.5.2, 2) :

- **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\emptyset_l; 30 \text{ cm} \right) \rightarrow S_t \leq \min(10; 16.8; 30 \text{ cm})$$

h : Hauteur de la poutre.

On prend : **$S_t = 10 \text{ cm}$**

- **En dehors de la zone nodale.**

$$S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow \text{on prend : } S_t = 15 \text{ cm}$$

h : Hauteur de la poutre.

D'après BAEL 91 (Article A.5.1, 22):

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = \min(33.3; 40 \text{ cm}) = 33.30 \text{ cm}$$

On prend: $S_t \leq \min(S_{t \text{ BAEL}}, S_{t \text{ RPA}})$

En zone nodale : **$S_t = 10 \text{ cm}$**

En dehors de la zone nodale : **$S_t = 15 \text{ cm}$**

Section du ferrailage transversal :

D'après BAEL 91 (art A.5.1, 23):

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{15 \times 0,4 \times 30}{400} = 0,45 \text{ cm}^2$$

D'après RPA 2003 :

En zone nodale

$$A_t \geq 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,90 \text{ cm}^2$$

En dehors de la zone nodale

$$A_t \geq 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,80 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

3Ø8 avec $A_t = 1,51 \text{ cm}^2$ dans la zone nodale

4Ø8 avec $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ en dehors de la zone nodale.

1. Présentation du ferrailage des poutres:

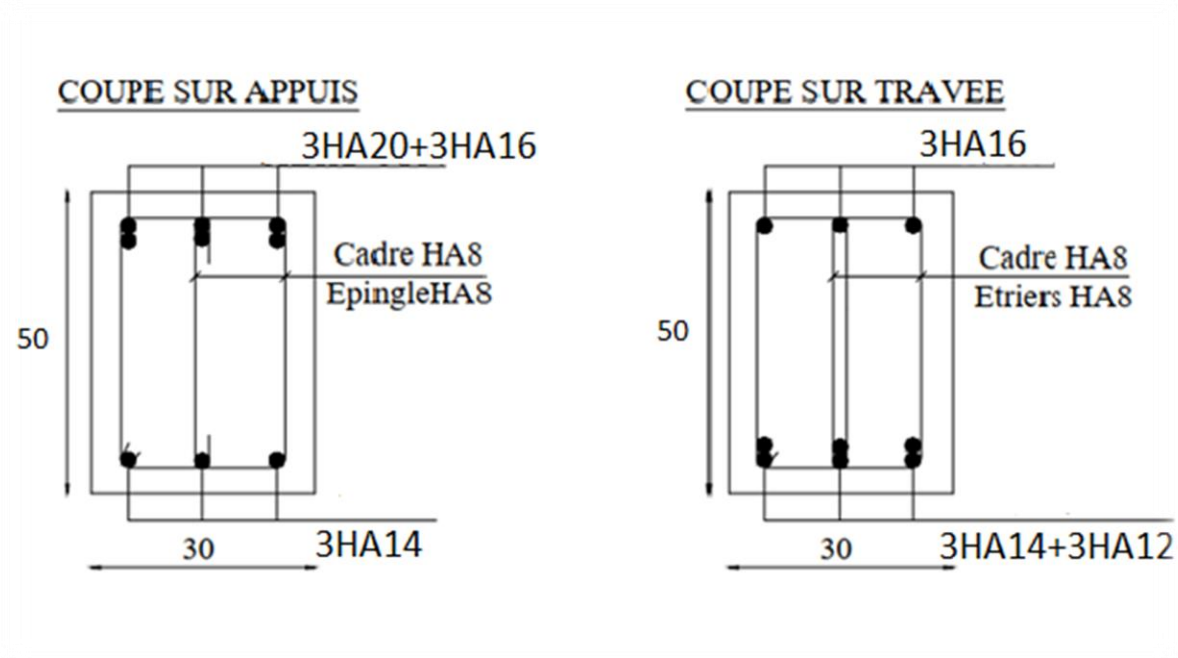


Figure V.1 : Ferrailage des poutres principales.

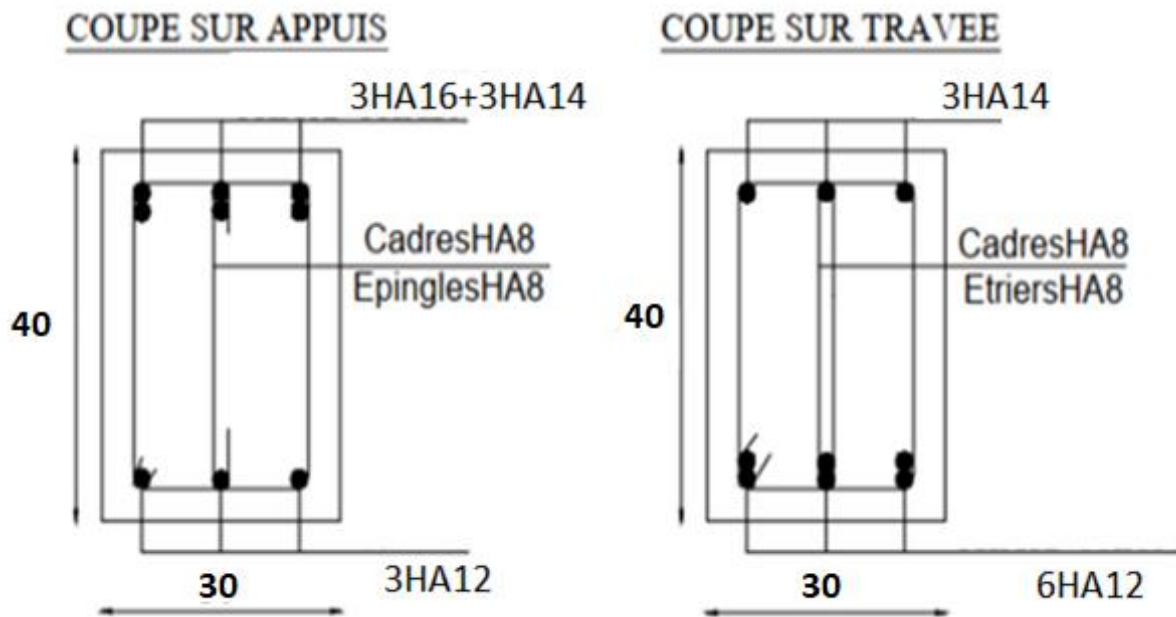


Figure V.2 : Ferrailage des poutres secondaires.

V.4 : Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, sont soumis à un effort normal "N" et à un moment de flexion "M" dans les deux sens longitudinal et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

- 1^{er} cas : $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- 2^{ème} cas : $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- 3^{ème} cas : $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$

Sachant que:

La combinaison $(G + Q \text{ et } 1.35G+1.5Q)$ donne un effort normal maximal et un moment correspondant (N_{\max} , M_{corr}).

La combinaison $(G + Q \pm E)$ donne un moment maximal et un effort normal correspondant (M_{\max} , N_{corr}).

→ Elle dimensionne le coffrage des sections du béton.

La combinaison $(0.8G \pm E)$ donne un effort normal minimum et un moment correspondant (N_{\min} , M_{corr}).

→ Elle dimensionne les sections d'aciers (contrainte de traction maximale)

V.4.1 : Vérification spécifique sous sollicitations normales :

Le calcul du ferrailage doit être mené d'une vérification prescrite par le **RPA 2003**, dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. L'effort normal de compression est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{cj}} \leq 0.30$$

Où:

N_d: Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c: L'aire (section brute) de cette dernière.

f_{cj}: Résistance caractéristique du béton.

$$V = \frac{1969.60 \times 10^3}{600 \times 450 \times 25} = 0.29 < 0.3 \quad \text{Condition vérifiée}$$

V.4.2 : Recommandations du RPA 2003 :

a) Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- $A_{\min} = 0.8\%$ de la section de béton (en zone I I).
- $A_{\max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante).
- $A_{\max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\phi_{\min} = 12\text{mm}$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement (L_{\min}) est de 40ϕ en zone I I.
- La distance ou espacement (S_t) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone I I).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critique).
- La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure (VII.1).

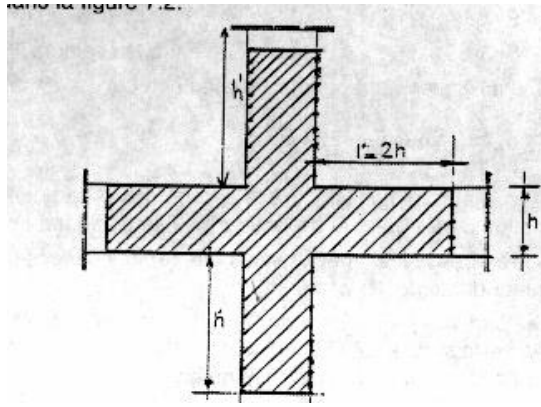


Figure V.3 :la zone nodale.

