

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



Mémoire de Master

Présenté à l'Université du 8 Mai 1945 Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Spécialité : Génie Civil

Option : Structures

Présentée par : SALAH SALAH HADJER

**Thème : Etude et conception d'un bâtiment en béton armé
contreventé par voile (S/Sol+RDC+9 étages) à usage
d'habitation.**

Sous la direction de : Pr. BENMARCE ABDELAZIZ

Juin 2022

Remerciements

Je remercie dieu le miséricordieux qui nous a éclairé la voie de la science et de la reconnaissance et par sa grâce on a réussi à achever ce travail.

Je remercie tout d'abord le président d'avoir bien accepté de présider ce jury.

Les membre du jury, pour avoir exprimé son entière disponibilité à participer à ce jury et examiner ce mémoire.

Je remercie également Monsieur **BENMARECE ABD-EIAZIZ** professeur au département de génie civil et hydraulique à l'université du 08 mai 1945 de Guelma, pour sa patience, sa disponibilité, ses judicieux conseils qui ont contribué à alimenter notre réflexion et surtout ses qualités humaines.

De simple remerciement sont insuffisants pour exprimer toute ma reconnaissance envers lui.

Je tiens à remercie tout le personnel de l'organisme national de contrôle technique et de la construction. (CTC) Guelma :

Le directeur de l'agence Monsieur **BENDJABALLAH Kheir Eddine** pour son accueil et son accord.

Le tuteur de stage Monsieur **LOCIF KAMEL** qui m'a suivi et permis d'accomplir dans de meilleures conditions ma période de stage.

Les ingénieurs du département 'projet logement' (**M. KARBOUAA Said, BENCHIKH Raouf, SAHKI Hichem**).

J'adresse également mes remerciements et mon gratitude à tous les professeurs qui m'ont enseigné durant mon cursus universitaire (**CHERAIT Yacin, LAFIFI ibrahim**). Sans oublier de grée également Madame **BOUKHATEM Karima**.

Sans oublier de remercier mes chers parents pour leur soutien constant et leurs encouragements sans limite.

Enfin je souhaite une bonne chance à tous mes camarades de promotion 2021/2022.



Dédicace

Avant toute dédicace je tiens à remercier « Allah » le tout puissant qui m'a donné le courage pour mener ce travail à terme.

A ma mère

A la plus altruiste, la plus forte et la plus merveilleuse des mamans, les mots manquent pour qualifier tout l'amour que je porte pour toi.

Ton dévouement, tes encouragements ta confiance en moi, ta bénédiction et tes prières m'ont été d'un grand soutien pour mener à bien mes études.

A mon père

Celui qui n'a jamais cessé de combattre pour me voir réussir un jour, merci de m'avoir offert un grand soutien tout au long de mes années d'études, tes discours de temps en temps étaient une source énorme d'encouragements pour moi, merci surtout d'avoir cru en moi et en mes rêves.

Merci de m'avoir soutenue et aidée à surmonter tous les imprévus de la vie.

A ma sœur

Soundes : qui a fait de mon univers une merveille, à tous les moments passés avec toi, en gage de ma profonde estime pour notre amour, notre complicité et l'aide que tu m'as apporté. Tu m'as soutenu, réconforté et en surtout encouragé.

A mon frère

Tu m'as toujours aimé, aidé et ces quelques lignes sont insuffisantes pour t'exprimer mon profond amour et ma reconnaissance pour les honorables services soutenus, je suis très heureuse que tu sois dans ma vie. Que cette thèse ta traduira ma profonde affection.

A toute la famille SALAH SALAH

A toute la famille CHAIBDERRAINE

Précisément mes grands-parents

Mes oncles : Zoubir, Fethi et Samir

Mes tantes : Noura, Souria, Chahra, Assia et Fatma.

Mes coussins et cousines : chacun par son nom(Nada, Salsabil, Meriem).

A vous tous, aucun langage ne saurait exprimer mon respect et ma considération pour votre soutien et vos encouragements.

A mon encadrant Mr, BENMARCE Abd-Elaziz

JE tiens à vous remercier de m'avoir fait l'honneur de diriger mon mémoire de fin d'étude. Vous êtes le professeur qui a réussi à m'inspirer, à me donner confiance en moi et en l'avenir mais aussi qui a réussi à me donner l'envie d'apprendre.

J'espère pouvoir vous honorer par ce modeste travail.

A tous mes collègues

Et à tous ceux que ma réussite leur tient à cœur

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'une tour à usage multiples en béton armé constitué d'un sous-sol +RDC et 9 étages, implanté dans la wilaya de Guelma. Cette région est classée selon le ***RPA99 version 2003***, en zone de moyenne sismicité ***IIa***. Les différents calculs et vérifications sont fait en accord avec les règlements en vigueur, à savoir ***le RPA99/2003, CBA 93, BAEL99***.

Ce mémoire est scindé en six parties :

La première partie est consacrée à une présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux. Ensuite, un pré dimensionnement des éléments structuraux et descente des charges a été exposée dans la deuxième partie, suivie d'un pré dimensionnement des éléments non structuraux. Une étude sismique a été réalisée dans la quatrième partie. Et enfin avant de conclure, une étude de l'infrastructure, le ferrailage des éléments porteurs a été réalisé.

Mots clés : Tour en béton armé, contreventement voile, calcul sismique.

Summary

This project presents a detailed study of a multiple-use reinforced concrete tower consisting of a basement + Ground floor and 9 floors, located in the wilaya of Guelma. This region is classified according to the ***RPA99 version 2003***, in zone of average seismicity ***IIa***. The various calculations and checks are made in accordance with the regulations in use, ***namely RPA99/2003, CBA 93, BAEL99***.

This dissertation is divided into six parts:

The first part is devoted to a presentation of the building and characteristics of the materials used in this project. Then, a pre-sizing of the structural elements and the evaluation of the loads were exposed in the second part, followed by a pre-sizing of the non-structural elements. A seismic study was carried out in the fourth part. And finally, before concluding, a study of the infrastructure, the reinforcement of the supporting elements was carried out

Key words: Reinforced concrete tower, wind-bracing, shearwall, seismic calculation.

الملخص

يقدم هذا المشروع دراسة تفصيلية لبرج متعدد الاستخدامات يتكون من الطابق السفلي، طابق ارضي وتسعة طوابق يقع في ولاية قلمة.

تتكون هذه الدراسة من ست اجزاء :

الجزء الاول: تفصيل عام للمشروع مع ذكر خصائص المواد المستخدمة

الجزء الثاني: الابعاد الأولية للعناصر الإنشائية وحمولة كل عنصر

الجزء الثالث: الابعاد الأولية للعناصر الثانوية

الجزء الرابع: الدراسة زلزالية

الجزء الخامس: تسليح العناصر الداعمة

الجزء السادس: دراسة البنية التحتية

الكلمات المفتاحية: حساب برج، خرسانه مسلحة، هياكل

Notation et symboles

A (ou A_s ou A_l)	Aire d'une section d'acier (longitudinal)
A_t	Somme des aires des sections droites d'un cours d'armatures transversales
B	Aire d'une section de béton
E_s	Module de Young de l'acier
E_{ij}	Module de Young instantané a l'âge de j jours
E_{vj}	Module de Young instantané a l'âge de j jours
F	Force ou action en général
I_l	Moment d'inertie de la section homogénéisé par rapport au béton (ELS)
M_{ser}	Moment fléchissant de calcul de service
M_u	Moment fléchissant de calcul ultime
N_{ser}	Effort normal de calcul de service
N_u	Effort normal de calcul ultime
P	Action permanente
Q	Action d'exploitation
V_u	Effort tranchant de calcul ultime
a	Largeur d'un poteau ou d'un voile
b	Largeur d'une poutre (table), d'un poteau
b_0	b_0
d (et d_0)	d (et d_0) :
e	Excentricité de l'effort normal, Epaisseur d'une dalle
f_e	Limite d'élasticité de l'acier
f_{cj}	Résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours
f_{tj}	Résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours
G	Charge permanente unitaire
h	Hauteur d'une poutre, d'une fondation
h_0	Hauteur du talon d'une poutre
h_1	Hauteur du hourdis d'une poutre
j	Nombre de jours de maturité du béton
L	Portée d'une poutre ou d'une dalle, hauteur d'un poteau

L_f :	Longueur de flambement.
n :	Coefficient d'équivalence acier-béton.
Q :	Charge permanente unitaire.
S_t	Espacement des armatures transversales
y_1 .	Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELS.
y_u :	Profondeur de l'axe neutre calculée à l'ELU.
z (ou z_b) :	Bras de levier du couple de flexion.
α_u :	Profondeur de l'axe neutre adimensionnée à l'ELU.
γ_s :	Coefficient partiel de sécurité sur l'acier (<i>gamma</i>).
ϵ_{bcmax} :	Déformations maximale du béton comprimé (<i>epsilon</i>).
ϵ_{st}	Déformations des armatures tendues.
ϵ_{sc}	Déformations des armatures comprimées.
η	Coefficient de fissuration relatif à une armature (<i>eta</i>).
λ	Elancement mécanique d'une pièce comprimée (<i>lambda</i>).
μ_{ser} :	Moment ultime réduit à l'ELS (<i>mu</i>).
μ_u	Moment ultime réduit à l'ELU.
ν :	Coefficient de poisson (<i>nu</i>).
ρ	Rapport de la section d'acier sur celle du béton (<i>rho</i>).
σ	Contrainte normale (<i>sigma</i>).
σ_{bc} :	Contrainte maximale du béton comprimé.
σ_{st}	Contrainte dans les aciers tendus.
σ_{sc}	Contrainte dans les aciers comprimés.
τ	Contrainte tangente (<i>tau</i>).
τ_u :	Contrainte tangente conventionnelle.
τ_s :	Contrainte d'adhérence.
τ_{se} :	Contrainte d'adhérence d'entraînement.
φ :	Coefficient de fluage (<i>phi</i>).
Φ_l :	Diamètre d'une armature longitudinale.
Φ_t :	Diamètre d'une armature transversale.

Sommaire

Remerciements	-
Dédicace	-
Résumé	-
Notation et symboles	-
Sommaire	-
Introduction générale	1
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux	2
1. Introduction	3
2. Données géotechniques sur le site	7
3. Caractéristiques géométriques	7
4. Description de l'ossature	7
4.1 Système structural (selon RPA)	7
❖ Béton :	9
1. Les principales caractéristiques et avantages du béton	9
2. Les principaux avantages du béton armé	9
3. Composition moyenne du béton utilisé	10
4. Dosage du béton	10
5. Résistance mécanique du béton	10
5.1. Résistance à la compression	10
5.2. Résistance à la traction	11
6. Définition des états limites	11
7. Déformation et contrainte de calcul	12
8. Contrainte ultime de cisaillement	13
9. Module de déformation longitudinale du béton	14
❖ L'acier	14
1. Propriétés mécaniques	15
2. Diagramme déformation contrainte de calcul $\sigma_s = f(\varepsilon\%)$	15
3. Contrainte limite de traction des armatures	16
❖ Etats limites :	17
A. ELU	17

A.1 Hypothèses de calcul	17
A.2. Règle des trois pivots (BAEL 91 révisée 99.p83)	17
B. ELS	19
B.1. Hypothèses de calcul	19
❖ Combinaison de charge	19
CHAPITRE 2 <i>Prédimensionnement des éléments structuraux et descente des charges</i>	20
1. Introduction	21
2. Prédimensionnement des éléments structuraux	21
2.1. Prédimensionnement des planchers	21
2.2. Poutres	24
2.3. Les voiles	25
3. Evaluation des charges et surcharges (<i>DTR B.C 2.2</i>)	27
4. Poteaux	32
4.1. Pré dimensionnement du poteau de rive rectangulaire le plus sollicité	32
4.2. Pré dimensionnement du poteau central rectangulaire le plus sollicité	40
4.3. Poteau d'angle	46
CHAPITRE 3 <i>Prédimensionnement des éléments non structuraux</i>	52
1. Introduction	53
2. Etude des éléments	53
2.1. L'acrotère	53
2.2. Etude des escaliers	56
2.3. Etude de la poutre palière	62
2.4. Etude des planchers	62
A. Méthode forfaitaire	64
B. Méthode de Caquot	67
2.5. Etude du balcon	70
CHAPITRE 4 <i>Etude sismique</i>	75

1. Introduction	76
2. Présentation du logiciel de calcul	77
2.1. Etapes de la modélisation	78
3. Application de la méthode d'analyse modale spectrale	81
3.1. Spectre de réponse de calcul	81
3.2. Détermination des paramètres des spectres de calcul	82
3.3. Présentation du spectre de réponse de calcul	82
4. Résultats de calcul	83
5. Nombres de modes à considérer	88
6. Vérification de la période	91
<i>CHAPITRE 5 : Ferrailage des éléments porteurs.</i>	102
1. Introduction	103
2. Ferrailage des poteaux	103
2.1. Combinaisons spécifiques de calcul	103
2.2. Calcul du ferrailage longitudinal	104
2.3. Calcul du ferrailage transversal	104
2.4. Méthode de calcul du ferrailage longitudinale	105
2.5. Résultats	106
2.6. Ferrailage transversale	108
2.7. Schéma de ferrailage	110
3. Ferrailage des poutres	110
3.1. La combinaison fondamentale BAEL 91 révisée 99	111
3.2. Les combinaisons accidentelles RPA 99 / version 2003	111
3.3. Armatures longitudinales	111
3.4. Armatures transversales	111
4. Poutre principale	112
4.1. Sollicitation de calcul	112
4.2. Ferrailage longitudinale	112
4.3. Ferrailage transversale	113
4.4. Schéma de ferrailage	115

5. Poutre secondaire :	117
5.1. Sollicitations de calcul	117
5.2. Ferrailage longitudinale	117
5.3. Armatures transversales	118
5.4. Schéma de ferrailage	120
6. Les voiles	121
6.1. Introduction	121
6.2. Aciers verticaux	121
6.3. Aciers horizontaux	122
6.4. Règles communes (selon le RPA99/2003)	122
6.5. Combinaison des charges	123
6.6. Etude de la section soumise à la flexion composée	124
6.7. Ferrailage de voile	125
6.8. Schéma de ferrailage	130
<i>Chapitre 6 : Etude infrastructure</i>	132
1. Introduction	133
2. Ferrailage du voile périphérique	133
3. Choix des fondations	134
4. Ferrailage du radier général (nervuré)	139
4.1. Ferrailage des nervures	139
4.2. Schéma de ferrailage	140
4.3. Ferrailage du radier	141
4.4. Calcul du ferrailage de la dalle radier	143
4.4. Schéma de ferrailage	144
Conclusion générale	146
Reference et bibliographie	148
Contexte réglementaire	150-151
Annexes	153-185

Listes des figures

<i>Chapitre I</i>	
Figure (I.1) : plan sous-sol	4
Figure (I.2) : plan 1^{er} étage	5
Figure (I.3) : plan étage courant.	6
<i>Figure (I.4) : Diagramme parabole-rectangle des contraintes-Déformations du béton.</i>	12
<i>Figure (I.5) : Diagramme rectangulaire simplifié.</i>	13
<i>Figure (I.6) : Diagramme contrainte déformation d'acier.</i>	16
<i>Figure (I.7): Diagramme des déformations limites de la section : règle des trois pivots.</i>	17
<i>Chapitre II</i>	
Figure (II.1) : dalle en c.c.	22
Figure (II.2) : Dimensions des poutrelles.	22
Figure (II.3) : Différent type des voiles.	26
Figure (I.4) : Section réduite du voile.	26
Figure (II.5) : Mur extérieur	30
Figure (II.6) : Mur intérieur.	31
Figure (II.7) : poteau de rive.	33
Figure (II.8) : Poteau central.	40
Figure (II.9) : Poteau d'angle.	46
<i>Chapitre III</i>	
Figure (III.1) : Modèle de calcul d'acrotère	53
Figure (III.2) : Acrotère	53
Figure (III.3) : schéma de ferrailage.	56
Figure (III.4) : Schéma d'escaliers.	56
Figure (III.5) : schéma d'escalier	59