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99/2003 sont reportées dans le tableau suivant :

Niveau	Section du poteau	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC et 7 étages	45×60	21.6	108	162

Tableau V.7 :Pourcentages minimal et maximal des armatures longitudinales.

b) Armatures transversales : selon RPA 2003 (Article 7.4.2.2) :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{At}{S_t} = \frac{\rho_a V_U}{h \times f_e} \dots\dots\dots (A)$$

V_u : Effort tranchant de calcul.

h₁ : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de fragilité de la rupture par l'effort tranchant, il est pris égal à :

$$\begin{cases} 2,5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \quad (\lambda_g: \text{l'élancement géométrique}). \\ 3,75 & \text{si } < 5. \end{cases}$$

Avec : $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$

(a et b) : Dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée,

L_f : Longueur de flambement du poteau.

S_t : Espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (A) ; Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

- dans la zone nodale : $t \leq \min (10\phi_L ; 15 \text{ cm})$.
- dans la zone courante : $t \leq 15\phi_L$.

ϕ_L : est le diamètre minimal longitudinal du poteau

c) La quantité d'armatures transversales minimale

$$\frac{A_t}{t \times b_1} \text{ en \% est donnée comme suit :}$$

Si :

- $\lambda_g \geq 5$: 0.3%
- $\lambda_g \leq 3$: 0.8%
- $3 < \lambda_g \leq 5$: interpoler entre les valeurs précédentes.

λ_g : est l'élançement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec :

a et **b** : Dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

L_f : Longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $t = 10 \text{ cm}$ min.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants ($\phi_{\text{cheminées}} > 12 \text{ cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.4.3 : Les sollicitations dans les poteaux :

Les Résultats de sollicitations maximales des poteaux sont résumés dans le tableau qui suit :

Niveau	Section	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$ (ELU)		$N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$ (ELS)		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$ (0,8G+E)		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$ (G+Q+E)	
		N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)
RDC et 10 étages	60x45	2665.9 2	46.50	1942.01	33.96	230	69.06	2048.03	87.72

Tableau V.8 :Résultats des efforts et moments pour chaque combinaison.

V.4.4 : Ferrailage des poteaux :

a) Les armatures longitudinales :

1^{er} cas : la combinaison (1,35 G+1,5 Q)

$$N_{\max} = 2665.92\text{KN} \quad ; M_{\text{corr}} = 46.50\text{KN.m}$$

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

$$e = e_1 + e_2$$

$$e_1 = e_0 + e_a$$

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

e_2 : Excentricité dus aux effets du second ordre.

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

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{46.50}{2665.92} = 0.017 \text{ m} = 1.7 \text{ cm}$$

$$e_a = \max\left(2\text{cm}, \frac{L}{250}\right) = \max\left(2; \frac{306}{250} = 1.36\right) = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 1.7 + 2 = 3.7 \text{ cm}$$

L: hauteur totale du poteau.

L_f : longueur de flambement du poteau.

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 3,06 = 2,141 \text{ m}$$

Si $L_f/h < \max(15 ; 20 \times e_1 / h)$

On pourra utiliser la méthode forfaitaire.

$$4,28 < \max(15 ; 3.4) = 15 \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$\lambda = \sqrt{12} \frac{L_f}{h} = 12.36 < 50$$

Alors :

$$\alpha = \begin{cases} 0,85 \\ 1 + 2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \end{cases} = 0.68$$

Ø : Généralement égal à 2.

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

$$e_2 = \frac{3 \times 2.141^2}{10^4 \times 0.60} \times (2 + 0.625 \times 2) = 0.0077 \text{ m} = 0.77 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_2 = 3.7 + 0.77 = 4.47 \text{ cm}$$

$$e = 4.38 \text{ cm} = 0.0438 \text{ m}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \times e = 2665.92 \times 0.0447 = 119.166 \text{ KN.m}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N_{\text{MAX}} = 2665.92 \text{ KN} ; M_{\text{corrigé}} = 119.166 \text{ KN.m}$$

$$A = (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b = (0.337 \times 60 - 0.81 \times 3) \times 45 \times 60 \times 14.2$$

$$A = 682\,068,6 \text{ N.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{\text{ua}}$$

$$M_{\text{ua}} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 119166 + 2665920 \times (0.54 - 0.60/2) = 758986.8 \text{ N.m}$$

$$B = 2665920 \times (0.54 - 0.03) - 758986.8 = 600632.4 \text{ N.m}$$

$A > B$; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_{\text{ua}}}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{758986.8}{14.2 \times 45 \times 54^2} = 0.380 < \mu_1 = 0.392$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.380}) = 0.637$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha_u) = (1 - 0.4 \times 0.253) = 0.745$$

$$A^f = \frac{M_{\text{ua}}}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{758986.8}{348 \times 0.745 \times 54} = 54.21 \text{ cm}^2$$

$$A = A^f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 54.21 - \frac{2665920}{100 \times 348} = -22.39 \text{ cm}^2$$

2^{ème} cas : la combinaison (G+Q+E)

$$M_{\text{max}} = 2048.03 \text{ KN.m} ; N_{\text{corr}} = 87.72 \text{ KN}$$

$$e_0 = \frac{M_{\text{max}}}{N_{\text{corr}}} = \frac{87.72}{2048.03} = 0.042 \text{ m} = 4.2 \text{ cm}$$

$$e_a = \max\left(2\text{cm}, \frac{L}{250}\right) = \max\left(2; \frac{306}{250} = 1.224\right) = 2\text{ cm}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 4.2 + 2 = 6.2\text{cm}$$

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

$$e_2 = \frac{3 \times 2.141^2}{10^4 \times 0.55} \times (2 + 0.68 \times 2) = 0.0077\text{ m} = 0.77\text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_2 = 6.2 + 0.77 = 6.97\text{ cm}$$

$$e = 6.97$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{corr}} \times e = 2048.03 \times 0.0697 = 142.74\text{KN.m}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N_{\text{corr}} = 2048.03\text{KN} ; M_{\text{corrigé}} = 142.74\text{ KN.m}$$

$$A = (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b = (0.337 \times 60 - 0.81 \times 3) \times 45 \times 60 \times 18.5$$

$$A = 888\,610.5\text{N.m}$$

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

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 142740 + 2048030 \times (0.54 - 0.60/2) = 634267.2\text{N.m}$$

$$B = 2048030 \times (0.54 - 0.03) - 634267.2 = 410228.1\text{ N.m}$$

$A > B$; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\bar{\sigma}_s = 400\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 18.5\text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{634267.2}{18.5 \times 45 \times 54^2} = 0.261 < \mu_1 = 0.392$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.182}) = 0.385$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha_u) = (1 - 0.4 \times 0.253) = 0.845$$

$$A^f = \frac{M_{ua}}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{634267.2}{400 \times 0.845 \times 54} = 34.75\text{ mm}^2$$

$$A = A^f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 34.75 - \frac{2048030}{100 \times 400} = -16.45\text{cm}^2$$

3^{ème} cas : la combinaison (0.8G+Ey)

$$N_{\text{min}} = 230\text{KN} \quad ; M_{\text{corr}} = 69.06\text{KN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_{\text{max}}}{N_{\text{corr}}} = \frac{69.06}{230} = 0.300\text{ m} = 30\text{ cm}$$

$$e_a = \max\left(2\text{cm}, \frac{L}{250}\right) = \max\left(2; \frac{306}{250} = 1.224\right) = 2\text{ cm}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 30 + 2 = 32\text{cm}$$

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

$$e_2 = \frac{3 \times 2.141^2}{10^4 \times 0.60} \times (2 + 0.68 \times 2) = 0.0077\text{ m} = 0.77\text{cm}$$

$$e = e_1 + e_2 = 32 + 0.77 = 32.77\text{ cm}$$

$$e = 32.77 = 0.3277\text{ m}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{corr}} \times e = 230 \times 0.3277 = 75.37\text{KN.m}$$

Les efforts corrigés seront :

$$N_{\text{corr}} = 230\text{KN} ; M_{\text{corrigé}} = 75.37\text{KN.m}$$

$$A = (0.337h - 0.81c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b = (0.337 \times 60 - 0.81 \times 3) \times 45 \times 60 \times 18.5$$

$$A = 888\,610.5\text{N.m}$$

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

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 75370 + 230000 \times (0.54 - 0.60/2) = 130570\text{N.m}$$

$$B = 230000 \times (0.54 - 0.03) - 130570 = -13270\text{ N.m}$$

$A > B$; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\bar{\sigma}_s = 400\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 18.5\text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{130570}{18.5 \times 45 \times 54^2} = 0.0537 < \mu_1 = 0.392$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.182}) = 0.069$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha_u) = (1 - 0.4 \times 0.253) = 0.97$$

$$A^f = \frac{M_{ua}}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{130570}{400 \times 0.972 \times 54} = 6.21\text{ cm}^2$$

$$A = A^f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 6.21 - \frac{230000}{100 \times 400} = 0.46\text{ cm}^2$$

- Vérification des sections :

D'après le RPA2003, on a le pourcentage minimal des armatures longitudinales :

$$A_{\text{min}}^{\text{RPA}} = 0.8\%(b \cdot h) \quad (\text{zone I I}).$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.008 \times 60 \times 45 = 21.6 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité : BAEL91 (article A.4.2, 1)**