Figure (III.6) : Schéma de ferrailage escalier	62
Figure (III.7) : Plancher en corps creux.	63
Figure (III.8) : Types des poutrelles.	66
Figure (III.9) : Diagramme des moments aux ELU du 1^{er} type des poutrelles au PT.	67
Figure (III.10) : Schéma de ferrailage des poutrelles a corps creux.	70
Figure (III.11) : Schéma du balcon étudié.	71
Figure(III.12) : Schéma de ferrailage.	74
Chapitre IV	
<i>Figure (IV.1) : Vue en 3D de la structure après calcul</i>	80
<i>Figure (IV.2) : Vue en 3D de la disposition des voiles.</i>	80
Figure (IV.3) : Vue en 3D de la disposition des voiles au niveau du sous-sol.	81
<i>Figure (IV.4) : Spectre de réponse dans le sens X.</i>	85
<i>Figure (IV.5) : Spectre de réponse dans le sens Y.</i>	86
<i>Figure (IV.6) : 4^{eme} mode de la translation selon (X).</i>	89
<i>Figure (IV.7) : 5^{eme} mode de la translation selon (Y).</i>	90
<i>Figure (IV.8) : 3^{eme} mode de la rotation selon (Z).</i>	90
<i>Figure (IV.9) : vérification de renversement.</i>	97
<i>Figure (IV.10) : Vue en 3D de la disposition des voiles au niveau du sous-sol</i>	100
Chapitre V	
Figure (V-1) : Crochet des barres horizontales.	105
Figure (V.2) : Schéma de ferrailage poteaux (40x60).	110
Figure (V.3) : Schéma de ferrailage poteaux (50x100).	110
Figure (V.4) : Schéma de ferrailage poteau (40x50).	110
<i>Figure (V.5) : disposition des armatures verticale dans le voile.</i>	113
Figure (V.6) : voile soumise à la flexion composée.	115
Figure (V.7) : Schéma de ferrailage des voiles (RDC + 1^{er} étage)	116

Figure (V.8) : Schéma de ferrailage des voiles des étages courants.	116
Figure (V.9) : coupe longitudinale du ferrailage des voiles des différents étages par 1m².	116
Figure (V.10) : Ferrailage poutre secondaire au niveau terrasse.	120
Figure (V.11) : Ferrailage poutre secondaire au niveau de l'étage courant.	120
Figure (V.12) : Ferrailage poutre secondaire au niveau RDC.	121
Figure (V.13) : Disposition des armatures verticales dans le voile.	122
Figure (V.14) : Voile soumise à la flexion composée	123
Figure (V.15) : Schéma de ferrailage des voiles (RDC + 1er étage)	130
Figure (V.16) : Schéma de ferrailage des voiles des étages courants.	130
Figure (V.17) : Coupe longitudinale du ferrailage des voiles des différents étages par 1m².	131
Chapitre VI	
Figure (VI.1) : Disposition des armatures dans les voiles périphériques.	133
Figure (VI.2) : Schéma de ferrailage du voile périphérique.	134
Figure (VI.3) : Vue longitudinale du schéma de ferrailage du voile périphérique.	134
Figure (VI.4) : Schéma de ferrailage des nervures en appui.	140
Figure (VI.5) : Plan de coffrage et ferrailage de la fondation	141
Figure (VI.6) : Schéma de radier général nervuré	141
Figure (VI.7) : Différentes sollicitations agissantes au radier (Moment M_{XX}).	142
Figure (VI.8) : Différentes sollicitations agissantes au radier (Moment M_{YY}).	143
Figure (VI.9) : Schéma de ferrailage du radier présenter en 3D.	144

Liste des tableaux

<i>Chapitre I</i>	
<i>Tableau I.1</i> : Composition proposée pour la fabrication du béton.	10
<i>Tableau (I.2)</i> : Caractéristique des nuances d'acier	15
<i>Chapitre III</i>	
<i>Tableau (III.1)</i> : combinaison d'action sur escalier	58
<i>Tableau (III.2)</i> : moments ultimes et services.	60
<i>Tableau (III.3)</i> : évaluations des charge et surcharges dans les différents étages	63
<i>Chapitre IV</i>	
<i>Tableau (IV.1)</i> : Périodes et facteurs de participation modale (Résultats Robot 2010).	89
<i>Tableau (IV.2)</i> : Résultats du déplacement des étages selon différentes combinaisons Sismiques.	91
<i>Tableau (IV.3)</i> : Vérification de la résultante des forces sismiques	96
<i>Chapitre V</i>	
<i>Tableau (V.1)</i> : Sollicitations du ferrailage des voiles.	124
<i>Chapitre VI</i>	
<i>Tableau (VI.1)</i> : Ferrailage de la dalle du radier	

Introduction générale

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface terrestre, les tremblements de terre ce sont probablement celles qui ont les effets les plus destructeurs en agglomération. Il est vrai que les tremblements de terre continueront de surprendre l'homme. La seule chose qu'on peut prédire avec certitude, c'est que plus on s'éloigne du dernier tremblement de terre, plus nous nous approchons du suivant.

Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, il faut faire des constructions anti-sismique. Cela signifie construire de manière à ce que même les bâtiments endommagés ne s'effondrent pas en cas de séisme. Nous disposons désormais d'un ensemble de connaissances scientifiques, techniques et de mise en œuvre, qui permettent, quelle que soit la région, des constructions qui vont se défendre convenablement en cas de séisme.

Chaque étude de projet de construction a pour objectif :

- La sécurité (le plus important) : assurer la stabilité et la résistance de la structure.
- L'économie : utilisé pour réduire les coûts du projet (dépenses).
- Le confort.
- L'esthétique.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation est déjà un avantage d'économie, car il est moins cher par rapport à d'autres matériaux (ossature bois ou métal) avec de nombreux autres avantages tels que :

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (durée de vie utile).
- Résistant au feu.

Dans le cadre de ce projet, nous réalisons une étude et une conception d'une tour (S/sol+ RDC+ 9 étages) en béton armé à usage d'habitation, située dans une zone de sismicité moyenne, il faut donc déterminer le comportement dynamique de la structure adéquat pour assurer une bonne résistance afin d'assurer une longue durée et un confort et sécurité de celle-ci.

Ce mémoire comporte six chapitres :

Introduction générale

- Le premier chapitre consiste en la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre présente le prédimensionnement des éléments structuraux (Poteaux, poutres et voiles), et la descente des charges.
- Le calcul des éléments secondaires (l'acrotère, les escaliers et les planchers)
- Le quatrième chapitre portera sur l'étude sismique du bâtiment. L'étude du bâtiment sera faite par ***Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014***.
- Le calcul des ferrailages des éléments principaux le calcul des sections sera effectuer à l'aide du logiciel ***Robot Expert 2010***.
- le dernier chapitre expose l'étude des fondations suivie d'une conclusion générale

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

1. Introduction :

L'étude des bâtiments en béton armé nécessite les connaissances de base sur lesquelles s'appuient les ingénieurs pour obtenir des structures à la fois sûres et économiques. Nous profitons donc de ce chapitre pour donner quelques rappels, une description du projet et les propriétés des matériaux utilisés.

Présentation de l'ouvrage :

Les projets ayant fait l'objet de nos recherches comprennent des études de génie civil sur des bâtiments polyvalents en béton armé (sous-sol + rez-de-chaussée + 9 étages), à savoir:

- Sous-sol à usage de garage (parking).
- Le premier étage est à usage commercial.
- Bureau au premier étage.
- Le deuxième étage au neuvième étage sont à usage résidentiel (il y a 2 unités F4 et 2 unités F3 par palier).
- Terrasse inaccessible (sauf pour les travaux d'entretien réguliers).

La structure est classée "groupe d'usage 2" selon RPA99/2003 (logement collectif ou usage de bureau jusqu'à 48m de hauteur).

Selon RPA99/2003, notre bâtiment sera situé dans la ville de Guelma, considérée comme une zone de moyenne sismicité.

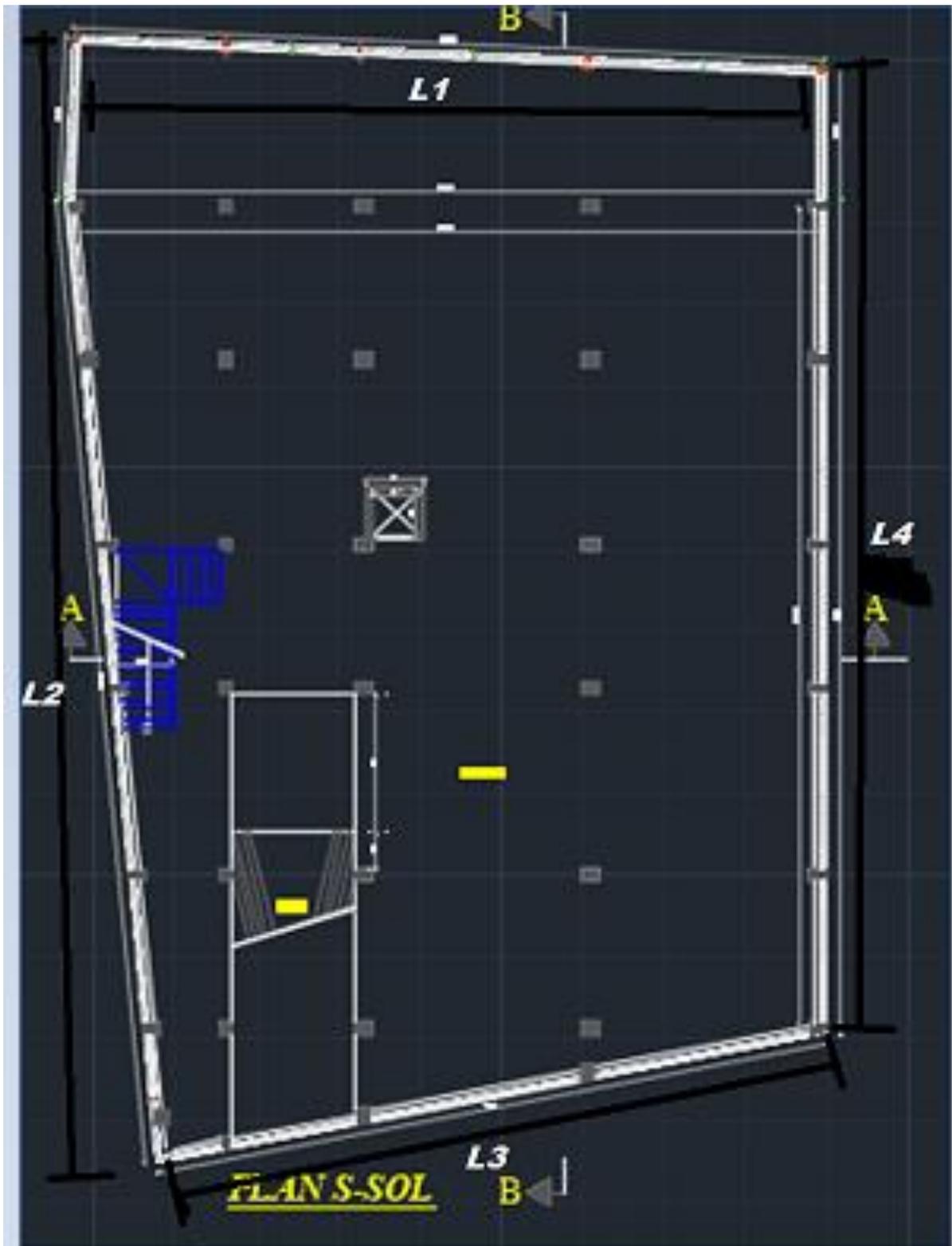


Figure (I.1) : plan sous-sol

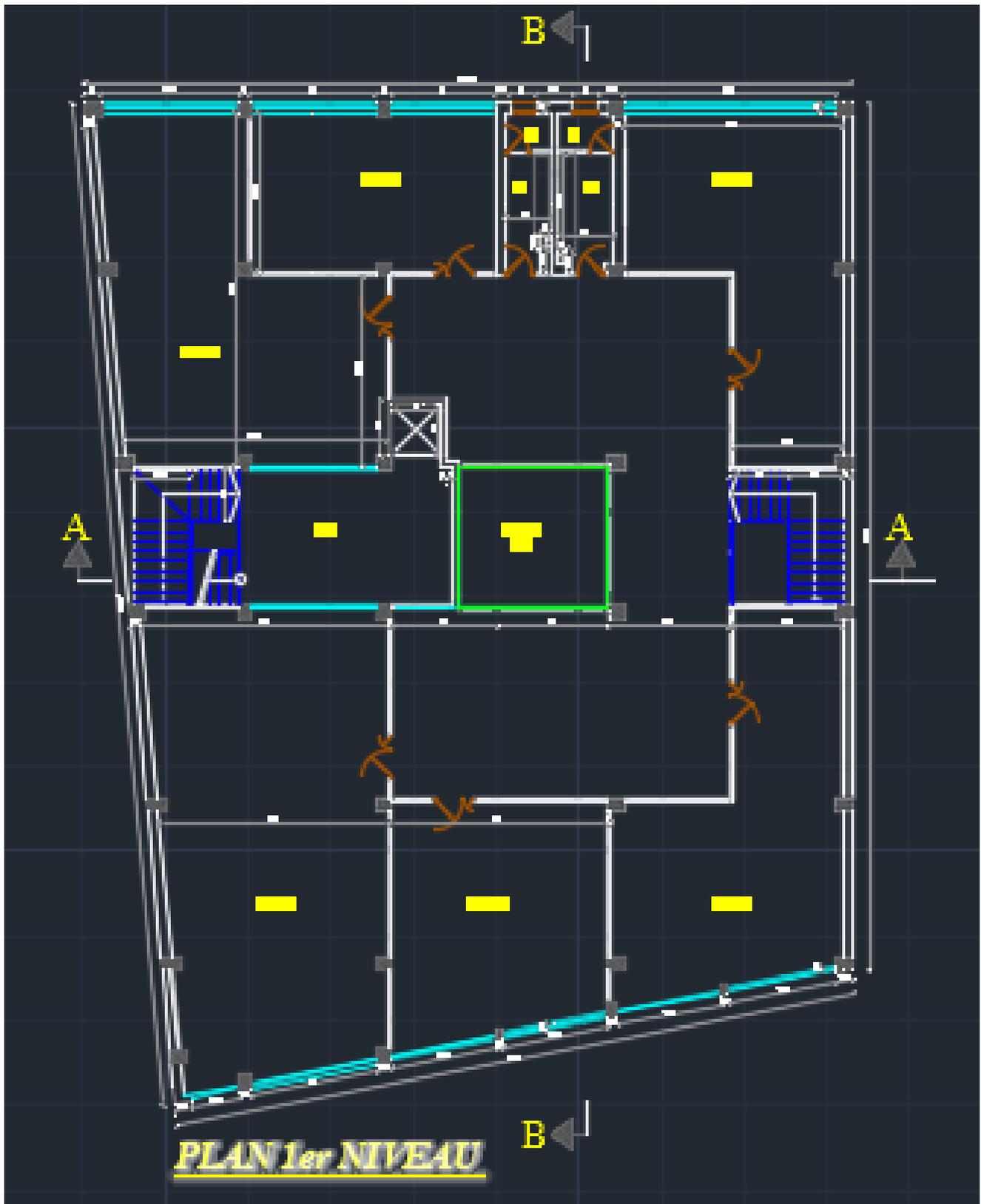


Figure (I.2) : plan 1^{er} étage

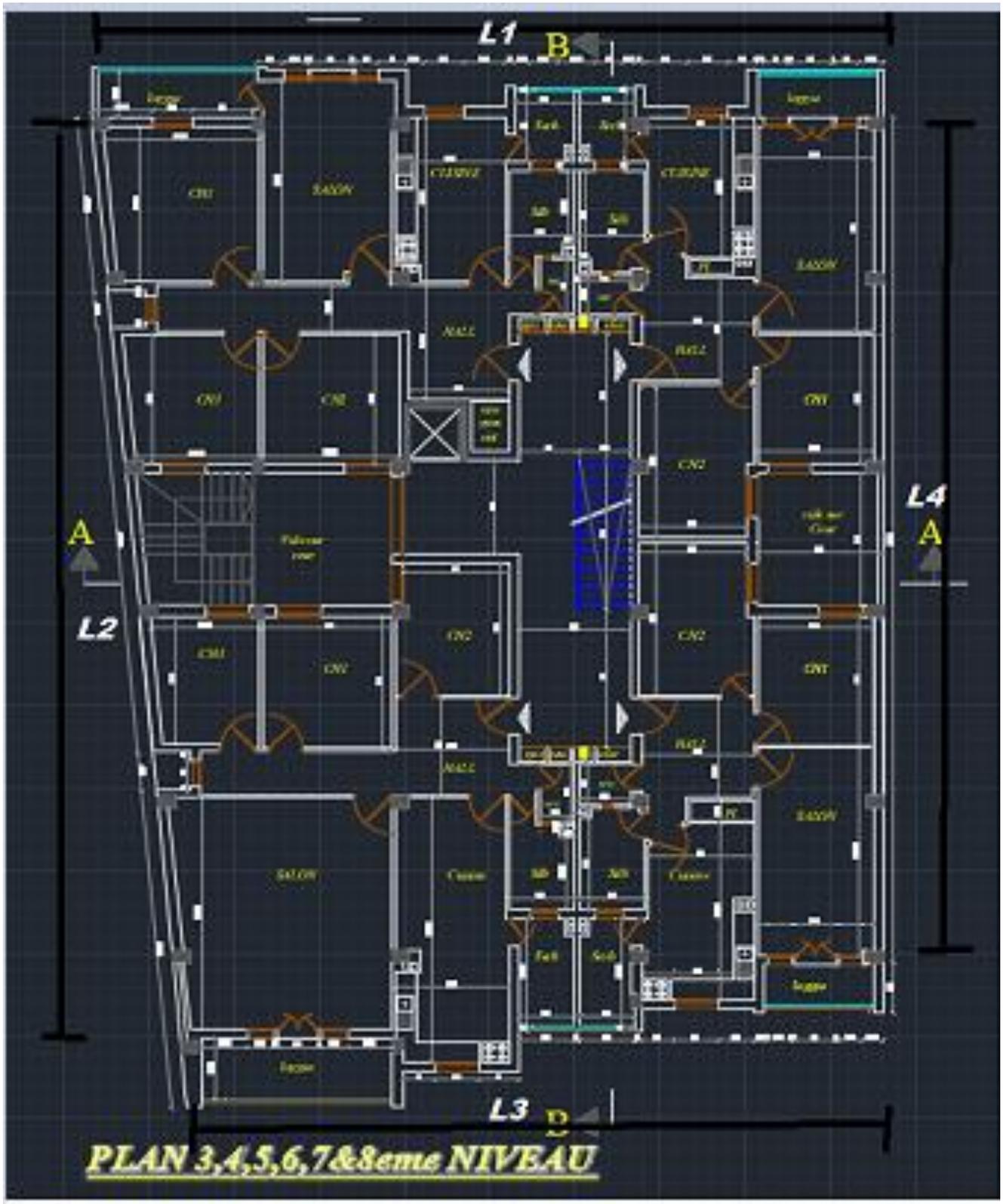


Figure (I.3) : plan étage courant.