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} \geq 0.23 \times 45 \times 54 \times \frac{2.1}{400} = 2.93 \text{ cm}^2$$

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

	A^{cal} (cm^2)	A_{\min}^{BAEL} (cm^2)	A_{\min}^{RPA} (cm^2)	A_{adop} (cm^2)
ELU	0	2.93	21.6	6HA20 + 2HA16 =22.87 cm^2
G+Q±E	0			
0.8G ±E	0.46			

Tableau V.9 : Armatures longitudinales adoptée dans les poteaux

- **Vérification à L'ELS :**

- La fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier.
- La contrainte du béton est limitée par : $\sigma_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$
- La contrainte d'acier est limitée par : $\sigma_s = 400 \text{ Mpa}$
- Les poteaux sont calculés en flexion composée avec :

$$N_{\text{ser}} = 1942.01 \text{ KN}; \quad M_{\text{ser}} = 33.96 \text{ KN.m.}$$

$$e_0 = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{33.96}{1942.01} = 0.017 \text{ m} = 1.7 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{60}{6} = 10 \text{ cm}$$

$$e_0 = 1.7 < \frac{h}{6} = 10 \text{ cm}$$

Donc la section est entièrement comprimée et il faut vérifier que : $\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15 (A) = 45 \times 60 + 15(22.87) = 3043.05 \text{ cm}^2$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1c + A_2d) \right]$$

$$v_2 = h - v_1$$

$$I_{xx} = \frac{b}{3}(v_1^3 + v_2^3) + 15(A_1 \times (v_1 - c_1)^2 + A_2 \times (v_2 - c_2)^2)$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

M_G : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène

$$\sigma_0 = \frac{N}{B_0} \quad ; \quad K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1 = 6.38 + 0.032 \times 30 = 7.31 < 15 \text{ Mpa} \rightarrow \text{CV}$$

B_0 (cm)	v_1	v_2	$I_{xx} \text{ cm}^2$	K	σ_0	σ_b
3043.05	30	30	1060083.45	0.032	6.38	7.31

Donc les armatures déterminées pour L'E.L. U de résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de σ_s à L'E.L. S est :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')] = 66.32 \leq \bar{\sigma}_s = f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 - K(d - v_2)] = 66.32 \leq \bar{\sigma}_s = f_e = 400 \text{ MPa}$$

b) Armatures transversales

1- Vérification du poteau à l'effort tranchant :

On prend l'effort tranchant maximal et on généralise les sections d'armatures pour tous les poteaux. La combinaison (G + Q ± E) donne l'effort tranchant maximal.

$$V_{\max} = 111.96 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{111.96 \times 10^3}{450 \times 540} = 0.46 \text{ MPa}$$

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

λ_g l'élançement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \min(l_f / a ; l_f / b) = \min(2.142 / 0.45 ; 2.124 / 0.6) = 3.54$$

$$\lambda_g < 5 \text{ si } \rho_d = 0.04$$

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} = 0.04 \times 25 = 1 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right) = \min(3.3 ; 5 \text{ MPa}) \quad \text{Fissuration peu préjudiciable}$$

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

$\bar{\tau}_u = 0.46 \text{MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 1.00 \text{MPa} \rightarrow \text{Conditions vérifiée}$

$\bar{\tau}_u = 3.3 \text{Mpa} \geq \tau_u = 0.46 \text{Mpa} \rightarrow \text{Conditions vérifiée}$

2- Calcul des armatures transversales :

Selon (RPA2003 Article 7.4.2.2) les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la

formule suivante :
$$\frac{At}{S_t} = \frac{\rho_a V_U}{h \times f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul.

h : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversaux ($f_e E235$).

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants.

$\rho_a = 3.75$ Si : $\lambda_g < 5$.

$\rho_a = 2.5$ Si : $\lambda_g > 5$.

λ_g : Elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

(a et b) : Dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

L_f : Longueur de flambement du poteau ($L_f = 0.7 L$)

Dans notre cas

$$\lambda_g = \frac{2.142}{0.55} \lambda_g = (3.89) < 5 \text{ alors : } \rho_a = 3,75$$

S_t : Espacement des armatures transversales RPA2003 [Article.7.4.2.2]

- La zone nodale : $S_t \leq \min(10\phi_l, 15\text{cm})$. en prend $S_t = 10 \text{ cm}$
- La zone courante : $S_t \leq 15\phi_l$

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales

On prend :

$S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale.

$S_t = 15 \text{ cm}$ dans la zone courante.

En zone nodale :

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3,75 \times 111,96 \times 10^3 \times 100}{600 \times 400} = 1,74 \text{ cm}^2$$

En zone courant :

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3,75 \times 111,96 \times 10^3 \times 150}{550 \times 400} = 2,62 \text{ cm}^2$$

Soit 6HA8 = 3.93 cm²

3- Vérification des cadres des armatures minimales :

D'après **RPA 2003** (Article 7.4.2.2)

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) = \begin{cases} 0,3\% \Rightarrow si \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \Rightarrow si \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

Dans la zone nodale $S_t = 10$ cm

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0,3\% \Rightarrow A_t = 0,003 \times 10 \times 50 = 1,50 \text{ cm}^2 \quad \text{Alors la condition est vérifiée.}$$

Dans la zone courant : $S_t = 15$ cm

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0,3\% \Rightarrow A_t = 0,003 \times 15 \times 50 = 2,25 \text{ cm}^2 \quad \text{Alors la condition est vérifiée.}$$

D'après **BAEL91** (Article A.8.1,3)

1/ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_L}{3}$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_L}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm}$$

Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_L}{3}$ Condition Vérifiée

2/ leur espacement : $S_t \leq \min (15 \phi_t ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

$S_t \leq \min (30 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 60 \text{ cm})$ Condition Vérifiée

V.4.5 : Présentation du ferrailage des poteaux

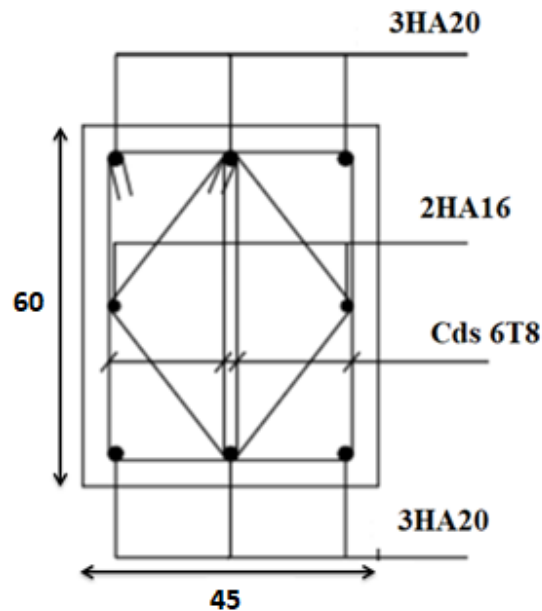


Figure V.4 : Ferrailage des poteaux.

V.5 : Ferrailage des voiles :

V.5.1 : Introduction

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 et les vérifications selon le Règlement Parasismique Algérien RPA 99/version 2003.

Sous l'action des forces horizontales (séisme, vents) ainsi que la force due aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec l'effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.

Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Voiles pleins :

Dans le plan vertical : des aciers verticaux.

Dans le plan horizontal : des aciers horizontaux

Des aciers transversaux.

V.5.2 : Types d'armatures :

1- Armatures verticales :

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20%.

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20% de la section horizontale du béton tendu.

Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Si des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité du voile, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochet à la partie supérieure.

Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

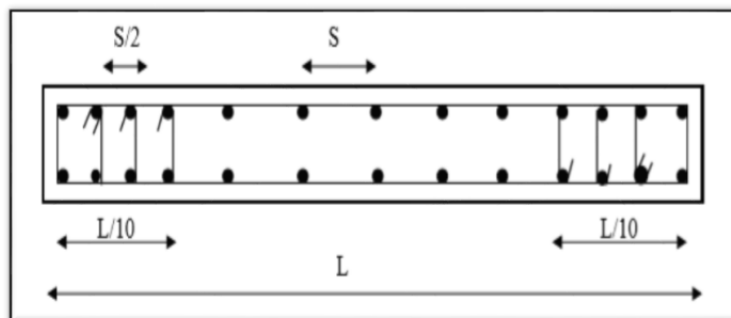


Figure. V.5 : Disposition des armatures verticales (vue en plan)

2- Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochet si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

- Règles communes :

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

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

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (2) valeurs suivantes :

$$S_t \leq 1,5 a$$

$$S_t \leq 30\text{cm} \quad S_t \leq \text{Min}(30\text{cm} ; 1,5a) ; \text{ avec } a: \text{ épaisseur du voile.}$$

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones des abouts) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - ✓ 40Φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement est possible ;
 - ✓ 20Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris pour les aciers de coutures dont la section doit être calculée avec la formule suivante :

$$V_{vj} = 1.1 \frac{V}{F_e}; \quad \text{Avec } V = 1.4V_{\text{calculé}}$$

- Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

3- Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées entre elles avec au moins quatre (4) épingles au mètre carré leur rôle principal est de relier les deux nappes d'armatures de manière à assurer leur stabilité, lors du coulage du béton.