2. Données géotechniques sur le site :

L'étude des conditions du sol a été réalisée par Geolab, le laboratoire de génie civil à la cité Rehabi RN 20 à Guelma.

Sur la base des résultats obtenus ou testés au laboratoire et sur le terrain, il en ressort :

- ✚ L'adoption d'une contrainte admissible du sol estimée à **1.75 bars**, des fondations superficielles type (radier) ancrées à partir de **2.00 m** de profondeur de la cote actuelle.
- ✚ Un compactage assez intense des fonds des fouilles est obligatoire.
- ✚ Un béton de propreté est nécessaire afin d'homogénéiser la fondation et éviter la remontée des eaux

Le site est considéré comme un site ferme (S2) selon **RPA99 version 2003**.

3. Caractéristiques géométriques :

La structure présente une forme trapézoïdale dont les dimensions sont comme suit :

Pour le sous-sol :

$L_1 = 23.05\text{m}$; $L_2 = 34.64\text{m}$; $L_3 = 20.86\text{m}$; $L_4 = 29.63\text{m}$.

Pour RDC et étage courant :

$L_1 = 23.21\text{m}$; $L_2 = 25.60\text{m}$; $L_3 = 20.86\text{m}$; $L_4 = 29.65\text{m}$.

Hauteur totale (acrotère non compris).....30.94m.

Hauteur du rez-de-chaussée.....03.40 m.

Hauteur du sous-sol.....03.40 m.

Hauteur des étages courants03.06 m.

4. Description de l'ossature :

4.1 Système structural (selon RPA) :

Les ouvrages doivent en général comporter des contreventements dans au moins deux directions horizontales. Ces contreventements doivent être disposés de façon à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer leur stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

Les éléments de contreventement devraient présenter une configuration régulière et former un système continu et cohérent aussi monolithique que possible. Par ailleurs, ce système doit être suffisamment redondant de façon à assurer une marge importante entre la limite d'élasticité et le seuil de rupture de la structure. Une attention particulière doit être accordée à l'étude et à la réalisation de tous les assemblages, en tenant compte des conséquences que peut avoir toute défaillance à ce niveau sur le comportement de la structure.

➤ **Plancher (diaphragme rigide) :**

Nous choisissons des dalles à corps creux pour les raisons suivantes :

- Facile à mettre en œuvre.
- La portée de notre projet est importante .
- Réduire le poids du plancher, réduisant ainsi les effets sismiques.
- Des raisons économiques.

➤ **Escaliers :**

Le bâtiment présente deux types, le premier avec trois volées (du sous-sol jusqu'à le 1^{er} étage) et le second avec une seule volée.

➤ **Maçonnerie :**

La maçonnerie du bâtiment est en briques creuses :

- La façade est constituée de doubles murs en briques (10 cm et 15 cm d'épaisseur) séparés par une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Le mur intérieur est constitué de briques de 10 cm d'épaisseur.

➤ **L'acrotère :**

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

➤ **Terrasse :**

La terrasse du bâtiment est inaccessible.

Notre projet porte sur l'étude d'une structure portante en béton armé, il est donc important de connaître exactement les propriétés des deux matériaux utilisés, à savoir le béton et l'acier. Les calculs pour les structures en béton armé sont basés sur des hypothèses de recherche, avec une attention particulière accordée aux propriétés physiques, chimiques et mécaniques du matériau qui compose le béton armé (c'est-à-dire l'acier à béton). Ces caractéristiques impliquent :

- Les résistances caractéristiques à la traction et à la compression, notées respectivement par f_{t28} et f_{c28} ,
- Les déformations (allongements et raccourcissements),
- Les diagrammes : contraintes-déformations.

1.4.2. Principe du béton armé :

Le béton est un matériau meilleur en compression qu'en traction, par contre l'acier est aussi résistant en compression qu'en traction. Ainsi le principe du BA consiste à insérer du "béton" dans la matrice dans toutes les zones de tension et éventuellement dans les zones de compression. La combinaison du béton et de l'acier fournit un matériau plus efficace et durable car la liaison acier-béton permet de transférer les forces de traction du béton à l'acier.

❖ Béton :

Le béton est le matériau de construction le plus utilisé en génie civil, il est à noter qu'il est principalement composé de granulats naturels (sable, gravier), de liants normalisés (ciment artificiel), d'éventuels adjuvants et d'eau de gâchage.

1. Les principales caractéristiques et avantages du béton :

La construction d'éléments structuraux en béton armé comporte 4 opérations :

- Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.
- La mise en place des armatures dans le coffrage.
- Mise en place et « serrage » du béton dans le coffrage.
- Décoffrage « ou démoulage » après durcissement suffisant du béton.

2. Les principaux avantages du béton armé sont :

- **Économie** : Le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.
- **Souplesse des formes** : Elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages auxquels on peut donner toutes les sortes de formes.
- **Résistance aux agents atmosphériques**: elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.
- **Résistance au feu** : Le béton armé résiste bien aux effets des incendies.

3. Composition moyenne du béton utilisé :

En fonction de la résistance et de la malléabilité souhaitée. Il existe plusieurs méthodes de formulation du béton. On propose la composition moyenne suivante, à défaut d'une étude détaillée de la composition du béton, basée sur une estimation de la densité moyenne du gravier et du sable, en utilisant un dosage en ciment permettant d'obtenir dans des conditions courantes une résistance à la compression égale à 25MPa. Cette valeur est fréquemment utilisée pour l'élaboration des bâtiments courants.

Tableau(I.1) : Composition proposée pour la fabrication du béton.

Composants	Graviers 5/15	Sable 0/5	Ciment	Eau
Volume (l)	800	400	350	175

La fabrication des bétons et en fonction de l'importance du chantier, elle peut se faire soit à l'aide d'une simple bétonnière de chantier, soit par l'installation d'une centrale à béton. La centrale à béton est utilisée lorsque les volumes et les cadences deviennent élevés, ainsi que la durée de la production sur un site donnée est suffisamment longue.

4. Dosage du béton :

Le dosage de béton est lié au poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton. Pour mener cette étude, le béton est dosé à 350 kg de ciment par m³. Ce dosage est destiné à offrir les garanties de résistance escomptées et à présenter une protection efficace de l'armature.

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre 2200 Kg/ m³ et 2500 Kg/ m³.

5. Résistance mécanique du béton :

5.1. Résistance à la compression :

Le béton est définie par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dit résistance caractéristiques spécifiée celle-ci noté f_{c28} pour les sollicitations qui s'exercent sur un béton âgé de moins de 28 jours, se âge réfère à la résistance caractéristiques f_{cj} les règles BAEL donnent pour l'âge $j < 28$ jours et pour un béton non traité thermiquement :

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette résistance est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur elle est évaluée par la formule suivante :

-pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad \text{si } j < 60 \text{ jours.}$$

$$f_{cj} = 1.1 \quad \text{si } j > 60 \text{ jours.}$$

-pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa

$$f_{cj} = \frac{j}{140+0.95j} f_{c28} \quad \text{si } j < 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours.}$$

9.2.Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction, à l'âge de j jour notée f_{tj} est conventionnellement définie par la formule :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.}$$

$$f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa.}$$

Pour $f_{c28} = 25$ MPa $f_{t28} = 2,1$ MPa.

Méthode de calcul :

La connaissance plus précise du comportement du matériau béton armé acquise à la suite de nombreux essais effectués dans les différents pays a permis une modification profonde des principes des méthodes de calcul et a conduit à la méthode de calcul aux états limites.

10. Définition des états limites :

Un état limite est un état particulier dans lequel une condition requise pour une construction (ou l'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action. En d'autres termes, c'est un état qui satisfait strictement ces conditions par l'effet des actions revues sur la construction ou l'un de ces éléments.

11. Déformation et contrainte de calcul :

- Etat limite ultime de résistance :

Pour les calculs à ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole-rectangle sur un diagramme contraintes-déformations donné sur la figure suivante :

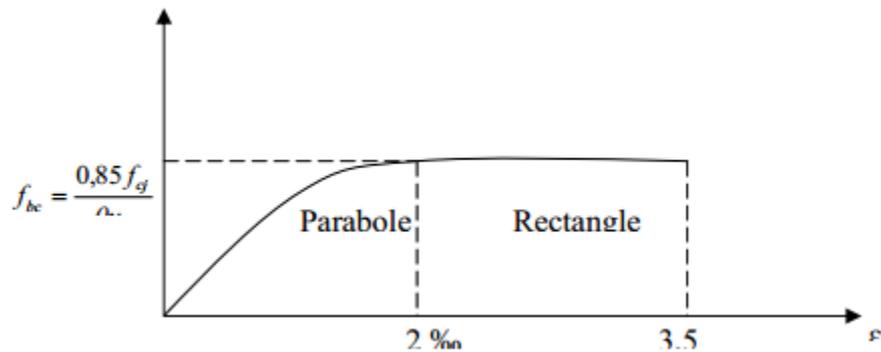


Figure (I.4) : Diagramme parabolique-rectangle des contraintes-Déformations du béton.

Précisons que la courbe en pointillé est celle mise en évidence par l'essai et la courbe en trait continu est une simplification de cette dernière pour faciliter les calculs.

$$\varepsilon_{bc1} = 2\text{‰}$$

$$\varepsilon_{bc2} = 3,5\text{‰} \quad \text{si } f_{cj} \leq 40\text{MP}_a$$

$$\varepsilon_{bc1} = (4,5 - 0,025 f_{cj}) \text{‰} \quad \text{si } f_{cj} > 40\text{MP}_a$$

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

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

ε_{bc} : Déformation du béton en compression.

f_{bc} : contrainte de calcul pour $2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰}$.

f_{cj} : résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours.

γ_b : coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$ cas général.

$\gamma_b = 1,15$ cas accidentel.

D'où la contrainte σ_{bc} est en fonction de son raccourcissement.

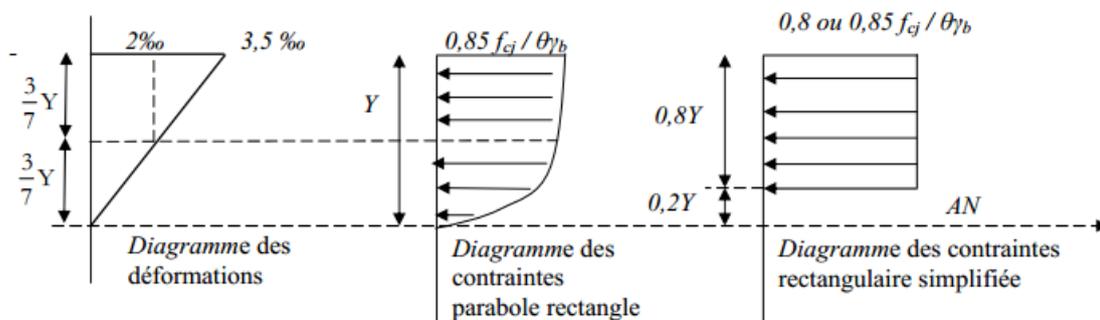
$$0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \quad \sigma_{bc} = 0,25 f_{bc} \times 103 \varepsilon_{bc} (4-103 \times \varepsilon_{bc})$$

Coefficient d'application

ELS : La contrainte de compression du béton a l'ELS (symbole σ_{bc}) est limité à :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{t28}$$

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



Figure(I.5) : Diagramme rectangulaire simplifié.

Sur une distante de 0,2 y compté à partir de l'axe neutre la contrainte est nulle.

- Sur la distance restante 0,8 y la contrainte à pour valeur $0,85 \times f_{c_j} / (\gamma_b \times \theta)$ pour les zones comprimées dont le largeur est croissant ou constant vers les fibres les plus comprimées.

$0,8 \times f_{c_j} / (\theta \times \gamma_b)$ pour les zones comprimées dont la largeur est décroissante ou constante vers ces mêmes fibres.

12. Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau \leq \bar{\tau}$

$$\bar{\tau} = \min (0,13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa} \quad \text{cas normal (fissuration peu nuisible)}$$

$$\bar{\tau} = \min (0,10 f_{c28}, 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{cas où la fissuration est préjudiciable.}$$

13. Module de déformation longitudinale du béton :

Module de déformation instantanée :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet qu'à l'âge « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale à :

$$E_{ij} = 11000 f_{cj} \times 1/3 \text{ avec } E_{ij} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa.}$$

- **Module de déformation différée :**

Sous des contraintes de longue durée d'application on admet qu'à l'âge « j » jours le module de déformation longitudinal différée du béton E_{vj} est donné par la formule:

$$E_{vj} = 3700 f_{cj} \times 1/3 \text{ avec } E_{vj} \text{ et } f_{cj} \text{ en MPa.}$$

- **Module de déformation transversale :**

- **Coefficient de poisson :**

L'allongement d'un objet quand il est soumis à une force de traction s'accompagne d'un rétrécissement de sa section. Le coefficient de poisson ν est le rapport entre le rétrécissement dans une direction perpendiculaire à l'effort subi et l'allongement dans la direction de l'effort

$$\nu = (\Delta d / d) / (\Delta L / L)$$

Avec $(\Delta d / d)$: déformation relative transversale.

$(\Delta L / L)$: déformation relative longitudinale.

Pris égale à :

$$\nu = 0,2 \text{ pour ELS (béton non fissuré)}$$

$$\nu = 0,0 \text{ pour ELU (béton fissuré)}$$

❖ **L'acier :**

L'acier peut être défini comme un matériau composé principalement de fer avec moins de 2% de carbone. Il peut encore contenir d'autres éléments, mais de tous ces éléments d'alliage, le carbone a l'effet le plus significatif sur les propriétés de l'acier. Si plus de 0,5%

d'éléments d'alliage sont ajoutés à l'acier, on parle d'acier allié. Si la proportion d'éléments d'alliage est inférieure à ce nombre, on parle d'acier non allié.

1. Propriétés mécaniques :

Les propriétés mécaniques des différentes nuances d'acier sont les suivantes :

- ✓ Limite d'élasticité f_y (MPa) en fonction de l'épaisseur nominale.
- ✓ La résistance à la traction : $f_u = 360$ MPa.
- ✓ La limite élastique : $f_y = 235$ MPa.
- ✓ Le module de Young : $E = 210\,000$ MPa.
- ✓ Le coefficient de poisson : $\nu = 0,3$.
- ✓ Module de cisaillement : $G = E / (2(1+\nu)) = 81\,000$ MPa.

Tableau (I.2) : Caractéristique des nuances d'acier

Type	Nuance	f_e (Mpa)	Emploi
Ronds lisses	F _e E22	215	Emploi courant.
	F _e E24	235	Epingles de levage des pièces préfabriquées
Barres HA Type 1 et 2	F _e E40	400	Emploi courant.
	F _e E50	500	
Fils tréfiles HA Type 3	F _e TE40	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
	F _e TE50	500	
Fils tréfiles lisses Type 4	TL50 $\Phi > 6$ mm	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
	TL50 $\Phi \leq 6$ mm	520	

2. Diagramme déformation contrainte de calcul $\sigma_s = f(\epsilon\%)$:

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes :

$\gamma_s = 1,15$ cas général.

$\gamma_s = 1,00$ cas des combinaison accidentelles.

Pour notre cas on utilise des aciers Fe E400.

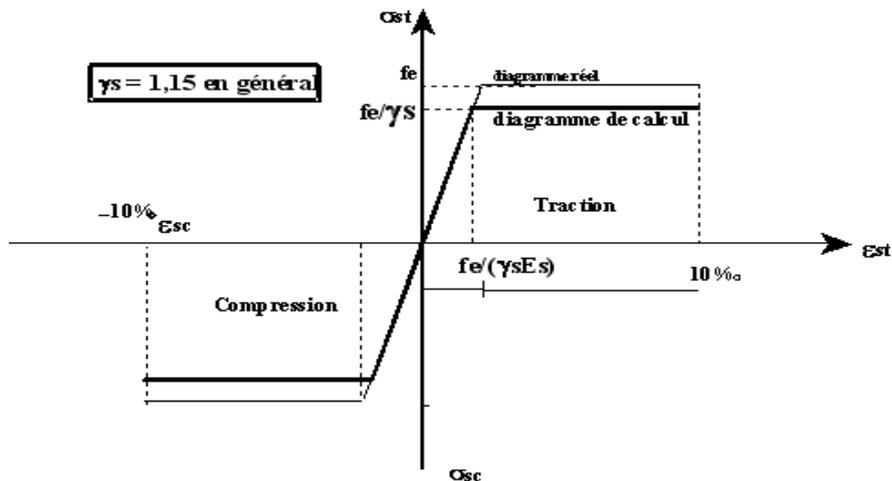


Figure (I.6) : Diagramme contrainte déformation d'acier.

Où $\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s}$; Avec $E_s = 200\ 000$ MPa. Avec : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1$ cas de situations accidentelles.

$\gamma_s = 1.15$ cas de situations durable ou transitoire.

3. Contrainte limite de traction des armatures :

On ne limite pas de la contrainte de l'acier sauf en état d'ouverture des fissures :

- ✓ Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- ✓ Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}})$.
- ✓ Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min (1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{ij}})$.

η : coefficient de fissuration (=1 pour les Ronds Lisses (RL), =1.6 pour les Hautes Adhérences (HA)).

- **Poids volumique**

Béton armé $\gamma_b = 25 \text{KN} / \text{m}^3$

Béton non armé $\gamma_b = 22 \text{KN} / \text{m}^3$

- Acier $\gamma_b = 78,5 \text{KN} / \text{m}^3$

- ❖ **Etats limites :**

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

- Etats limite ultime de résistance ELU.
- Etats limite de service ELS.

C. ELU :

Il consiste en un équilibre entre une contrainte appliquée accrue et une résistance calculée en supposant que le matériau atteint une limite de rupture réduite, ce qui correspond également à la version algérienne du code sismique RPA 99/2003. Il faut aussi vérifier en veillant à ce que le non atteint de l'action sismique ELU soit une action accidentelle.

A.1 Hypothèses de calcul :

- Les parties planes avant déformation restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre l'armature et le béton.
- La résistance à la traction du béton est ignorée.
- Un diagramme déformation-contrainte est défini.
- Béton comprimé.
- Acier en traction et compression.

A.2. Règle des trois pivots (BAEL 91 révisée 99.p83) :

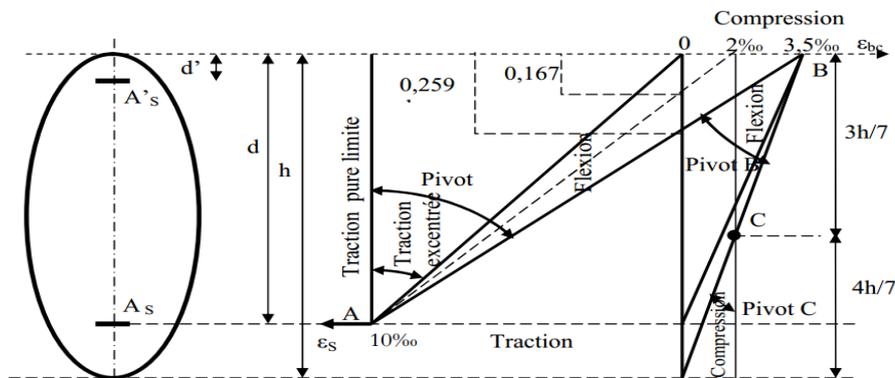


Figure (I.7) : Diagramme des déformations limites de la section : règle des trois pivots.

- ✓ Les positions limites que le diagramme de déformation peut prendre sont déterminées par les déformations limites du béton et de l'acier.
- ✓ La déformation est représentée par une ligne passant par l'un des points A, B ou C appelés pivots.
- Traction pure : toutes les fibres sont étirées de manière égale, le béton est fissuré, il ne participe donc pas à l'équilibre des contraintes, lorsque l'acier est déformé de 10 ‰, la pièce cessera de s'utiliser, donc toute la section sera allongée de 10 ‰. La barre d'armature doit être répartie sur la section de la tige ; les limites du schéma correspondent à la ligne verticale passant par A.
- Traction excentrée : A la limite, la fibre la plus tendue aura un allongement de 10‰, moins ε_s est tendue < 10‰, plus l'excentricité est grande, plus la tension minimale tend vers 0.

Par conséquent, le poids de déformation est tourné autour de A pour positionner AO.

- Flexion (simple ou mixte) : la position AB correspondant au raccourcissement $\varepsilon_{bc}=3,5‰$ des fibres maximales comprimées du béton ne peut être dépassée, l'état limite est atteint à $\varepsilon_s = 10‰$ et $\varepsilon_{bc} \leq 3,5‰$.
- La position limite AB correspond à l'axe neutre à distance $y=\alpha \cdot d$. α est la fibre la plus compressible avec $\alpha = 3,5/(10+3,5)=0,259$; Pliage simple ou composé

$$0 \leq \alpha \leq 0,259 \text{ Le pivot A est autorisé.}$$

Le cas particulier de $\varepsilon_s = 10‰$ et $\varepsilon_{bc} = 2‰$ correspond à $\alpha = 2/(10+2) = 0,167$

- Pour augmenter l'aire de compression, ε_{bc} ne peut pas être augmenté de plus de 3,5‰, il faut donc réduire la droite déformée par σ_s puis tourner autour de B jusqu'à :

$$\varepsilon_s = 0 ; \alpha = Y/d \text{ varie de } 0,259 \text{ à } 1.$$

- La flexion simple ou composée avec des barres de tension de $0,259 \leq \alpha \leq 1$ autorise le pivot B.

- si on fait tourner le fil autour de B, une petite section du profilé situé sous l'armature pourra travailler dans le profilé en tension (pas de contrainte, l'acier sera comprimé, c'est de la flexion composée : flexion composée avec de l'acier de compression (section $1 \leq \alpha \leq h/d$) La section en béton comprimé permet le pivot B

- Compression : Si toute la section du béton est comprimée en compression simple, la déformation du béton ne peut pas dépasser $\varepsilon_{bc} = 2‰$

- La compression simple ou composée permet le pivot C.

$2 ‰ \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5 ‰$ sur la fibre la plus comprimée

$\varepsilon_{bc} \leq 2 ‰$ sur fibre à compression minimale.

En bref:

Pivot A : Étirement simple ou composé, flexion dans l'acier à l'état limite.

Pivot B : Flexion à l'état limite dans le béton.

Pivot C : Compression simple ou composée.

D. ELS :

Il se compose de l'équilibre entre la contrainte appliquée réelle (non augmentée) et la contrainte de résistance calculée ne dépassant pas la contrainte ultime. Calculé uniquement en cas de fissuration nocive ou très nocive.

B.1. Hypothèses de calcul :

Les sections droites restent plates.

- Il n'y a pas de glissement relatif entre l'armature et le béton.
- Le béton tendu est ignoré.
- La contrainte est proportionnelle à la déformation.

Par convention, (n) correspond au rapport du module d'élasticité longitudinal de l'acier au module d'élasticité longitudinal du béton.

$$n = E_s / E_b = 15 \text{ "coefficient d'équivalente"}$$

❖ Combinaison de charge :

Les combinaisons de charges prise en compte dans les calculs sont celle données par le CBA 93 et le RPA 99 soit :

$$1.35 G + 1.5Q$$

$$G + Q$$

$$0.8G \pm E.$$

$$G+Q + 1.2 E.$$

G: la charge Permanente.

Q: la charge d'exploitation.

E: effort sismique.

***CHAPITRE 2 : Prédimensionnement
des éléments structuraux et descente
des charges***

1. Introduction :

Avant le dimensionnement, la conception d'un bâtiment vise à déterminer la taille et le renforcement de la structure de bâtiment pour répondre aux exigences économiques de la construction charpente de bâtiment. Il s'agit de placer nos poutres et colonnes qui transfèrent les charges du sol. Les résultats finaux du plan d'adoption de la recherche de conception et un devis dûment estampillé sont vérifiés par l'ingénieur et délivré aux fins d'exécution. La conception est un processus plus complexe que la vérification car le concepteur doit choisir différentes formes, tailles et renforts possibles pour optimiser les coûts de mise en œuvre tout en respectant les critères suivants :

- Conformité par rapport aux plans d'architecture,
- Respects des normes en vigueur
- Faisabilité technique.

Par conséquent, la conception du système ou de l'ensemble du cadre est un travail d'équipe. D'où pluridisciplinaire des aspects théoriques et des limites pratiques de l'exécution (**BOUCHENTOUF Fatima, 2017**).

2. Prédimensionnement des éléments structuraux :

2.1. Prédimensionnement des planchers :

Le plancher est la couche de séparation entre les deux niveaux, qui transmet les charges et les surcharges directement appliquées aux éléments porteurs, tout en assurant des fonctions de confort telles que l'isolation phonique et thermique ainsi que l'étanchéité (**SARAH & ZANE LEILA, 2017**).

L'épaisseur du plancher dépend généralement des conditions. De plus, l'épaisseur du plancher dépend des conditions suivantes :

✓ *Conditions de résistance au feu :*

- $e=7$ cm, feu pendant une heure ;
 - $e=11$ cm pour une protection incendie de deux heures ;
 - $e=17,5$ cm pour une protection incendie de quatre heures.
- Supposons : $e = 18$ cm

✓ *Isolation acoustique :*

Selon les règles CBA93, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm afin d'obtenir une bonne isolation phonique.

Les poutrelles sont des sections en T, en béton armé servant à transmettre les charges vers les poutres principales.

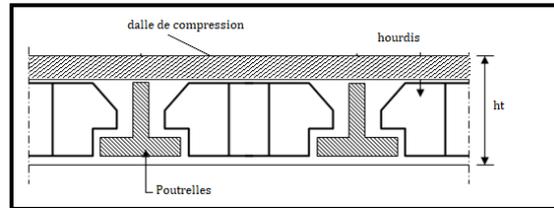


Figure (II.1) : dalle en c.c.

✓ **Condition de la flèche :**

$$h_t \geq \frac{l_{\max}}{22.5} = \frac{530}{22.5} = 23.55 \text{ cm.}$$

On adoptera finalement une hauteur de plancher de 24 cm : 4 cm pour la dalle de compression et 20 cm pour le corps creux.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- Si les poutres dans les deux sens sont égales alors on choisit le sens où on a plus d'appuis (critères de continuité) car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche.

2.1.1. Plancher à corps creux :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

h_t : la hauteur des poutrelles.

L : la portée de la poutrelle mesurée à nu des appuis.

On a $L=530$ cm d'où ; $h_t = 23.55$ cm

Donc, on adopte $h_t = 24$ cm

Tel que $h_t = (20+4) = 24$ cm.

$h_t = 24$ cm.

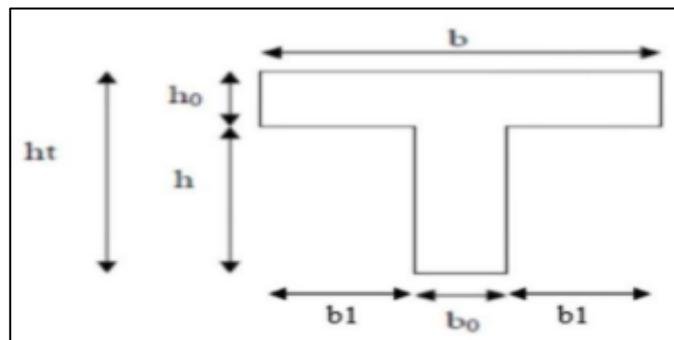


Figure (II.2) : Dimensions des poutrelles.

$$b_1 = \min \left(\frac{l_n}{2}; \frac{l_{\max}}{10}; 6h_0 \right);$$

CHAPITRE 2 : Prédimensionnement des éléments structuraux et descente des charges

l_n : distance entre axes des nervures (65 cm).

h_0 : épaisseur de la dalle de compression 4 cm.

$$b_1 = \min \left(\frac{65}{2}; \frac{530}{10}; 6 \times 4 \right);$$

$$b_1 = \min (32.5; 53; 24) ; \text{ Soit } \mathbf{b_1 = 24 \text{ cm}}$$

$$b_0 \geq \frac{ht}{2} \quad \text{Donc } b_0 = 12 \text{ cm}, \text{ d'où } b = l_n = 65 \text{ cm}$$

2.1.2. Plancher à dalle pleine :

Dans notre cas on distingue 4 types de balcon d'où les portées sont les suivantes :

$$L_1 = 1.82 ; L_2 = 1.50 ; L_3 = 1.20 ; L_4 = 1.40$$

Un balcon est un élément de structure dont la plus petite dimension dans le plan est supérieure ou égale à 5 fois son épaisseur totale.

Résistance à la flexion :

➤ Dalle reposant sur deux côtés : $L_x / 35 < e < L_x / 30$.

➤ Dalles de sol à trois ou quatre côtés : $e > L_x / 20 + 7$

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

Dans notre cas, nous avons une dalle sur 3 cotés : $e > \frac{L_x}{20} + 7$

L : la plus petite dimension de la dalle.

1^{er} type:

$$e > \frac{L_x}{20} + 7 \rightarrow e > \frac{182.8}{20} + 7 \rightarrow e > 16.14 \text{ cm.} \quad \text{On adopte } \mathbf{e = 16 \text{ cm}}$$

2^{eme} type:

$$e > \frac{L_x}{20} + 7 \rightarrow e > \frac{150}{20} + 7 \rightarrow e > 14.5 \text{ cm.}$$

3^{eme} type:

$$e > \frac{L_x}{20} + 7 \rightarrow e > \frac{140}{20} + 7 \rightarrow e > 14 \text{ cm.}$$

4^{eme} type :

$$e > \frac{L_x}{20} + 7 \rightarrow e > \frac{120}{20} + 7 \rightarrow e > 13 \text{ cm.}$$

Pour ces 3 types on adopte

$$\mathbf{e = 15 \text{ cm}}$$

2.2. Poutres :

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé coulés sur place supportant les charges et surcharges. Leur prédimensionnement s'effectue selon le **BAEL 91**, et sont vérifiées par le **RPA99 version 2003**.

On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

La hauteur totale de la poutre :

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

Et

$$0,3h_p \leq b \leq 0,8h_p$$

L : longueur maximale selon x.

h_p : hauteur de la section.

b : largeur de la section.

2.2.1. Poutres principales :

$$h_p \geq \frac{L}{12}$$

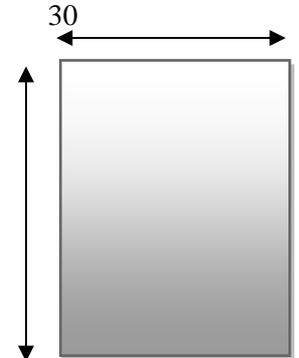
L= 650cm d'où $h_p=54.16$ cm.

On adopte h=60cm

$$0,3h_p \leq b \leq 0,8h_p$$

$$18 \leq b \leq 48.$$

On adopte b=30



Vérification suivant le RPA 99/2003 :

$b \geq 20$ cm $b=30$ cmcondition vérifiée.

$h \geq 30$ cm $h=60$ cm.....condition vérifiée.

$h/b \leq 4$ $2 < 4$condition vérifiée.

Les poutres principales auront une section ($b \times h$) = **(30×60)** cm².