V.5.3 : Calcul de la section d'armature (Ferrailage vertical) :

1: Ferrailage vertical :

Type de section qu'on peut avoir :

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- Entièrement tendu (S. E. T).
- Entièrement comprimée (S. E.C).
- Partiellement comprimée (S. P. C).

2: Etapes de calcul :

- **Détermination de la nature de la section :**

- Calcul des dimensions du noyau central (pour les sections rectangulaires c'est : $\frac{h}{6}$)
- Calcul de l'excentricité « e » qui est égale au rapport du moment à l'effort normal

$$(e = \frac{M}{N}).$$

- **Calcul des sections suivant leurs natures :**

Section entièrement tendue : on peut dire qu'une section est entièrement tendue si :

- N : L'effort normal appliqué est un effort de traction.
- C : Le centre de pression se trouve entre les deux nappes d'armatures :

$$a_1 = \left(\frac{h}{2}\right) - c' + e$$

Les équations d'équilibres s'écrivent alors :

$$N_U = A\sigma_s + A\sigma_{s10^0/00}$$

$$M_a = A\sigma_s(d - c)$$

Donc les sections d'armatures seront :

$$A' = \frac{N_u a_2}{(a_1 + a_2)\sigma_{s10^0/00}}; A = \frac{N_u a_1}{(a_1 + a_2)\sigma_{s10^0/00}}$$

Remarque : Vu que l'effort sismique est réversible ; la section d'armature à prendre pour les deux nappes est le maximum entre A et A'.

Section entièrement comprimée : La section est entièrement comprimée si :

- N : L'effort normal est un effort de compression.
- C : Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \times (d - c') - M_A > (0.337h - 0.81c')b \times h \times \sigma_{bc}$$

M_A : Moment par rapport aux aciers inférieurs.

- Si : $N \times (d - c') - M_A > (0.337h - 0.81c')b \times h \times \sigma_{bc}$

Les sections d'armatures sont données par :

$$A' = \frac{M_A - (d - 0.5h)b \times h \times \sigma_{bc}}{(d + c')\sigma_2} \text{ avec : } \sigma_2 \rightarrow \varepsilon = 2^0/00$$

$$A = \frac{N_u b \times h \times \sigma_{bc}}{(d + c')\sigma_2} - A'$$

- Si : $N \times (d - c') - M_A > (0.337h - 0.81c')b \times h \times \sigma_{bc}$
- Les sections d'armatures sont données par :

$$A=0 ; \quad A' = \frac{N_u - (\Psi b \times h \times \sigma_{bc})}{\sigma'} \text{ avec } \Psi = \frac{0.37 + \frac{n \cdot (d - c') - M_A}{bh^2 \sigma_{bc}}}{0.875 - \frac{d - c'}{h}}$$

Section partiellement comprimée : la section est partiellement comprimée si :

- N : L'effort normal est un effort de traction, le centre de pression « C » se trouve en dehors de la zone comprimée entre les armatures.

- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'extérieur de la section.

- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \times (d - c') - M_A > (0.33h - 0.81c')b \times h \times \sigma_{bc}$$

Où : M_A : Moment par rapport aux aciers inférieurs.

$$M_a = M_g + N(d - h/2)$$

$$A = A' \quad A = A' \quad A = A' \quad A = \frac{N}{100 \times \sigma_{bc}}$$

Il faut déterminer la section tendue pour cela nous appliquons la formule suivante :

Pour les voiles pleins.

$$\sigma_1 = \left\{ \begin{array}{l} \frac{N}{a \cdot h} + \frac{6 \cdot M}{a \cdot h^2} \\ \frac{N}{a \cdot h} - \frac{6 \cdot M}{a \cdot h^2} \end{array} \right.$$

$$\mathbf{1^{ere} cas (S.P.C)} : \sigma_1 \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \leq 0 ; l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$$

$$\mathbf{2^{eme} cas (S.E.T)} : \sigma_1 \leq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \leq 0 ; l_t = h.$$

$$\mathbf{3^{eme} cas (S.E.C)} : \sigma_1 \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \geq 0 ; l_t = 0$$

$$A_{\min 1}^{R.P.A} = 0,002 \cdot a \cdot l_t$$

$$A_{\min 2}^{R.P.A} = 0,0015 \cdot a \cdot h$$

$$A_{\min 3}^{R.P.A} = 0,001.a.h \quad (\text{en zone courante})$$

V.5.4 : Choix de combinaisons d'actions pour les armatures verticales

Le ferrailage sera calculé en flexion composée sous « N et M » le calcul se fera avec les combinaisons suivantes:

- $N = 0,8 NG \pm NE$
- $M = 0,8 MG \pm ME$

Puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par les combinaisons.

- $N = NG + N Q \pm NE$
- $M = MG + MQ \pm ME$

V.5.5 : Choix de combinaison d'actions (pour les armatures verticales)

Le ferrailage sera calculé en flexion composée sous N et M ; N provenant de la combinaison des charges verticales.

Le calcul se fera avec les combinaisons suivantes :

$$N = 0.8N_g + N_e. \quad (N_e = 0 \text{ cas des voiles pleins})$$

$$M = 0.8M_g + M_e$$

On choisit cette combinaison pour situer le cas le plus défavorable de l'excentricité c'est à dire pour pousser le centre de pression à l'extérieur de la section (cas d'une section partiellement comprimée) puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par les combinaisons :

$$N_{\text{corr}} = N_g + N_q + N_e$$

$$M_{\text{corr}} = M_g + M_q + M_e$$

V.5.6 : Calcul de la section d'armature :selon les règles BAEL .91

1- Armatures verticales :

$$G+Q \pm E: M_{\max} \longrightarrow N_{\text{corr}}$$

Niveau	T(KN)	N(KN)	M(KN.m)
RDC	164.82	2914.74	1874.85

$$H=3.60\text{m}; c=5\text{cm}$$

$$d= h-c = 3.6-0.05 =3,570 \text{ m} ; a=0.17\text{m}$$

- Détermination de l'excentricité (e)

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{1874.85}{2914.74} = 0.643m$$

$$A = (0.337h - 0.81c')b \times h \times \sigma_{bc}$$

$$A = (0.337 \times 360 - 0.81 \times 3)17 \times 360 \times 18.5$$

$$A = 13460.72 \text{KN.m}$$

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

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 1874.85 + 2914.74 \times (3.57 - 1.8) = 7033.93 \text{Kn. m}$$

$$B = 2914.74 (3.57 - 0.03) - 2767 = 3284.24 \text{KN.m}$$

A > B : donc la section est partiellement comprimée.

- Vérification de flambement

$$\frac{l_f}{h} \leq \text{Max} (15 ; 20.e/h)$$

$$\frac{20 \times e_1}{h} = \frac{20 \times 0.643}{3.60} = 3.40$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{2.14}{3.85} = 0.5$$

$$\frac{l_f}{h} = 0.5 < \text{max} (15 ; 3.4) = 15 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

a- Calcul de ferrailage :

a.1 : Calcul des armatures à la flexion simple :

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{7033930}{18.5 \times 17 \times 380^2} = 0.154 < \mu_1 = 0.392$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.02}) = 0.21$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha_u) = (1 - 0.4 \times 0.21) = 0.986$$

$$A^f = \frac{M_{ua}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{7033930}{400 \times 0.91 \times 380} = 54.12 \text{ cm}^2$$

a.2 : Calcul des armatures à la flexion composée

$$A = A^f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 54.12 - \frac{2914.74}{100 \times 400} = 33.70 \text{cm}^2$$

b - L'armature verticale minimale

D'après (RPA99.version 2003) suivant la formule de Navier Bernoulli

$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{2914.74 \times 10^3}{170 \times 3600} + \frac{6 \times 1874.85 \times 10^6}{170 \times (3600)^2} = 9.86 \text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{2914.74 \times 10^3}{170 \times 3600} - \frac{6 \times 1874.85 \times 10^6}{170 \times (3600)^2} = -0.34 \text{MPa}$$

$$\sigma_1 \geq 0 \quad ; \sigma_2 \leq 0 \quad ; \quad l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|} = 0.12m$$

Alors $A_{min}^{RPA} = 0.002 \times L_t \times a = 0.002 \times 12 \times 17 = 0.40cm^2$

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales est donné comme suit :

Globalement dans la section du voile : 0,15 % (RPA99/V 2003 Art.7.7.4.1)

$$A_{min}^g = 0.0015 \times a \times h = 0.0015 \times 17 \times 360 = 9.18cm^2$$

Donc on prend :

- **Dans la zone tendue** : $A = \max(A_{cal} ; A_{min}^{RPA}) = 33.70 cm^2$

Alors on prend $A = 33.70cm^2$

- **En zone courante**

$$h' = h - 2L_t = 3.60 - 2 \times 0.8 = 2m > 0$$

$$A_{min}^2 = 0.001 \times h' \times a = 0.001 \times 2 \times 17 = 3.4cm^2$$

$$A_{tot} = 2A_{tendu} + A_{min}^2 = 70.80 cm^2 > A_{min}^g = 9.81 cm^2 \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

c- Choix d'armature

$$A_{nap1} = A_{nap2} = \frac{33.70 + 3.4}{2} = 18.55 cm^2$$

\Rightarrow **Soit : $A_{nap} = 18HA12 = 20.36 cm^2$**

d- L'espacement

D'après (RPA99 version 2003)

$$S < \min(1.5 \times a ; 30 cm) = \min(1.5 \times 17 ; 30 cm) = 25.5 cm$$

On prendre: $S = 20cm$

- **Dans la zone h/10 :**

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{20}{2} = \min \left\{ \frac{1.5a}{2} ; \frac{30}{2} \right\} = \min\{12.75 ; 15\} \Rightarrow D = 10cm$$

On prendre : $D = 10 cm$

Les espacements suivant le (BAEL) sont négligés par rapport au RPA99.