2.2.2. Poutres secondaires :

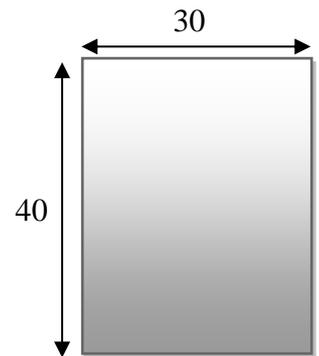
$$h_p \geq \frac{L}{15}$$

L la longueur maximale selon y .

$$h_p \geq \frac{530}{15} = 35.33 \text{ cm}$$

On adopte $h_p = 40 \text{ cm}$

$9 \leq b \leq 24$ On adopte $b = 30 \text{ cm}$



Vérification suivant **RPA 99/2003** :

$b \geq 20 \text{ cm}$ $b = 25 \text{ cm}$ condition vérifiée.

$h \geq 30 \text{ cm}$ $h = 30 \text{ cm}$condition vérifiée.

$h/b \leq 4$ 1.166.....condition vérifiée.

Les poutres secondaires auront la section $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$.

Soit les dimensions suivantes :

Poutres principales : **$(30 \times 60) \text{ cm}^2$**

Poutres secondaires : **$(30 \times 40) \text{ cm}^2$**

2.3. Les voiles :

2.3.1. Quelques notions sur les voiles :

Les voiles ou murs de contreventement sont définis comme des éléments verticaux à deux dimensions dont la raideur hors plan est négligeable. Dans leur plan, ils se présentent généralement une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leur plan, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres murs ou par des portiques.

2.3.2. Classification des types de voile :

- Voile pleine où -voile sans raidisseur (Fig. a)
- voile avec raidisseur (fig. b)
- Voile avec une seule file d'ouverture (Fig. c)
- Voile avec plusieurs files d'ouvertures (Fig. d)

CHAPITRE 2 : Prédimensionnement des éléments structuraux et descente des charges

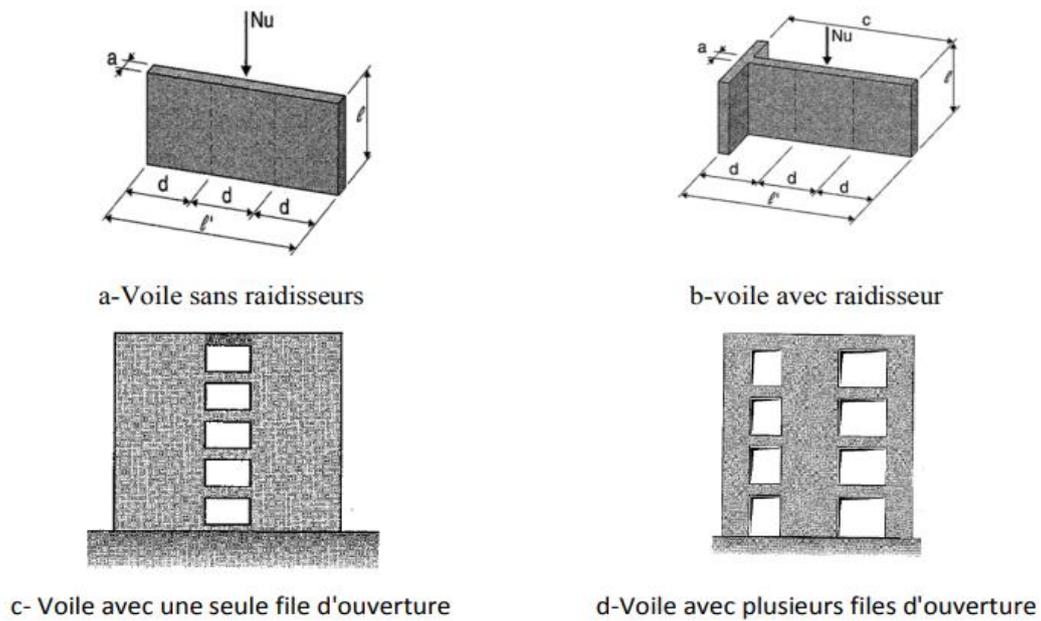


Figure (II.3) : Différent type des voiles.

D'après le RPA 99 version 2003 article (7.7.1)

« Les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires »

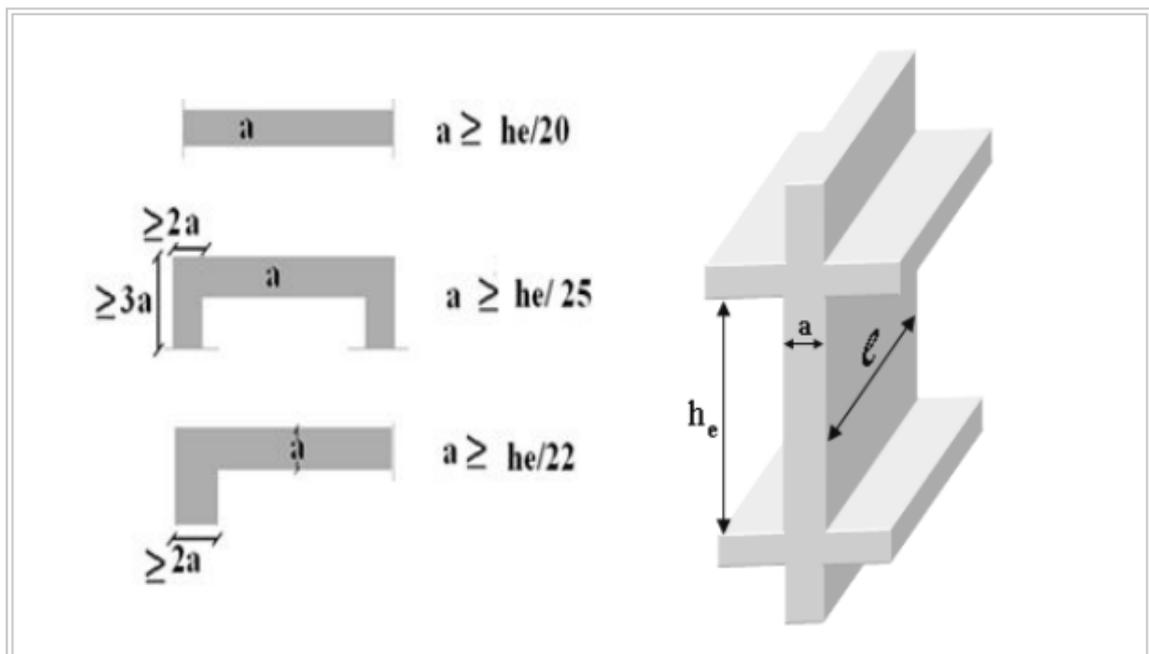


Figure (I.4) : Section réduite du voile.

CHAPITRE 2 : Prédimensionnement des éléments structuraux et descente des charges

Avec :

- L = longueur du voile
- e = épaisseur du voile.

L'article 7.7.1 du RPA 99/2003 stipule que « l'épaisseur minimale d'un voile est de 15cm » ; de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités l'indique la figure ci-dessous ; c'est-à-dire :

$$e \geq \max\left(\frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20}\right) \text{ Selon le cas qui se présente.}$$

Pour étage courant $h_e = 3.06$:

$$e \geq \max\left(\frac{3.06}{25}; \frac{3.06}{22}; \frac{3.06}{20}\right) \text{ soit } e \geq \max(0.12; 0.14; 0.15)$$

On adopte **e = 16 cm**

Pour RDC et Sous-sol $h_e = 3.40$:

$$e \geq \max\left(\frac{3.40}{25}; \frac{3.40}{22}; \frac{3.40}{20}\right) \text{ soit } e \geq \max(0.14; 0.15; 0.17)$$

On adopte **e = 18 cm**

Remarque : au niveau du sous-sol on a des voiles de contreventement et des voiles de soutènements.

3. Evaluation des charges et surcharges (DTR B.C 2.2) : A/ planchers terrasse inaccessible

Type 1 à corps creux

Matériaux	G(t/m ²)
Protection de gravillon	0.06
Etanchéité multicouche	0.012
Forme de pente	0.22
Isolation thermique en liège	0.016
Par vapeur (0.8) + couche de bitume (0.2)	0.01
Plancher (20+4)	0.290
Enduit au mortier de ciment	0.037

$$G = 0.645 \text{ t/m}^2$$

$$Q = 0.100 \text{ t/m}^2.$$

CHAPITRE 2 : Prédimensionnement des éléments structuraux et descente des charges

Type 2 en dalle pleine

Matériaux	G(t/m ²)
Protection de gravillon	0.06
Etanchéité multicouche	0.012
Forme de pente	0.22
Isolation thermique en liégé	0.016
Par apeure (0.8) + couche de butime (0.2)	0.01
Dalle pleine ep = 15cm	0.375
Enduit au mortier de ciment	0.037

G = 0.730 t/m²

Q = 0.100 t/m²

Remarque : pour les balcons dans la porte est égale à 1.82 m (e=16cm) la charge permanente **G= 0.755 t/m²**.

B/ planchers étage courant :

Type 1 (corps creux)

Matériaux	G(t/m ²)
Carrelage	0.044
Mortier de pose	0.06
Couche de sable	0.03
Plancher (20+4)	0.290
Enduit sous plafond	0.036
Cloison légers	0.075

G = 0.535 t/m²

Q = 0.150 t/m²

CHAPITRE 2 : Prédimensionnement des éléments structuraux et descente des charges

Type 2 (dalle pleine)

Matériaux	G(t/m ²)
Carrelage	0.044
Mortier de pose	0.06
Couche de sable	0.03
Dalle pleine (ep =15 cm)	0.375
Enduit sous plafond	0.036
Cloison légers	0.075

G= 0.620 t/m²

Q = 0.350 t/m².

Remarque : pour les balcons dans la porte est égale à 1.82 m (e=16cm) la charge permanente **G= 0.645 t/m².**

Q chambre = 0.150 t/m²

Q hall de circulation = 0.250 t/m²

Q balcon = 0.350 t/m²

Remarque :

Au niveau du 1^{er} étage la charge d'exploitation **Q = 0.250 t/m²** (usage de bureau).

Au niveau du RDC la charge d'exploitation **Q = 0.500t/m²** (usage commercial)

Au niveau du sous-sol la charge d'exploitation **Q = 0.250 t/m²** (parking de stationnement de voitures).

C/ Escalier:

h= 17 cm; g=30cm; e = 17 cm

Volée d'escalier

Matériaux	G(t/m ²)
Carrelage	0.044
Mortier de pose	0.04
Poids propre de la paillasse	0.498
Poids propre des marches	0.186
Garde-corps	0.04

G= 0.808 t/m²

Q=0.250 t/m²

Palier de repos

Matériaux	G(t/m ²)
Carrelage	0.044
Mortier de pose	0.04
Dalle en béton armé (15cm)	0.375

$G=0.459 \text{ t/m}^2$

$Q=0.250 \text{ t/m}^2$.

E/ Maçonnerie :

Mur extérieur (double cloison)

Matériaux	G(t/m ²)
Parois en brique creuse (30cm)	0.260
Enduit	0.010 par cm

Evaluation des charges permanentes dues au mur extérieur.

Pour un mur d'une épaisseur $E_p = 30 \text{ cm}$ son poids est de 0.292 t/m^2

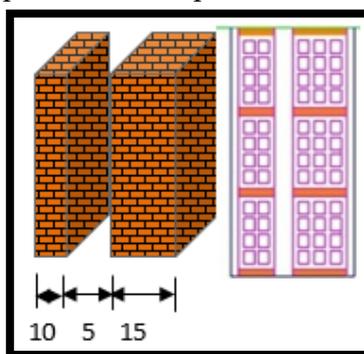


Figure (II.5) : Mur extérieur

La charge permanente (niveau RDC)

$$G = 0.292 \times (3.4 - 0.60) = 0.818 \text{ t/m}$$

La charge permanente (niveau étage courant)

$$G = 0.292 \times (3.06 - 0.60) = 0.718 \text{ t/m}$$

CHAPITRE 2 : Prédimensionnement des éléments structuraux et descente des charges

Murs intérieurs (simple cloison)

Matériaux	G(t/m ²)
Parois en brique creuse (10cm)	0.090
Enduit	0.010 par cm

Evaluation des charges permanentes dues au mur intérieur.

Ep = 10 cm=0.164t/m².

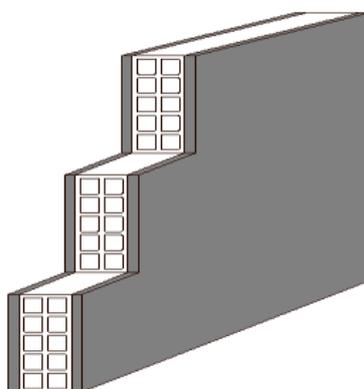


Figure (II.6) : Mur intérieur.

La charge permanente (niveau RDC)

$$G = 0.164 \times (3.4 - 0.60) = 0.460 \text{ t/m}$$

La charge permanente (niveau étage courant)

$$G = 0.164 \times (3.06 - 0.60) = 0.403 \text{ t/m}$$

La charge permanente (niveau étage courant : balcon L= 1.82)

$$G = 0.164 \times 1,82 = 0.298 \text{ t/m}$$

La charge permanente (niveau étage courant : balcon L= 1.5)

$$G = 0.164 \times 1,50 = 0.246 \text{ t/m.}$$

4. Poteaux :

Les poteaux sont en béton armé sous forme de rectangles carrés ou de cercles, elles sont les éléments de base de la structure et ont une grande longueur par rapport aux autres dimensions latérales.

Le prédimensionnement du poteau est basé sur la limitation de l'élançement mécanique λ , en effet pour limiter le risque de flambement de l'émetteur λ doit être inférieur à 70 Cette caractéristique mécanique est définie comme le rapport de la longueur de flambement l_f ou de rayon de giration (i) des différentes sections de béton (B) est généralement calculé dans le plan de flambement le plus défavorable et est orienté en fonction du moment d'inertie de la partie la plus faible. C'est pourquoi le rayon de giration minimal impliqué dans le calcul la longueur de flambement l_f est calculé en fonction de la longueur libre du poteau l_0 et de sa connexion effective.

Le calcul des poteaux se fera comme suit :

- D'abord on commence par calculer surface couverte par chaque poteau.
- On suite on déterminer la charge et la surcharge pour chaque poste.
- Finalement on calcule les sections des poteaux selon **BAEL 91** à l'état limite

Pré dimensionnement du poteau de rive rectangulaire le plus sollicité :

Dans notre structure, le poteau de rive le plus sollicité est le poteau **(1-D)**

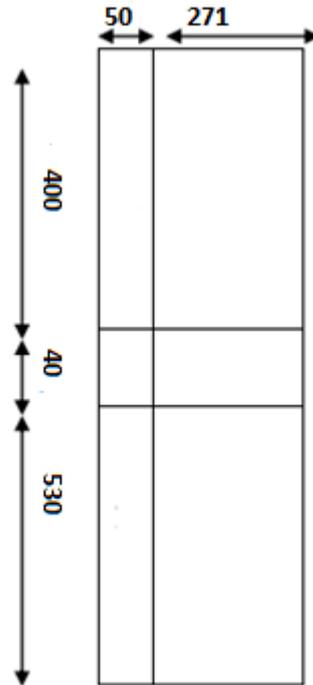


Figure (II.7) : poteau de rive.

La surface reprise par le poteau :

$$S = (4.00/2) \times (2.71/2) + (2.71/2) \times (5.30/2)$$
$$S = 6.30 \text{ m}^2$$

Calcul des charges et surcharges revenant au poteau :

❖ **Niveau terrasse :**

Plancher : $0.645 \times 6.30 = 4.06 \text{ t}$.

Poutres transversales $(2.71/2 \times 0.3 \times 0.6 \times 2.5) = 0.61 \text{ t}$.

Poutres longitudinales $(5.3/2 + 4/2) (0.3 \times 0.4 \times 2.5) = 1.39 \text{ t}$.

Surcharges : $0.10 \times 6.30 = 0.63 \text{ t}$.

❖ **Niveau étage courant :**

Plancher : $0.535 \times 6.30 = 3.37 \text{ t}$.

Poutres transversales $(2.71/2 \times 0.3 \times 0.6 \times 2.5) = 0.61 \text{ t}$.

Poutres longitudinales $(5.3/2 + 4/2) (0.3 \times 0.4 \times 2.5) = 1.39 \text{ t}$.

CHAPITRE 2 : Prédimensionnement des éléments structuraux et descente des charges

Poteau : $(0.5*0.4*(3.06-0.6) *2.5) = 1.23t.$

❖ **RDC +S-sol :**

Plancher : $0.535*6.30 = 3.37 t.$

Poutres transversales $(2.71/2*0.3*0.6*2.5) = 0.61 t.$

Poutres longitudinales $(5.3/2+4/2) (0.3*0.4*2.5) = 1.39 t.$

Poteau : $(0.5*0.4*3.40-0.6*2.5) = 1.4 t.$

Niveau	Eléments	G(t)	Q(t)	
TERRASSE	Terrasse	6.06	0.63	
9^{ème}	Plancher	3.73	0.94	
	Poteau	1.23		
	Poutre principal	0.61		
	Poutre secondaire	1.39		
		$\Sigma = 13.02$		
8	Plancher	3.73	0.94	
	Poteau	1.23		
	Poutre principal	0.61		
	Poutre secondaire	1.39		
		$\Sigma = 19.98$		
7	Plancher	3.73	0.94	
	Poteau	1.23		
	Poutre principal	0.61		
	Poutre secondaire	1.39		
		$\Sigma = 26.94$		
6	Plancher	3.73	0.94	
	Poteau	1.23		
	Poutre principal	0.61		
	Poutre secondaire	1.39		
		$\Sigma = 33.90$		
5	Plancher	3.73	0.94	
	Poteau	1.23		
	Poutre principal	0.61		
	Poutre secondaire	1.39		
		$\Sigma = 40.86$		

CHAPITRE 2 : Prédimensionnement des éléments structuraux et descente des charges

4	Plancher	3.73	0.94
	Poteau	1.23	
	Poutre principal	0.61	
	Poutre secondaire	1.39	
		$\Sigma = 47.82$	
3	Plancher	3.73	0.94
	Poteau	1.23	
	Poutre principal	0.61	
	Poutre secondaire	1.39	
		$\Sigma = 54.78$	
2	Plancher	3.73	0.94
	Poteau	1.23	
	Poutre principal	0.61	
	Poutre secondaire	1.39	
		$\Sigma = 61.74$	
1	Plancher	3.73	1.57
	Poteau	1.23	
	Poutre principal	0.61	
	Poutre secondaire	1.39	
		$\Sigma = 68.70$	
RDC	Plancher	3.73	3.10
	Poteau	1.40	
	Poutre principal	0.61	
	Poutre secondaire	1.39	
		$\Sigma = 75.83$	
Sous_sol	Plancher	3.73	1.57
	Poteau	1.40	
	Poutre principal	0.61	
	Poutre secondaire	1.39	
		$\Sigma = 82.96$	

G = 82.96 t

CHAPITRE 2 : Prédimensionnement des éléments structuraux et descente des charges

Loi de dégression (selon le DTR B.C.2.2) :

Etages	q (t/m ²)	S (m ²)	Q=q.S (t)	$\frac{3+n}{2n}$	Q _{cum} (t)
9	0.100	6.30	0.63	1	0.63
8	0.150	6.30	0.94	1	1.57
7	0.150	6.30	0.94	0.95	2.41
6	0.150	6.30	0.94	0.90	3.16
5	0.150	6.30	0.94	0.85	3.82
4	0.150	6.30	0.94	0.80	4.39
3	0.150	6.30	0.94	0.75	4.86
2	0.150	6.30	0.94	0.71	5.30
1	0.250	6.30	1.57	0.69	6.25
RDC	0.500	6.30	3.15	0.65	7.97
Sous-sol	0.250	6.30	1.57	0.64	8.99

Q = 8.99 t

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_u = 125.48 \text{ t.}$$

Vérification au flambement :

D'après le CBA93 (Art B.8.8.1), la vérification suivante est indispensable

$$N_u = \alpha B_r \left(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

N_u : Effort normal maximal à l'ELU calculé en utilisant la règle de dégression verticale.

B_r : Section réduite du poteau calculée à partir des dimensions réelles du poteau réduites de 2cm.

CHAPITRE 2 : Prédimensionnement des éléments structuraux et descente des charges

$\gamma_s = 1,15$ coefficient de sécurité de l'acier.

$\gamma_b = 1,5$ coefficient de sécurité du béton.

f_{c28} et f_e résistances caractéristiques du béton et de l'acier.

A_s : section d'armatures dans le poteau prise à 0,1% de la section réelle du poteau.

α ; coefficient fonction de l'élanement du poteau calcule par la formule suivante :

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \cdot \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{pour } \lambda \leq 50 \quad \text{et} \quad \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

Tel que :

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

i : rayon de giration $i = \frac{b}{\sqrt{12}}$.

b : la petite dimension.

	Dimension (cm)	Br (m ²)	λ	α	As (m ²)	— Nu(t)	— 1.1Nu < Nu
9	50x40	0.18	18.55	0.80	0.02	823.18	CV
8	50x40	0.18	18.55	0.80	0.02	823.18	CV
7	50x40	0.18	18.55	0.80	0.02	823.18	CV
6	50x40	0.18	18.55	0.80	0.02	823.18	CV
5	50x40	0.18	18.55	0.80	0.02	823.18	CV
4	50x40	0.18	18.55	0.80	0.02	823.18	CV
3	50x40	0.18	18.55	0.80	0.02	823.18	CV
2	50x40	0.18	18.55	0.80	0.02	823.18	CV

CHAPITRE 2 : Prédimensionnement des éléments structuraux et descente des charges

1	50x40	0.18	18.55	0.80	0.02	823.18	CV
RDC	50x40	0.18	20.61	0.79	0.02	812.89	CV
S-sol	50x40	0.18	20.61	0.79	0.02	812.89	CV

Vérification de l'effort normal réduit (selon le *RPA99/2003* 7.4.3.1) :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{cj}} \leq 0.30$$

Niveaux	N_d (t)	f_{c28} (t/m ²)	B (m ²)	$\frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0,3$	Observation
9 ^{ème}	11.58	2500	0.2	0.02	CV
8 ^{ème}	29.31	2500	0.2	0.05	CV
7 ^{ème}	46.85	2500	0.2	0.09	CV
6 ^{ème}	64.30	2500	0.2	0.12	CV
5 ^{ème}	81.70	2500	0.2	0.16	CV
4 ^{ème}	99.09	2500	0.2	0.19	CV
3 ^{ème}	116.98	2500	0.2	0.23	CV
2 ^{ème}	135.57	2500	0.2	0.27	CV
1 ^{er}	157.29	2500	0.2	0.3	CV
RDC	107.21	2500	0.2	0.21	CV
S-sol	57.54	2500	0.2	0.11	CV

Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :

Selon l'*RPA 99 / version 2003* Art 7.4.3.2 :

$$\tau_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

CHAPITRE 2 : Prédimensionnement des éléments structuraux et descente des charges

ρ_d : est égal a 0.075 si l'élancement géométrique, dans la direction considérée, est supérieur ou égal à 5 et a 0.04 dans le cas contraire.

$$\text{➤ } \lambda_g \geq 5 \Rightarrow \rho_d = 0.075$$

$$\text{➤ } \lambda_g < 5 \Rightarrow \rho_d = 0.040$$

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) \dots\dots\dots \text{RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.2).}$$

Avec :

✓ a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

✓ l_f : longueur de flambement du poteau.

✓ $l_f = 0.7 \times (3.40 - 0.6) = 1.96 \text{ m}$

✓ $l_f = 0.7 \times (3.06 - 0.6) = 1.72 \text{ m}$

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

Avec :

➤ b = largeur de poteaux

➤ d = hauteur utile = 0,9×h

Niveaux de poteaux	T_{max}	τ_u	λ_g	ρ_d	τ_{bu}	Observation
9 ^{ème}	5.32	0.29	3.44	0.040	1	CV
8 ^{ème}	4.23	0.23	3.44	0.040	1	CV
7 ^{ème}	4.45	0.24	3.44	0.040	1	CV
6 ^{ème}	4.46	0.24	3.44	0.040	1	CV

CHAPITRE 2 : Prédimensionnement des éléments structuraux et descente des charges

5 ^{ème}	4.37	0.24	3.44	0.040	1	CV
4 ^{ème}	4.14	0.23	3.44	0.040	1	CV
3 ^{ème}	3.79	0.21	3.44	0.040	1	CV
2 ^{ème}	3.72	0.20	3.44	0.040	1	CV
1 ^{er}	15.23	0.84	3.44	0.040	1	CV
RDC	4.79	0.26	3.44	0.040	1	CV
S-sol	2.22	0.12	3.44	0.040	1	CV

4.1. Pré dimensionnement du poteau central rectangulaire le plus sollicité:

Dans notre structure, le poteau central le plus sollicité est le poteau (5-E)

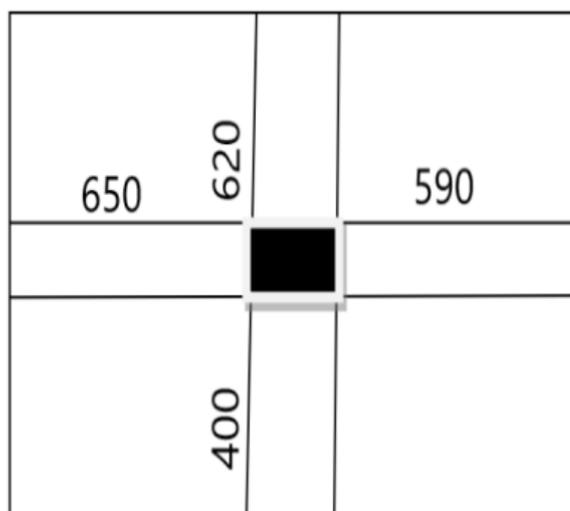


Figure (II.8) : Poteau central.

CHAPITRE 2 : Prédimensionnement des éléments structuraux et descente des charges

Niveaux	Eléments	G	Q	
Terrasse	Terrasse	18.24	2.82	
9^{ème}	Poteau	1.23	4.24	
	Poutre transversal	2.88		
	Poutre longitudinal	1.41		
		$\Sigma = 23.76$		
8^{ème}	Plancher	15.13	4.24	
	Poteau	1.23		
	Poutre transversal	2.88		
	Poutre longitudinal	1.41		
		$\Sigma = 44.41$		
7^{ème}	Plancher	15.13	4.24	
	Poteau	1.23		
	Poutre transversal	2.88		
	Poutre longitudinal	1.41		
		$\Sigma = 65.06$		
6^{ème}	Plancher	15.13	4.24	
	Poteau	1.23		
	Poutre transversal	2.88		
	Poutre longitudinal	1.41		
		$\Sigma = 85.71$		
5^{ème}	Plancher	15.13	4.24	
	Poteau	1.23		
	Poutre transversal	2.88		
	Poutre longitudinal	1.41		
		$\Sigma = 106.36$		
4^{ème}	Plancher	15.38	4.31	
	Poteau	1.23		
	Poutre transversal	2.88		
	Poutre longitudinal	1.41		
		$\Sigma = 127.26$		

CHAPITRE 2 : Prédimensionnement des éléments structuraux et descente des charges

3 ^{ème}	Plancher	15.38	4.31
	Poteau	1.23	
	Poutre transversal	2.88	
	Poutre longitudinal	1.41	
		$\Sigma = 148.16$	
2 ^{ème}	Plancher	15.54	4.35
	Poteau	1.23	
	Poutre transversal	2.88	
	Poutre longitudinal	1.41	
		$\Sigma = 169.22$	
1 ^{ème}	Plancher	15.79	7.49
	Poteau	1.23	
	Poutre transversal	2.88	
	Poutre longitudinal	1.41	
		$\Sigma = 190.53$	
RDC	Plancher	16.04	14.99
	Poteau	1.68	
	Poutre transversal	2.88	
	Poutre longitudinal	1.41	
		$\Sigma = 212.09$	
SOUS-SOL	Plancher	16.04	7.49
	Poteau	1.68	
	Poutre transversal	2.88	
	Poutre longitudinal	1.41	
		$\Sigma = 233.65$	

G = 233.65 t

Loi de dégression (selon le DTR B.C.2.2) :

Etages	q (t/m ²)	S (m ²)	Q=q.S (t)	$\frac{3+n}{2n}$	Qcum (t)
9	0.100	28.29	2.82	1	2.82
8	0.150	28.29	4.24	1	7.06
7	0.150	28.29	4.24	0.95	10.87
6	0.150	28.29	4.24	0.90	14.26
5	0.150	28.29	4.24	0.85	17.23
4	0.150	28.75	4.31	0.80	19.83
3	0.150	28.75	4.31	0.75	22.00
2	0.150	29.06	4.35	0.71	24.07
1	0.250	28.52	7.13	0.69	28.39
RDC	0.500	29.99	14.99	0.65	36.65
Sous-sol	0.250	29.99	7.49	0.64	40.92

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_u = 376.80 \text{ t.}$$

Vérification au flambement

D'après le CBA93 (Art B.8.8.1), la vérification suivante est indispensable

$$N_u = \alpha \left(B_r \frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

CHAPITRE 2 : Prédimensionnement des éléments structuraux et descente des charges

Niveaux	Dimension (cm)	Br (m ²)	λ	α	As (m ²)	— Nu(t)	— 1.1Nu < Nu
9ème	50x40	0.18	18.55	0.80	0.02	823.18	CV
8ème	50x40	0.18	18.55	0.80	0.02	823.18	CV
7ème	50x40	0.18	18.55	0.80	0.02	823.18	CV
6ème	50x40	0.18	18.55	0.80	0.02	823.18	CV
5ème	50x40	0.18	18.55	0.80	0.02	823.18	CV
4ème	60x40	0.22	18.55	0.80	0.024	993.75	CV
3ème	60x40	0.22	18.55	0.80	0.024	993.75	CV
2ème	60x50	0.27	18.62	0.80	0.03	1234.78	CV
1er	80x50	0.37	14.84	0.80	0.04	1661.19	CV
RDC	100x50	0.47	16.48	0.80	0.05	1226.46	CV
S-sol	100x50	0.47	16.48	0.80	0.05	1226.46	CV

Vérification de l'effort normal réduit (selon le RPA99/2003 7.4.3.1) :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{cj}} \leq 0.30$$

Niveaux	N _d (t)	f _{c28} (t/m ²)	B (m ²)	$\frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0,3$	Observation
9ème	62.27	2500	0.2	0.03	CV
8ème	40.87	2500	0.2	0.08	CV
7ème	64.30	2500	0.2	0.12	CV

CHAPITRE 2 : Prédimensionnement des éléments structuraux et descente des charges

6 ^{ème}	88.11	2500	0.2	0.17	CV
5 ^{ème}	112.52	2500	0.2	0.22	CV
4 ^{ème}	137.80	2500	0.24	0.22	CV
3 ^{ème}	163.67	2500	0.24	0.27	CV
2 ^{ème}	190.55	2500	0.24	0.31	CV
1 ^{er}	224.20	2500	0.24	0.30	CV
RDC	255.82	2500	0.4	0.25	CV
S-sol	401.02	2500	0.5	0.22	CV

Vérification spécifique sous sollicitations tangentés :

Selon l'RPA 99 / version 2003 Art 7.4.3.2 :

$$\tau_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

Poteaux	T _{max}	τ_u	λ_g	ρ_d	τ_{bu}	Observation
9 ^{ème} (40×50)	0.38	0.02	3.44	0.040	0.88	CV
8 ^{ème} (40×50)	0.38	0.02	3.44	0.040	0.88	CV
7 ^{ème} (40×50)	0.47	0.02	3.44	0.040	0.88	CV
6 ^{ème} (40×50)	0.46	0.02	3.44	0.040	0.88	CV
5 ^{ème} (40×50)	0.47	0.02	3.44	0.040	0.88	CV
4 ^{ème} (50×60)	0.59	0.03	3.44	0.040	0.88	CV
3 ^{ème} (50×60)	0.45	0.01	3.44	0.040	0.88	CV
2 ^{ème} (50×60)	0.07	0.002	3.44	0.040	0.88	CV
1 ^{er} (50×60)	2.42	0.08	3.44	0.040	0.88	CV
RDC(50×80)	2.87	0.07	3.92	0.040	0.88	CV
S-sol(50×100)	1.13	0.02	3.92	0.040	0.88	CV

Poteau d'angle :

Le poteau d'angle le plus sollicitée est (1-A)

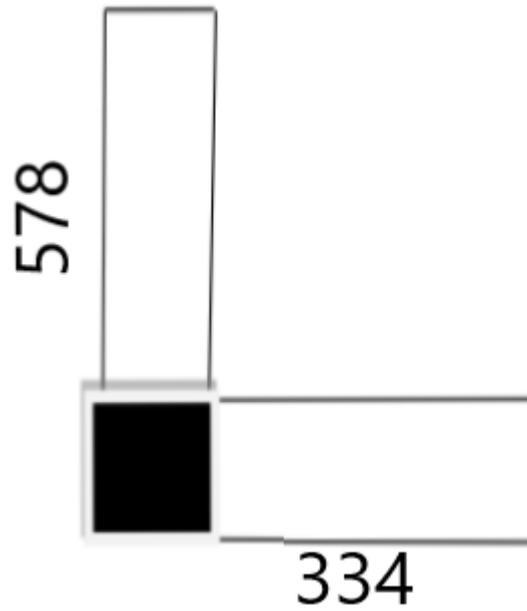


Figure (II.9) : Poteau d'angle.