- **Vérification des contraintes de cisaillement :**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant qui se trouve à la base du voile, majeure de 40% (Art 7.7.2 RPA99 version 2003).

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times T_{cal}}{a.d} = \frac{1.4 \times 164.82 \times 10^3}{170 \times 3570} = 0.38 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

T : Effort tranchant à la base du voile.

a : Epaisseur du voile

La contrainte limite est : $\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$

$\tau_b = 0.38 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

Alors, il n'y a pas de risque de cisaillement.

2- Armatures horizontales

Le pourcentage minimum de l'armature horizontale pour une bande de 1 m de largeur.

- Globalement dans la section du voile : (RPA99 version 2003) 7.7.4.3

$$A_{min}^g = 0.0015 \times a \times 1m = 0.0015 \times 17 \times 100 = 2.55 \text{ cm}^2$$

En zone courante :

$$A_{min}^c = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 17 \times 100 = 1.70 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $A_c = 6\text{Ø}8 = 3.02 \text{ cm}^2/\text{ml}$

V.5.7 : Présentation du ferrailage des voiles

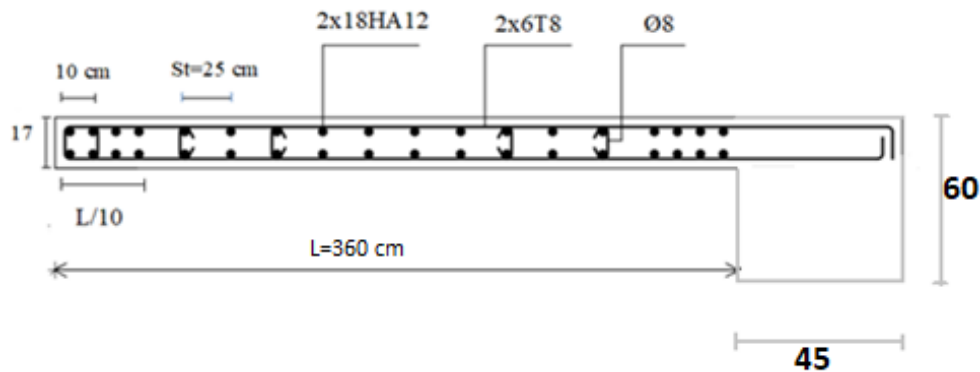


Figure VI.5: Ferrailage du voile plein

Chapitre VI :ETUDE DES FONDATIONS

VI.1.Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact direct avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage dont leurs bonnes conceptions et réalisations découlent la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire des autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

L'ingénieur doit se baser sur trois préoccupations essentielles pour l'étude des fondations :

- La forme et l'emplacement de la fondation.
- La contrainte admissible du sol ne doit en aucun cas être dépassée.
- Le tassement doit être limité pour éviter le basculement ou la ruine de l'ensemble.

Différents types de fondations :

- Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers)
- Semi profondes (les puits)
- Profondes (les pieux)
- Fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...)

VI.2 : Choix de type de fondation :

Fondations superficielles de type :

- Semelle isolée.
- Semelle filante.
- Radier général.

VI.3 : Combinaison d'action :

- ELS (G + Q) pour le dimensionnement.
- ELU (1.35G + 1.5Q) pour le ferrailage.
- Accidentelle (0.8G ± E) pour la vérification.

VI.4 : Calcul des fondations :

VI.4.1 : Présentation de rapport de sol :

Le bâtiment est à usage administratif dans la wilaya : **Setif**

Les données géotechniques préliminaires de l'étude de sol du projet sont :

- Contrainte admissible : $Q=1.5$ bars pour l'ensemble du site.

- Types de sol : classé dans la catégorie S3 (**sol meuble**)
- Ancrage des fondations : $D = 2 \text{ m}$

Remarque :

Nous proposons en premier lieu des semelles isolées sous poteaux et filantes sous murs. pour cela , nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à **50%** de la surface totale du bâtiment :

$$\left(\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{batiment}}}< 50 \%\right)$$

VI.4.2 : Calcul la section des semelles :

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_{\text{semelle}} \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}}$$

S_{semelle} : La surface totale de la semelle.

$$\sigma_{\text{sol}}=1.5\text{bars} = 150 \text{ KN / m}^2 \quad (\text{selon le rapport de sol})$$

La somme des réactions des poteaux et voiles sont :

- A L'ELS

$$N_{\text{ser}}=N_G+N_Q$$

$$N_{\text{ser}}=52069.54 \text{ KN} \quad \text{Selon Robot (E.L.S)}$$

$$S_{\text{semelle}} \geq \frac{52069.54}{150} = 347.12 \text{ m}^2$$

VI.4.3 : Vérification du chevauchement :

$$\left(\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{bâtiment}}}< 50 \%\right)$$

$S_{\text{bâtiment}}$ = la surface totale du bâtiment

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{bâtiment}}} = \frac{347.12}{326.88} = 1.061$$

$$\mathbf{106.19\% > 50\%}$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- Augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- Réduction des tassements différentiels.
- Facilité d'exécution.

VI.5 : Radier général :

Les radiers sont des semelles de très grandes dimensions supportant toute la construction. Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité

(Réaction de sol \cong poids total de la structure).

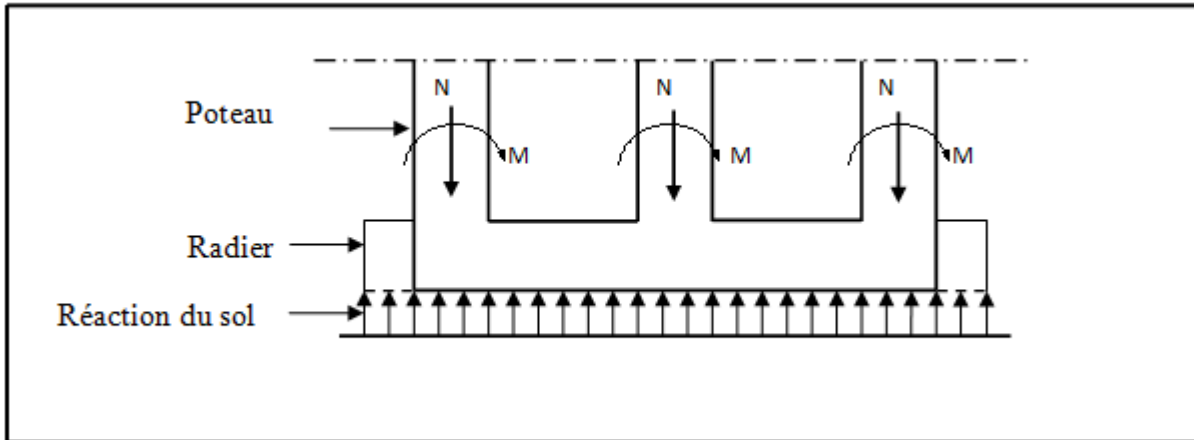


Figure VI.1 : Schéma du Radier

VI.5.1 : Pré dimensionnement du radier :

a) Selon la condition d'épaisseur minimale :

-La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25$ cm)

b) Selon la condition forfaitaire :

- Sous voiles :

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes : $\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$

L_{\max} : Longueur maximale entre deux voiles successifs.

h : Epaisseur du radier.

$$L_{\max} = 6.50 \text{ m}$$

$$0.81 \text{ m} \leq h \leq 1.3 \text{ m} \text{ On prend : } h = 100 \text{ cm}$$

- Sous poteaux :

La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes : $h \geq \frac{L_{\max}}{20}$

L_{\max} : Longueur maximale entre nus des poteaux.

h : Epaisseur du radier.

Avec une hauteur minimale de 25 cm

$$h \geq \frac{6.5}{20} = 32.5 \text{ cm} \quad \text{on prend : } h = 35 \text{ cm}$$

La nervure :

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_t égale à : $h \geq \frac{L_{\max}}{10}$

$$h \geq \frac{L_{\max}}{10} = 65 \text{ cm} \quad \text{on prend : } h = 65 \text{ cm}$$

c) **Condition de la rigidité** : $L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$

L_{\max} : Plus grande distance entre deux poteaux :

L_e : Longueur élastique.

$$L_e = \frac{4 \sqrt{4E \times I}}{\sqrt{K \times b}}$$

E : Module d'élasticité du béton $E = 3216420 \text{ t/m}^2$

I : Inertie d'une bande d'1 m de radier. $I = \frac{bh^3}{12}$

K : Coefficient de raideur du sol ($5 \text{ MPa} \leq K \leq 120 \text{ MPa}$)

Nous optons pour $K = 4000 \text{ t/m}$ pour un sol de densité moyenne

b : Largeur du radier (bande de 1m).