CHAPITRE 2 : Prédimensionnement des éléments structuraux et descente des charges

Niveaux	Eléments	G	Q	
Terrasse	Terrasse	0.77	0.12	
9^{ème}	Poteau	1.23	0.18	
	Poutre transversal	2.88		
	Poutre longitudinal	1.41		
		$\Sigma = 6.29$		
8^{ème}	Plancher	0.64	0.18	
	Poteau	1.23		
	Poutre transversal	2.88		
	Poutre longitudinal	1.41		
		$\Sigma = 12.45$		
7^{ème}	Plancher	0.64	0.18	
	Poteau	1.23		
	Poutre transversal	2.88		
	Poutre longitudinal	1.41		
		$\Sigma = 18.61$		
6^{ème}	Plancher	0.64	0.18	
	Poteau	1.23		
	Poutre transversal	2.88		
	Poutre longitudinal	1.41		
		$\Sigma = 24.77$		
5^{ème}	Plancher	0.64	0.18	
	Poteau	1.23		
	Poutre transversal	2.88		
	Poutre longitudinal	1.41		
		$\Sigma = 30.93$		
4^{ème}	Plancher	0.64	0.18	
	Poteau	1.23		
	Poutre transversal	2.88		
	Poutre longitudinal	1.41		
		$\Sigma = 37.09$		

CHAPITRE 2 : Prédimensionnement des éléments structuraux et descente des charges

3^{ème}	Plancher	0.64	0.18
	Poteau	1.23	
	Poutre transversal	2.88	
	Poutre longitudinal	1.41	
		$\Sigma = 43.25$	
2^{ème}	Plancher	0.64	0.18
	Poteau	1.23	
	Poutre transversal	2.88	
	Poutre longitudinal	1.41	
		$\Sigma = 49.41$	
1^{ème}	Plancher	0.64	0.3
	Poteau	1.23	
	Poutre transversal	2.88	
	Poutre longitudinal	1.41	
		$\Sigma = 55.57$	
RDC	Plancher	0.64	0.6
	Poteau	1.68	
	Poutre transversal	2.88	
	Poutre longitudinal	1.41	
		$\Sigma = 61.73$	
SOUS-SOL	Plancher	0.64	0.3
	Poteau	1.68	
	Poutre transversal	2.88	
	Poutre longitudinal	1.41	
		$\Sigma = 67.89$	

G = 67.89 t

Loi de dégression (selon le DTR B.C.2.2) :

Etages	q (t/m ²)	S (m ²)	Q=q.S (t)	$\frac{3+n}{2n}$	Qcum (t)
9	0.100	1.20	0.12	1	0.12
8	0.150	1.20	0.12	1	0.24
7	0.150	1.20	0.12	0.95	0.348
6	0.150	1.20	0.12	0.90	0.44
5	0.150	1.20	0.12	0.85	0.52
4	0.150	1.20	0.12	0.80	0.6
3	0.150	1.20	0.12	0.75	0.66
2	0.150	1.20	0.12	0.71	0.71
1	0.250	1.20	0.3	0.69	0.90
RDC	0.500	1.20	0.6	0.65	1.25
Sous-sol	0.250	1.20	0.3	0.64	1.42

$$Q = 1.42 \text{ t}$$

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_u = 93.78 \text{ t.}$$

Vérification au flambement

D'après le CBA93 (Art B.8.8.1), la vérification suivante est indispensable

$$N_u = \alpha \left(B_r \frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

CHAPITRE 2 : Prédimensionnement des éléments structuraux et descente des charges

Niveau x	Dimension (cm)	Br (m ²)	λ	α	As(m ²)	— Nu(t)	— 1.1Nu < Nu
9ème	100x30	0.27	24.73	0.77	0.03	1188.47	CV
8ème	100x30	0.27	24.73	0.77	0.03	1188.47	CV
7ème	100x30	0.27	24.73	0.77	0.03	1188.47	CV
6ème	100x30	0.27	24.73	0.77	0.03	1188.47	CV
5ème	100x30	0.27	24.73	0.77	0.03	1188.47	CV
4ème	100x30	0.27	24.73	0.77	0.03	1188.47	CV
3ème	100x30	0.27	24.73	0.77	0.03	1188.47	CV
2ème	100x30	0.27	24.73	0.77	0.03	1188.47	CV
1er	100x30	0.27	24.73	0.77	0.03	1188.47	CV
RDC	100x30	0.27	27.48	0.75	0.03	1157.60	CV
S-sol	100x30	0.27	27.48	0.75	0.03	1157.60	CV

Vérification de l'effort normal réduit (selon le *RPA99/2003* 7.4.3.1) :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{cj}} \leq 0.30$$

Niveaux	N _d (kN)	f _{c28} (t/m ²)	B (m ²)	$\frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0,3$	Observation
9ème	11.45	2500	0.3	0.01	CV
8ème	24.85	2500	0.3	0.03	CV
7ème	39.51	2500	0.3	0.05	CV
6ème	45.12	2500	0.3	0.07	CV

CHAPITRE 2 : Prédimensionnement des éléments structuraux et descente des charges

5 ^{ème}	68.44	2500	0.3	0.09	CV
4 ^{ème}	82.60	2500	0.3	0.11	CV
3 ^{ème}	96.56	2500	0.3	0.12	CV
2 ^{ème}	110.55	2500	0.3	0.14	CV
1 ^{er}	127.01	2500	0.3	0.16	CV
RDC	121.42	2500	0.3	0.16	CV
S-sol	93.76	2500	0.3	0.12	CV

Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :

Selon l'RPA 99 / version 2003 Art 7.4.3.2 :

$$\tau_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

Poteaux	T _{max}	τ_u	λ_g	ρ_d	τ_{bu}	Observation
9 ^{ème} (30x100)	6.73	0.24	3.44	0.040	0.88	CV
8 ^{ème} (30x100)	5.41	0.20	3.44	0.040	0.88	CV
7 ^{ème} (30x100)	5.40	0.20	3.44	0.040	0.88	CV
6 ^{ème} (30x100)	5.14	0.19	3.44	0.040	0.88	CV
5 ^{ème} (30x100)	4.83	0.17	3.44	0.040	0.88	CV
4 ^{ème} (30x100)	4.52	0.16	3.44	0.040	0.88	CV
3 ^{ème} (30x100)	4.18	0.15	3.44	0.040	0.88	CV
2 ^{ème} (30x100)	4.09	0.15	3.44	0.040	0.88	CV
1 ^{er} (30x100)	2.44	0.09	3.44	0.040	0.88	CV
RDC (30x100)	2.73	0.10	3.92	0.040	0.88	CV
S-sol (30x100)	1.52	0.05	3.92	0.040	0.88	CV

CHAPITRE 3 : Prédimensionnement des éléments non structuraux

1. Introduction :

Dans toute structure, il existe deux types d'éléments :

- ✓ Les éléments porteurs principaux qui affectent directement le support.
- ✓ Éléments secondaires qui n'affectent pas directement les supports.

Dans ce chapitre, nous envisageons d'étudier les éléments suivants à, savoir : les escaliers, les planchers, l'acrotère et enfin les balcons, étudiés indépendamment de l'action sismique, sachant qu'elles dépendent de la géométrie interne de la structure. Ses éléments sont calculés selon la réglementation **BAEL91** en respectant les règles parasismiques Algériennes **RPA99/2003**.

2. Etude des éléments :

2.1. L'acrotère :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, qui forme un mur qui empêche toute chute. Il est considéré comme une console encastrée dans son socle, soumise à son propre poids (G), soumise à une surcharge due niveau dû à la main courante (Q) et à la force sismique (F_p).

Les calculs seront effectués en flexion composée au niveau du segment encastré pour une bande d'un mètre linéaire. Les dimensions de l'acrotère sont données sur la figure (III.2)

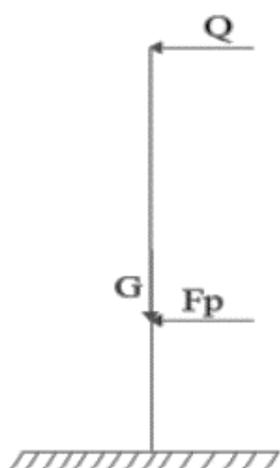


Figure (III.1) : Modèle de calcul d'acrotère

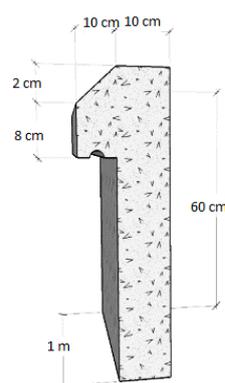


Figure (III.2) : Acrotère

2.1.1. Hypothèses de calculs :

- ✓ Le calcul se fera pour une bande de 1m.
- ✓ La fissuration est considérée préjudiciable.
- ✓ L'acrotère sera calculé en flexion composée.
- ✓ L'acier FeE400.
- ✓ Enrobage de l'acier $C = 2\text{cm}$.
- ✓ $F_{c28} = 25\text{ MPa}$.

2.1.2. Evaluation des charges et surcharges :

❖ Poids propre :

$$G_0 = 25 \times S.$$

$$S = (0.6 \times 0.10) + (0.08 \times 0.10) + (0.02 \times 0.10 / 2) = 0.0069\text{ t.}$$

$$G_{\text{rev}} = 18 \times 0.03 = 0.054\text{ t.}$$

D'où la charge totale est :

$$G = 0.0069 + 0.054 = 0.0609\text{ t.}$$

❖ Charge d'exploitation :

$$Q = 0.1\text{ t.}$$

❖ La force sismique (*selon la RPA 99 V2003 ; Article 6.2.3*) :

$$F_p = 4 A C_p W_p.$$

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) pour la zone et le groupe d'usage approprié (dans notre cas $A = 0.15$).

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (voir tableau 6.1) ($C_p = 0.8$).

W_p : Poids de l'élément considéré.

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 0.0609$$

$$F_p = 0.029\text{ t.}$$

2.1.3. Calcul du ferrailage d'acrotère :

2.1.3.1. Calcul des moments :

❖ ELU :

$$M_u = F_{ELU} \times h_{acro} = 0.15 \times 0.6 = 0.09 \text{ t.m.}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}}$$

Avec :

$$f_{bu} = 14.17 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{0.09 \times 10^8}{1000 \times (80)^2 \times 1417} = 0.0099 < 0.392 \text{ (les armatures comprimées ne sont pas}$$

nécessaires).

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.012.$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = (1 - 0.4 \times 0.012) = 0.995.$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0.09 \times 10^8}{0.995 \times 80 \times 34782.6} = 0.325 \text{ cm}^2.$$

La condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23(1000)(80) \frac{210}{40000} = 0.966 \text{ cm}^2.$$

Donc $A = 0.97 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit $4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Calcul d'espacement :

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

Armatures de répartition :

$$A_{\text{rep}} = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2.$$

Soit $A_{\text{rep}} = 4\text{HA}6 = 1.13 \text{ cm}^2$

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u = 1.5 \times Q = 0.15 \text{ t.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{0.15}{1000 \times 80} = 1.8 \text{ t.}$$

$$\tau_u = 1.8 \text{ t.} < 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 116.6 \text{ t.}$$

Donc pas de risque de fissuration par l'effort tranchant.

Schéma de ferrailage :

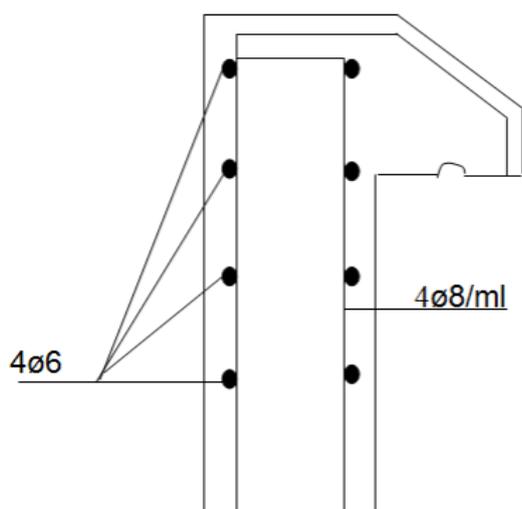


Figure (III.3) : Schéma de ferrailage.

2.2. Etude des escaliers :

L'escalier est une construction constituée d'une suite régulière de marches, permettant d'accéder à un étage de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant.

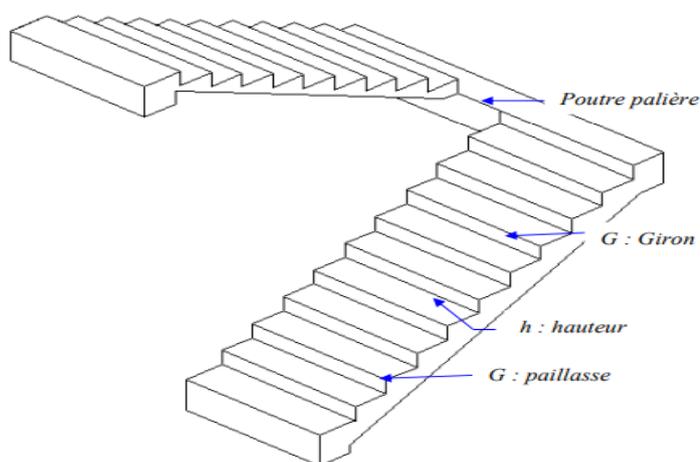


Figure (III.4) : Schéma d'escaliers.

Il existe trois types d'escaliers dans notre projet, parmi ces types, on cite :

2.2.1. Escalier à deux volées pour RDC et le 1^{er} étage :

2.2.1.1. Prédimensionnement :

Caractéristiques techniques :

- Pour l'étage courant et RDC :

Hauteur : $H=3.40\text{m}$.

Giron : $g = 30\text{ cm}$.

- Hauteur de la marche à partir de la formule de **BLONDEL** :

On a : $59 < (2h+g) < 66$ donc : $14,5 < h < 18$.

h : varié entre 14 cm et 18 cm.

g : varié entre 22 cm et 33 cm.

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

- $N_c = \frac{H}{h}$

N_c : nombre des contres marche.

H : hauteur d'étage.

h : hauteur de la contre marche.

$$N_c = \frac{340}{17} = 20$$

On aura 20 contre marche entre chaque étage 13 + 7 contre marche.

- Inclinaison de la paillasse :

$$\tan \alpha = \frac{H'}{L'}$$

$$H' = N_c \times h = 13 \times 17 = 221\text{ cm}$$

$$L' = (N_c - 1) \times g = 360\text{cm}$$

Donc : $\tan \alpha = \frac{153}{240} \rightarrow \alpha = 31.54^\circ$.

- La longueur de volée est : $L = \frac{h'}{\sin \alpha} \Rightarrow L = 422 \text{ m}$

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

$\frac{422}{30} \leq e \leq \frac{422}{20} \rightarrow e = 17 \text{ cm.}$

2.2.1.2. Evaluation des charges :

Volée d'escalier

G= 0.808 t/m²

Q= 0.250 t/m²

Palier de repos

G= 0.459 t/m²

Q= 0.250 t/m².

Tableau (III.1) : Combinaisons d'action sur escalier.

	G (t/m ²)	Q (t/m ²)	1.35G+1.5Q (t/m ²)	G+Q (t/m ²)
Volée	0.808	0.250	1.465	1.058
Palier de repos	0.459	0.250	0.995	0.709

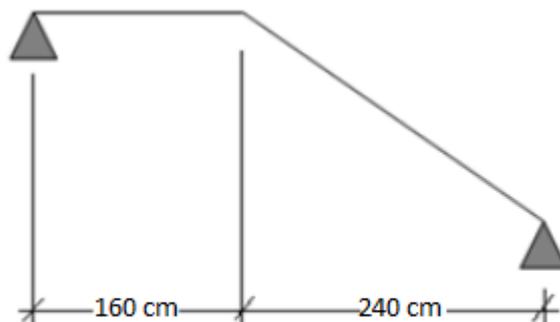


Figure (III.5) : schéma d'escalier

2.2.1.3. Calcul de la charge équivalente :

La notion de charge équivalente permet de faciliter uniquement les calculs. Elle se déduit de l'expression suivante :

$$q_e = \frac{\sum q_i l_i}{\sum l_i}$$

$$q_{eu} = \frac{\sum q_{ui} l_i}{\sum l_i} = \frac{1.465 \times 2.4 + 0.995 \times 1.6}{2.4 + 1.6} = 1.277 \text{ t/m}^2.$$

$$q_{es} = \frac{\sum q_{si} l_i}{\sum l_i} = \frac{1.058 \times 2.4 + 0.709 \times 1.6}{2.4 + 1.6} = 0.918 \text{ t/m}^2.$$

2.2.1.4. Calcul des moments max et efforts tranchants max :

$$M_{\max} = \frac{q_e \times l^2}{8} \quad \text{et} \quad T_{\max} = \frac{q_e \times l}{2}$$

On supposera que l'escalier est partiellement encastré dans les poutres d'appuis du fait de la solidarité entre les deux.