$L_{\max} = 6.50 \text{ m}$

De la condition précédente, nous tirons h :

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 K L_{\max}^4}{E \pi^4}}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 6.5^4}{3216420 \times 3.14^4}} = 1.03 \text{ m}$$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0.144}{4000 \times 1}} = 4.62 \text{ m} > \frac{2}{\pi} \times 6.5 = 4.14 \text{ m} \dots \dots \text{ condition vérifiée}$$

Conclusion:

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

$h_t = 100 \text{ cm}$ Nervure

$h_r = 65 \text{ cm}$ Dalle

$b = 50 \text{ cm}$ Largeur de la nervure

VI.5.2 Calcul de surface minimale du radier:

$$\text{ELU: } N_u = 71352,08 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } N_s = 52069,54 \text{ KN}$$

$$\text{ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{71352,08}{150} = 475,68 \text{ m}^2$$

$$\text{ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{52069,54}{150} = 347,12 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 326,88 \text{ m}^2 > \text{Max} (S_1; S_2) = 475,68 \text{ m}^2$$

Alors : La surface de radier est supérieure à la surface du bâtiment

La surface de radier est supérieure à la surface du bâtiment On ajoute un débordement (D).

L'emprise totale avec un débordement (D) sera:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y)$$

S' : Surface final du radier.

S : Surface totale du bâtiment

D : Débordement

Lx: Longueur en plan (23.80 m)

Ly: Largeur en plan (17.60 m)

- Calcul du débordement D:

$$D \geq \text{Max} (h_r / 2 ; 30 \text{ cm}). \text{ OÙ: } h_r = 65 \text{ cm} \Rightarrow D \geq \text{Max} (32,5; 30 \text{ cm}).$$

On prend : D = 0.5 m ; alors l'emprise totale avec D est:

$$S' = 326,88 + 0,5 ((24,40 + 16,60) \times 2) = 367,88 \text{ m}^2$$

Remarque:

Pour des raisons d'économie on va choisir :

$$h_{\text{radier}} = 65 \text{ cm} ; \quad h_{\text{Nervure}} = 100 \text{ cm}.$$

- Poids du radier :

$$G = (367,88 \times 0,65 \times 25) = 5978,05 \text{ KN}$$

- Combinaisons d'actions :

$$N_u = 71352,08 + 1,35 (5978,05) = 79422,44 \text{ KN}$$

$$N_s = 52069,54 + 5978,05 = 60139,90 \text{ KN}$$

VI.5.3 : Vérifications de radier :

a) Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL 91) (Art : 5.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \min \left\{ \frac{0.15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa \right\}$$

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0,9 h = 0.9 \times 65 = 58.5 \text{ cm}$

$$T_u^{\max} = \frac{q_u L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b \times L_{\max}}{S_{\text{rad}} \times 2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{79422.44 \times 1 \times 6.5}{367.88 \times 2} = 701.64 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{701.64}{1000 \times 585} = 1.19 \text{ MPa} \leq 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

b) Vérification au poinçonnement: BAEL91 (Art : A.5.2.42)

b-1 : Vérification pour les poteaux :

Le poinçonnement se manifeste là où il y a une concentration des charges. Pour vérifier le non poinçonnement du radier (dalle) le BAEL 91 propose de vérifier la condition suivante : (Article A.5.2.42) **BAEL 91.**

$$N_u \leq \frac{0.045 \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Charge revenant du poteau le plus chargé.

Dans notre cas le poteau le plus sollicité transmet au radier la charge à l'ELU suivante **2665.92KN.**

μ_c : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen. $\mu_c = 2(a + b + 2h_r)$

$$\mu_c = 2(0,45 + 0,5 + 2 \times 1) = 5.9$$

$$N_u = 2665.92 \text{ KN} \leq \frac{0.045 \times 5.9 \times 1 \times 25000}{1.5} = 4425 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV} \quad \text{Condition Vérifiée}$$

b-2 : Vérification pour les voiles :

Il faut vérifier que :

$$N_u \leq \frac{0.045 \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Charge revenant au voile le plus chargé.

μ_c : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen. $\mu_c = 2(a + b + 2h_r)$

$$\mu_c = 2(3.4 + 0.17 + 2 \times 1) = 11.14 \text{ m}$$

$$N_u = 2317.90 \text{ KN} \leq \frac{0.045 \times 11.14 \times 1 \times 25000}{1.5} = 8355 \text{ KN} \dots\dots \text{CV Condition Vérifiée}$$

c) Vérification de la stabilité du radier:

c-1 : Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales :

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\text{Donc il faut vérifier : } \sigma = \frac{N_T}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$N_T = N_G + N_{radier}$$

N : Effort normal du aux charges verticales = 45014.83

N_{radier} : Effort normal dû au poids propre du radier = 5978.05

$$\sigma = \frac{50992.88}{367.88} = 138.61 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 150 \text{ KN/m}^2 \rightarrow (\text{condition vérifier})$$

c-2 : Vérification à l'effort de sous pression:

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous les efforts de sous pression hydrostatique, on doit vérifier :

$$W \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S$$

Avec:

W: Poids total du bâtiment à la base du radier.

α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1.5$).

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$).

h: Profondeur de l'infrastructure ($h = 1.8 \text{ m}$).

S: Surface de radier ($S = 367.88 \text{ m}^2$).

- **W = $N_T = 50992.83 \text{ KN}$**
- **$\alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S = 9932.76 \text{ KN}$**

$W = 50992.83 \text{ KN} \geq 9932.76 \text{ 0KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

La condition est vérifiée, donc pas de risque de soulèvement.

VI.5.4 : Caractéristiques géométriques du radier:

- **Centre de gravité des masses du radier (infrastructure) d’après logiciel ROBOT :**

$$X = \sum S_i \times X_i / \sum S_i = 7.44\text{m}$$

$$Y = \sum S_i \times Y_i / \sum S_i = 10,46\text{m}$$

- **Moment d’inertie d’un radier :**

$$I_{x-x} = \frac{b.h^3}{12} = 20095.38\text{m}^4$$

$$I_{y-y} = \frac{h.b^3}{12} = 9301.06\text{m}^4$$

	Centre de gravité du radier	Centre de gravité du bâtiment	ex	ey
x_g	7.44	6, 74	0.7	
y_g	10,46	10,25		0.21

Tableau VI.1 : Centre de masse.

VI.5.5 : Vérification de la stabilité :

- **Vérification de la stabilité du radier :**

Sous les charges horizontales (forces sismiques) il y’a naissance d’un moment de renversement.

Les extrémités du radier doivent être vérifiées dans les deux sens : transversal et longitudinal sous les combinaisons suivantes :

- (G+Q+E) pour les contraintes maximales de compression.
- (0,8G-E) pour vérifier le non soulèvement des fondations.

a) Vérification de la stabilité du radier sous (0.8G± E) :

-Moment de renversement du au séisme pour chaque sens (x, y)

e : Excentricité de la résultante des charges verticales.

M : Moment dû au séisme.

N : Charge verticale.

D’après le RPA99/version2003(art. 10.1.5), le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$$

Tableau VI.2 :
calcul de la
radier

	Sens (X-X)	Sens (Y-Y)
N_{tot} (KN)	36034.90	36034.90
M (KN.m)	938.96	1288.54
e (m)	0.026	0.035
L / 4 (m)	4.15	6.10
Condition	Vérifiée	Vérifiée

Résultats de
stabilité du

b) Vérification au non soulèvement des fondations (G+Q+E)

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq 1.5 \times \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} X_G ; \sigma_{min} = \frac{N}{A} - \frac{M}{I} Y_G$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M \times X_G}{I} ; \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M \times Y_G}{I}$$

$$N_T = 47341,20 \text{ KN}$$

$$M_{x-x} = 993,44 \text{ KN.m}$$

$$M_{y-y} = 985,14 \text{ KN.m}$$

$$S_r = 367.88 \text{ m}^2$$

$$I_{x-x} = 20095.38 \text{ m}^4$$

$$I_{y-y} = 9301.06 \text{ m}^4$$

$$X_G = 7.44 \text{ m}$$

$$Y_G = 10,46 \text{ m}$$

	G+Q+E			$\overline{\sigma_{sol}}$ (KN/m ²)	Observation
	σ_{max} (KN/m ²)	σ_{min} (KN/m ²)	σ_{moy} (KN/m ²)		
Sens (X-X)	129.47	127.89	129.07	225	Vérifiée
Sens (Y-Y)	129.17	128.20	128.92	225	Vérifiée

Tableau VI.3 : Résultats de vérification au non soulèvement des fondations.

VI.5.6 : Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode du BAEL91 annexe E-3 pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y qui dépendent du coefficient de POISSON et du rapport $\rho = \frac{L_x}{L_y}$.

a) Méthodes de calcul:

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$

- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Tel que :

$\mu_x ; \mu_y$: Coefficients en fonction de $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$ et ν (On prend: 0.2 à l'ELS, 0 à l'ELU).

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

En tenant compte des modes de fixation on effectue les ventilations des moments comme suit :

	Panneau de rive	Panneau Intermédiaire
Sur travail	$M_{tx} = 0.85 M_x$ $M_{ty} = 0.85 M_y$	$M_{tx} = 0.75 M_x$ $M_{ty} = 0.75 M_y$
Sur appui	$M_{ax} = M_{ay} = 0.30 M_x$	$M_{ax} = M_{ay} = 0.50 M_x$

Tableau VI.4 : Résultats des méthodes de calcul

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement BAEL91. La fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

b) Calcul des moments fléchissant :

ELU	ELS
$q_u = (1.35G + 1.5Q)/S_{rad}$ $q_u = 71352,08 / 368.09$	$q_{ser} = (G+Q)/S_{rad}$ $q_{ser} = 52069.54 / 368.09$
$q_u = 193.95 \text{ KN/m}$	$q_s = 141.53 \text{ KN/m}$

Tableau VI.6 : Moments fléchissants dans le radier.

c) Ferrailage de la dalle de radier :

Le plus grand panneau est le panneau de :6.5×5.5 : panneau de rive

1 : l'ELU : $v = 0$ $q_u = 193.95 \text{ KN/m}$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.846 \rightarrow \text{alors le panneau travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = 0,052$$

$$\mu_y = 0.640$$

- donc les moments sont:

	M	M _t	M _a
Sens X-X	305.08	259.31	91.52
Sens Y-Y	195.25	165.96	91.52

- Calcul des armatures:

$$\mu = \frac{Mu}{b \times d^2 \times \sigma_b} \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{Mu}{Z \times \sigma_s} \quad A_{s \min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$$

$$b = 100 \text{ cm}; \quad C = 5 \text{ cm} \quad ; dx = h - c - \frac{\varphi x}{2} = 65 - 5 - 6.5/2 = 56.75 \text{ cm}$$

$$dy = dx - \frac{(\varphi x + \varphi y)}{2} = 50.25 \text{ cm}$$

- Condition de non fragilité : BAEL91 (art. A.4.2)

$$A_{\min} > 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- Sens- X :

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 56.75 \times 2.1/400 = 6.85 \text{ cm}^2$$

- Sens- y :

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 33.25 \times 2.1 / 400 = 3.50 \text{ cm}^2$$

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M (N.m)	91524	259318	91524	165964
M	0.02	0.056	0.025	0.046
$\mu < \mu_i$	Condition Vérifiée	Condition Vérifiée	Condition Vérifiée	Condition Vérifiée
A*	00	00	00	00
A	0.025	0.072	0.031	0.058
Z	56.182	55.115	49.626	49.084
As (cm²/ml)	4.68	13.52	5.29	9.71
As min (cm²/ml)	6.85	6.85	6.06	6.06
Choix des barres	7HA12	7HA16	6HA12	7HA14
As Choix (cm²/ml)	7.92	14.07	6.79	10.78
Espacement (cm)	15	15	15	15

Tableau VI.7 : Ferrailage de radier à l'ELU.

2 : l'ELS : $v = 0.2$; $q_s = 141.53 \text{ KN/m}$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.846 \rightarrow \text{alors le panneau travaille dans les deux sens.}$$

- A partir du tableau:

$$\mu_x = 0.0618$$

$$\mu_y = 0.763$$

- donc les moments sont:

	M	M_t	M_a
Sens X-X	264.58	224.89	60.56
Sens Y-Y	201.87	171.58	60.56

- Calcul des armatures :

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{BAEL91(Art.4.5.2)}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left\{(2/3)f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right\} FeE400 \Rightarrow \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\{0,666 \times 400 , 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M (N.m)	60560	224890	60560	171580
M	0.013	0.049	0.016	0.047
$\mu < \mu_i$	Condition Vérifiée	Condition Vérifiée	Condition Vérifiée	Condition Vérifiée
A*	0	0	0	0
A	0.016	0.062	0.020	0.060
Z	56.386	55.342	49.848	49.044
As (cm²/ml)	5.32	20.15	6.02	17.35
As min (cm²/ml)	6.85	6.85	6.06	6.06
Choix des barres	7HA12	7HA20	6HA12	6HA20
As Choix (cm²/ml)	7.92	21.99	6.79	18.85
Espacement (cm)	15	15	17	17

Tableau VI.8. Ferrailage de radier à l'ELS.

d) Vérification au cisaillement : BAEL 91 (A.5.1 ,21)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$V_u = \frac{q_u \cdot l_x \cdot l_y}{2l_y + l_x} = \frac{193.95 \times 6.5 \times 5.5}{2 \times 5.5 + 6.5} = 396.21 \text{ KN/m}$$

$$\tau_u = \frac{198.72 \times 10^3}{1000 \times 585} = 0,339 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(3.3; 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = 0,339 \text{ MPa} < \tau = 3.3 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VI.5.7 : Etude du débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console d'une longueur de 50 cm. Le calcul de ferrailage se fera pour une bande de largeur de un mètre.

b (cm)	h (cm)	d (cm)	L(cm)	q _u KN/m	q _s KN/m
100	65	58.5	50	193.95	141.53

a) Présentation schématique :

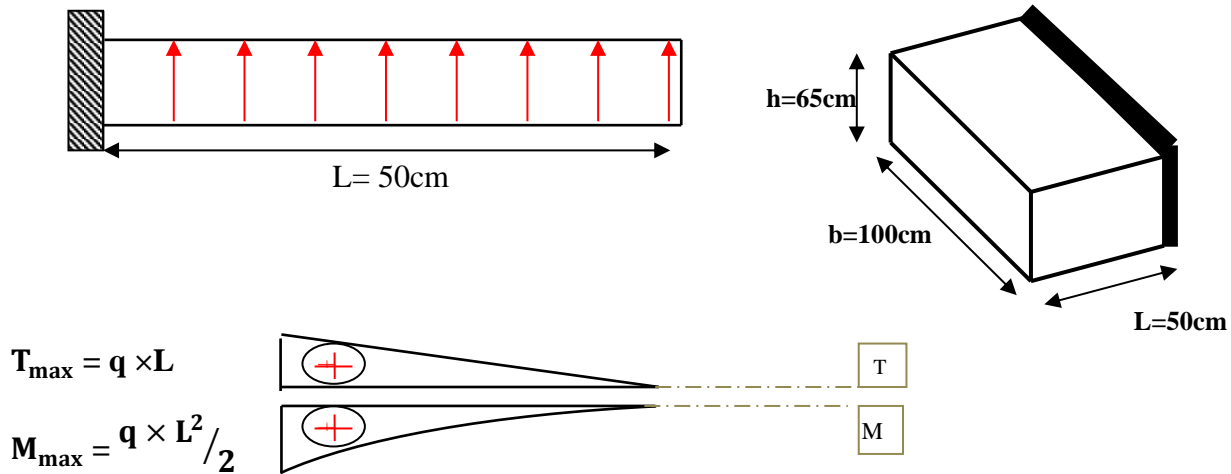


Figure VI.2 :Schéma statique du débord du radier

b) Calcul des armatures:

$$M_{\max} = q \times \frac{L^2}{2}$$

$$A_{\max}^{\text{BAEL}} = 0.0025 \times b \times h = 0.0025 \times 100 \times 65 = 16.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 100 \times \frac{2.1}{400} = 7.84 \text{ cm}^2$$

	M _{max} (N)	α	Z	As(cm ²)	A _{BAEL} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{Adop} (cm ²)
ELU	24.24	0.441	48.180	1.44	16.25	7.84	6HA20=18.8 5
ELS	17.69	0.212	51.456	1.70	16.25	7.84	6HA20 = 18.85

Tableau VI.9 : Ferrailage du débord du radier.

$$A_s = \max (A_{BAEL}, A_s, A_{s \min}).$$

$$\text{Donc : } A_s = 16.25 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Donc on choisit $A = 18.85 = 6\text{HA}20 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement 15 cm

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{18.85}{4} = 4.71 \text{ cm}^2$$

Donc on choisit $A = 4.71 \text{ cm}^2 = 6\text{HA}10$ avec un espacement 15 cm

c) Vérification au cisaillement :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28}$$

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

$$V_u = q_u \times L$$

$$V_u = 193.95 \times 0.5 = 96.975 \text{ KN/m}$$

$$\tau_u = \frac{96975}{585 \times 1000} = 0.165$$

$$\tau_u = 0.165 < \bar{\tau}_u = 1.25 \rightarrow$$

Condition vérifiée.

VI.6 : Les sollicitations sur les nervures :

$$q_u = 193.95 \text{ KN/m}^2 \quad q_s = 141.53 \text{ KN/m}^2$$

Charge triangulaire :

$$P = \frac{q_u \times l_x}{4}$$

Avec P : Charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.

Charge trapézoïdale :

$$P = \left(1 - \frac{\rho}{2}\right) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$$

Avec P : Charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.

Remarque :

Nous allons calculer l'armature dans les deux cas : ELU et ELS ; et en prenant le plus grand moment dans les deux sens et le généraliser sur les nervure.

VI.6.1 : Calcul du ferrailage :

a) Enrobage :

$$c \geq c_0 + \frac{\phi}{2}, \quad \phi \geq \frac{h}{10} \Rightarrow \frac{100}{10} = 10$$

$$c_0 \geq 1 \text{ cm} \Rightarrow c_0 = 1 \text{ cm.} \Rightarrow c \geq 1 + \frac{10}{2} = 6$$

- Alors on adopte $c = 6$ cm.

b) Calcul des armatures longitudinales section (50X100) :

Le calcul des sollicitations agissant sur le radier sera effectué par le logiciel **ROBOT2014**

ELU :

- En travée : $M_{\max} = 573.00 \text{ KN.m}$

- En appuis : $M_{\max} = 786.30 \text{ KN.m}$

ELS :

- En travée : $M_{\max} = 418.38 \text{ KN.m}$

- En appuis : $M_{\max} = 572.80 \text{ KN.m}$

c) Calcul des armatures longitudinales :

$$\mu = \frac{Ms}{b \times d^2 \times \sigma_b} \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{Ms}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

ELU : $\sigma_b = 14.2 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

ELS : $\sigma_b = 15 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 201.63 \text{ MPa}$

d) Condition de non fragilité : B.A.E.L (1.4.2.1)

$$A_{\min} \geq 0.23 \text{ b.d} \frac{f_{t28}}{f_l}$$

- Pourcentage minimale : B.A.E.L 91 (art B.6.4)

$$A'_m \geq 0.001 \text{ b h}$$

- section minimale selon le RPA :

$$A_{RPA} = 0.5\% b.h$$

Cas		M [KN.m]	μ	A	B	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{BAEL} (cm ²)	A^{RPA} (cm ²)	Section adoptée (cm ²)
ELU	Appuis	786.30	0.125	0.167	87.720	25.75	5.67	5	25	6HA25+2HA16=33.47
	Travée	573.00	0.091	0.119	89.525	18,39	5.67	5	25	8HA20=25.13
ELS	Appuis	572.80	0.091	0.119	89.525	31.73	5.67	5	25	6HA25+2HA16=33.47
	travée	418.38	0.066	0.085	90.804	22.85	5.67	5	25	8HA20=25.13

Tableau VI.10 : Ferrailage de la nervure

VI.6.2 : Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL91 (art A.5.1)

$$T_{u \max} = 662 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{662}{500 \times 1000} = 0,132 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min(3,3; 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = 0,132 \text{ MPa} < \tau = 3,3 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

Selon BAEL les armatures transversales ne sont pas nécessaires, et ils déposent des cadres comme des armatures minimales :

- **Armatures transversales minimales**

$$\Phi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi \right) = (28, 50, 25) \Rightarrow \text{On prend } \Phi = 10 \text{ mm}$$

- **Espacement des armatures transversales : RPA 99.**

- En zone nodale

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L\right) \Rightarrow S_t \leq \min(20, 24)$$

$$S_t \leq 15$$

- En zone courante

$$S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2}$$

$$S'_t \leq 50\text{cm}$$

Nous prenons :

$S_t = 15\text{ cm}$ En zone nodale

$S_t = 20\text{ cm}$ En zone courante

VI.6.3 : État limite de déformation : BAEL91 (B.6.5.1)

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \frac{100}{650} = 0,153 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

$$2) \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{33,47}{50 \times 100} = 0,0066 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

VI.7 : Présentation du ferrailage :

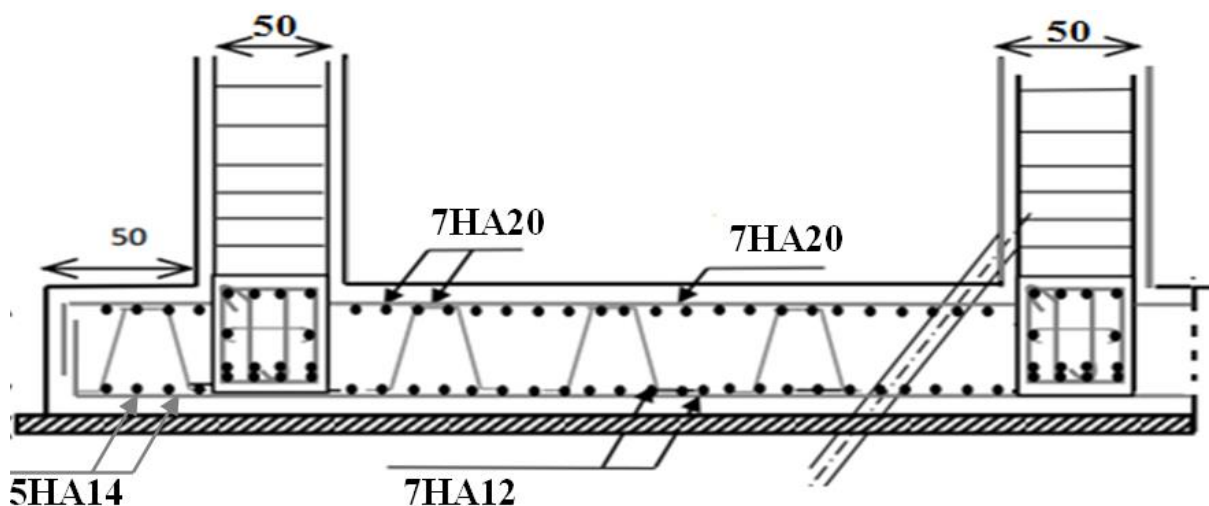


Figure VI.3 : Ferrailage de la dalle du radier

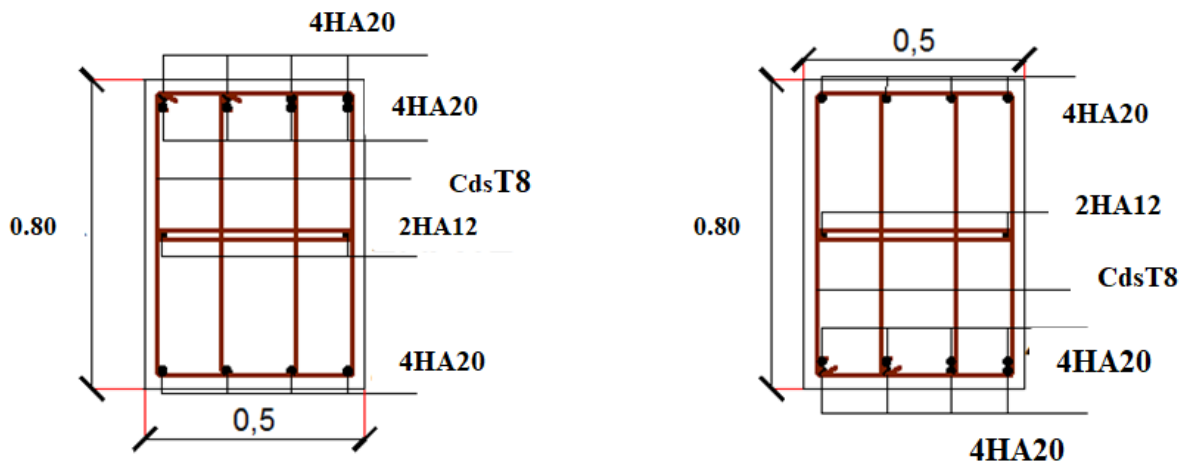


Figure VI.4 : Ferrailage de la nervure en travées et en appuis

Conclusion

Le projet de fin d'étude est une occasion à l'étudiant d'appliquer les connaissances acquises durant sa formation. Cette expérience nous a permis aussi d'acquérir des connaissances sur les méthodes de calcul, étudier des structures ainsi que l'application des règlements tels que :

Le RPA (99/Version 2003) ; le BAEL 91 ; le CBA93, aussi une pratique sur des logiciels tels que Robot, Autocad, etc,...

Pour ce projet, nous avons agis principalement sur deux plans :

- ✓ **La stabilité** : une réflexion profonde pour assurer d'une part le contreventement et la disposition des voiles; car nous avons constaté que la disposition des voiles est un facteur important pour assurer la stabilité et la sécurité des structures.

- ✓ **L'économie** : de l'autre part, pour l'estimation des quantités des bétons et des aciers nécessaires pour la réalisation de cet ouvrage qui reflète une bonne conception.

Donc c'est une première et aussi une expérience très importante pour la vie d'un ingénieur en génie civil.

Bibliographie

Règlements :

- RPA99/Version2003 : Règles Parasismiques Algériennes.
- BAEL91 : Béton Armé aux Etats Limites.
- DTR B.C. 2.2 : Charge Permanentes et Charges d'Exploitation.
- CBA93 : Règles de Conception et de Calcul des structures en béton armé.

Livres et cours :

- Cours Techniques de Construction (3LGC, Master1 et Master2 - Structures) Université de Biskra.
- Mémoires Master 2. Des promotions passées, Diverses universités algériennes.

Logiciels et programmes :

- Logiciel d'analyse des structures ROBOT version 2014. (Analyse des structures)
- AUTOCAD 2014. (Dessin).
- Word 2010. (Traitement de textes).