Donc on a :

$$M_a = (0.3 \div 0.5) M_0 \quad ; \quad M_0 = M_{\max}$$

$$M_t = (0.7 \div 0.85) M_0$$

Tableau (III.2) : Moments ultimes et services.

	M_{max}	M_a	M_t	T_{max}
ELU	2.554	0.766	2.043	2.554
ELS	1.836	0.550	1.468	1.836

Calcul du ferrailage à refaire :

On considère une bande d'un mètre linéaire de largeur, Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple. La fissuration est considérée comme peu préjudiciable, le calcul des armatures se fera uniquement à l'état limite ultime.

a. Ferrailage longitudinale :

$b = 1000\text{mm}$; $d = 15.3 \text{ mm}$; $f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$.

✓ **Sur appui :**

Moment sur appui : $M_a = 0.766 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{M_t}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.766 \times 10^7}{1000 \times 153^2 \times 14.17} = 0.023 < 0.392 \rightarrow \text{les armatures comprimés ne sont pas nécessaires.}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.029.$$

$$\beta = (1 - 0.4\alpha) = (1 - 0.4 \times 0.104) = 0.998.$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0.766 \times 10^6}{0.998 \times 15.3 \times 34800} = 1.45 \text{ cm}^2.$$

Donc $A = 1.84 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit on adopte : **4HA8/ml = 2.01 cm²/ml.**

✓ **En travée :**

Moment en travée : $M_t = 2.043 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2.043 \times 10^7}{1000 \times 153^2 \times 14.17} = 0.061 < 0.392 \rightarrow \text{les armatures comprimés ne sont pas nécessaires.}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.079.$$

$$\beta = (1-0.4\alpha) = (1 - 0.4 \times 0.104) = 0.968.$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2.043 \times 10^6}{0.968 \times 15.3 \times 34800} = 3.96 \text{ cm}^2.$$

Donc $A = 3.96 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit on adopte : **4HA12/ml = 4.52 cm²/ml.**

La condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0.23(100)(15.3) \frac{2.1}{400} = 1.84 \text{ cm}^2.$$

Les sections adoptées sont supérieures à 1.84 cm², on peut donc les conserver

✓ **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13$$

On adopte : **2HA10 = 1.57 cm².**

b. Ferrailage transversal :

Effort tranchant maximal : $V_u = 2.554 \text{ t}$

La contrainte de cisaillement maximale est de :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.554 \times 10^4}{1000 \times 153} = 0.167 \text{ MPa}$$

La fissuration étant peu nuisible ; il faudra vérifier que :

$$\tau_u < \overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}.$$

La condition est vérifiée et les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

✓ **L'espacement des barres :**

$$St \leq St_{\max} = \min (3h ; 33\text{cm}) = \min (51 ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}.$$

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

✓ Schéma de ferrailage :

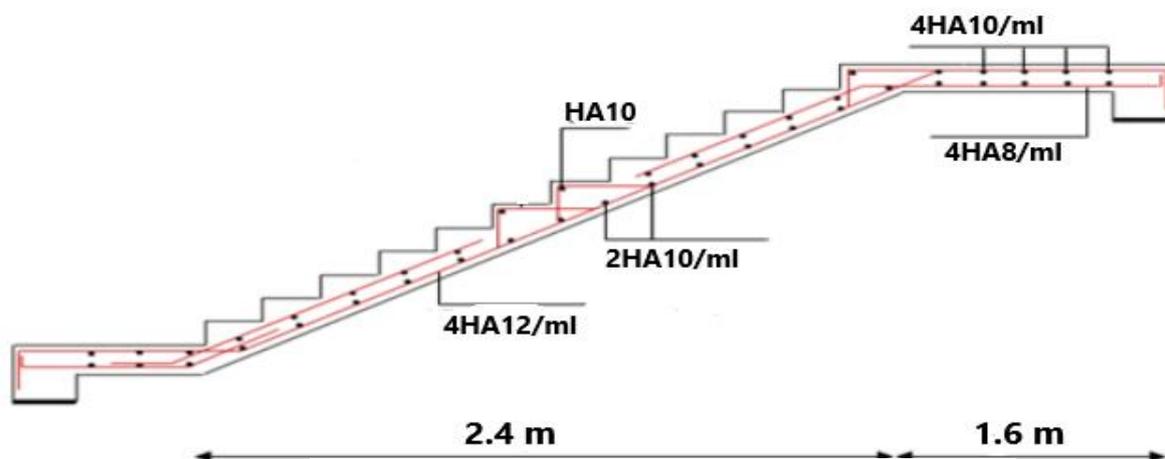


Figure (III.6) : Schéma de ferrailage escalier

2.3. Etude de la poutre palière :

Dans notre cas la poutre palière est encadrée au niveau du voile.

2.4. Etude des planchers :

Les planchers jouent un rôle très important dans les structures qu'ils supportent des charges verticales, en les transmettant aux éléments porteurs, et ils isolent les différents étages d'un point de vue thermique et acoustique, on distingue :

- Plancher à corps creux.
- Plancher dalle pleine.

Dans notre projet, nous n'avons que des planchers à corps creux, qui comprennent dimensions des éléments porteurs (poutrelles) et des éléments de remplissage (corps creux) le tout recouvert d'une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.



Figure (III.7) : Plancher en corps creux.

2.4.1. Implantation et prédimensionnement des poutrelles :

Il sera calculé comme une poutre en T donc sur des supports continus et fonctionnera en hyperstatique. Les sont les dimensions suivantes :

$b_0 = 12 \text{ cm}$; $b = 65 \text{ cm}$; $h = 24 \text{ cm}$; $d = 0.9.h = 21.4 \text{ cm}$.

2.4.2. Evaluation des charges et surcharges du corps creux :

$$g = 0.65 \times G$$

$$q = 0.65 \times Q$$

Tableau (III.3) : évaluations des charge et surcharges dans les différents étages.

	G (t/m²)	Q (t/m²)	g (t/m²)	q (t/m²)	1.35g+1.5q (t/m²)	g + q (t/m²)
Terrasse	0.645	0.100	0.429	0.065	0.677	0.494
E.C	0.535	0.150	0.348	0.098	0.617	0.446
1^{er} étage	0.535	0.250	0.348	0.163	0.714	0.511
RDC	0.535	0.500	0.348	0.325	0.957	0.673
Sous-sol	0.535	0.250	0.348	0.163	0.714	0.511

2.4.3. Méthode de calcul :

Les méthodes utilisées dans le calcul des sollicitations dans les poutrelles :

- Méthode forfaitaire : applicable aux planchers soumis à des charges d'exploitations modéré.
- Méthode de Caquot : applicable aux planchers soumis à des charges d'exploitation relativement élevée.

C. Méthode forfaitaire :

α : Rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes :

$$\alpha = \frac{Q_b}{Q_b + G}$$

M_0 compare la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée ; dans la portée de travée L (entre les appuis nus) supportant une charge p uniformément répartie. Ce moment est égal à :

$$M_0 = \frac{Pl^2}{8}$$

M_w et M_e Les valeurs absolues des moments gauche (w) et droit (e) sont supportées dans la plage considérée ;

M_t Moment de portée maximale compte tenu de la portée.

Les valeurs de M_t , M_w et M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

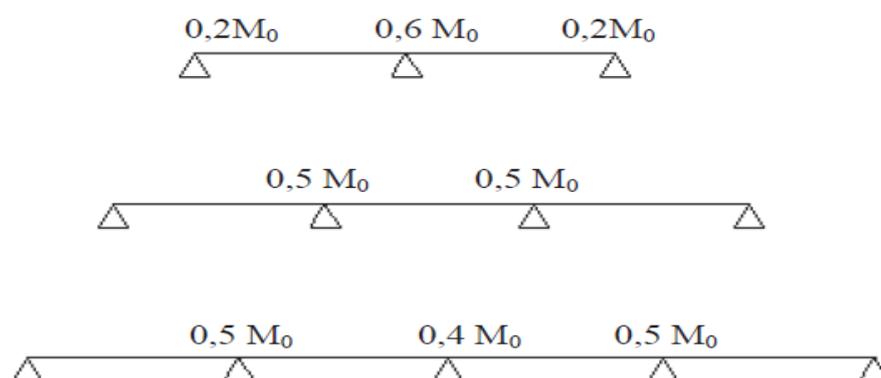
- 1- $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \left\{ \max (1.05M_0) (1+0.3\alpha) \right\} M_0$
- 2- $M_t \geq (1+0.3\alpha) \frac{M_0}{2}$ dans une travée intermédiaire.
- 3- $M_t \geq (1.2+0.3\alpha) \frac{M_0}{2}$. Dans une travée de rive.

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à:

- ✓ $0.6 M_0$ pour une poutre à deux travées.
- ✓ $0.5 M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- ✓ $0.4 M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

En pratique, on calcule le moment isostatique équivalent M_0 pour chaque travée, déterminé pour chaque console en fonction du coefficient appliqué à sa position (0.4-0.5-0.6), puis on multiplie le moment sur la console par ce facteur, celui qui est le plus grand des deux moments M_0 en travée autour de cet appui ; enfin, le moment de travée M_t est calculé en appliquant les conditions 1 et 2 ci-dessus.

La condition 3 peut être représentée par le schéma suivant en fonction du nombre de travées :



A.4. Types des poutrelles :

Dans notre projet on distingue 6 types des poutrelles ; on va les partager sur les quatre différents étages.

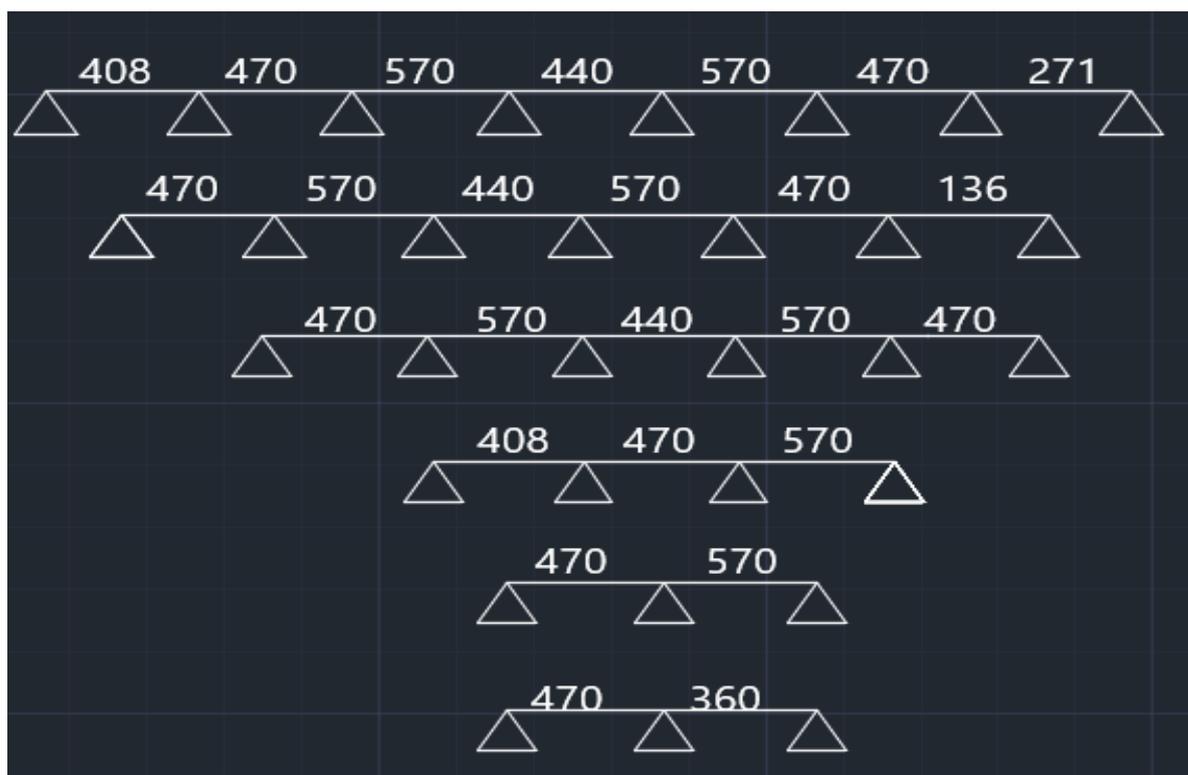


Figure (III.8) : Types des poutrelles.

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

Pour le plancher terrasse :

1. $Q \leq \text{Max} (2G ; 5) \text{ kN/m}^2$
 $1.00 \leq \text{max} (2 \times 6.45 ; 5)$
 $1.00 \leq \text{max} (12.9 ; 5) \quad 1 < 12.9 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

2. Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité..... Condition vérifiée

3. $0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$
 $0,8 \leq \frac{4.25}{7.00} \leq 1,25$

$$0,8 \leq 0.60 \leq 1,25 \dots\dots\dots$$

Condition non vérifiée

4. La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

On ne peut pas utiliser la méthode forfaitaire car la 3^{ème} condition n'est pas vérifiée donc nous allons utiliser la méthode de Caquot.

D. Méthode de Caquot :

B.1. Ferrailage des poutrelles :

On fait entrer les valeurs des g et q dans logiciel (robot) pour déterminer les valeurs les moments en travées et en appuis.

Hypothèses de calcul :

$c = 2 \text{ cm.} ; F_{c28} = 25 \text{ MPa} ; F_e = 400 \text{ MPa} ; F_{cb} = 14.2 \text{ MPa.} ; b_0 = 12 \text{ cm} ;$
 $d = 21.6 \text{ cm.}$

❖ ELU :

Pour le premier type des poutrelles (3 appuis au niveau du P T) :

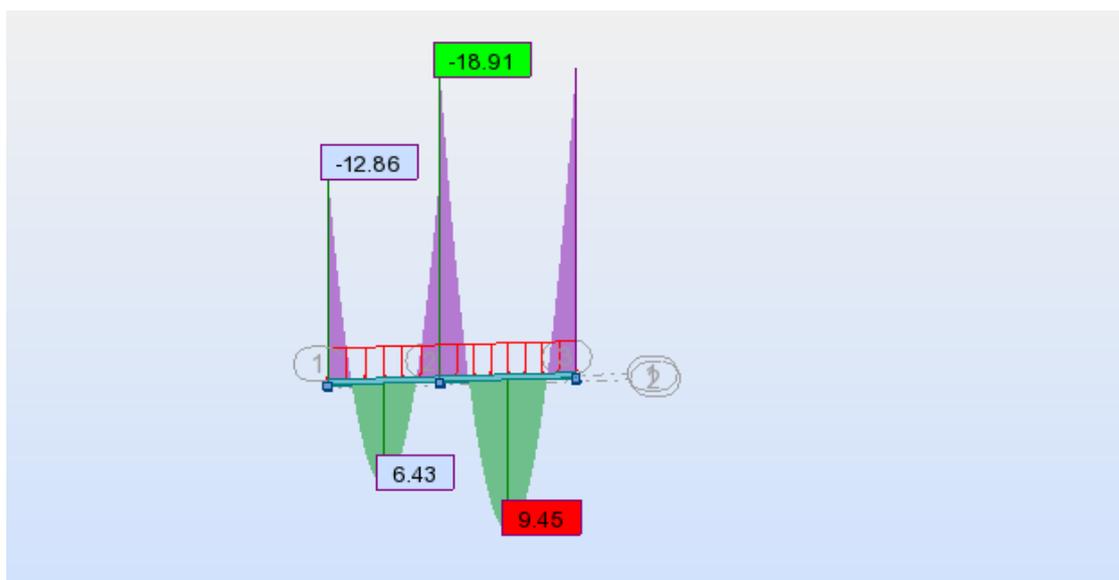


Figure (III.9) : Diagramme des moments aux ELU du 1^{er} type des poutrelles au P T.

En travée : $M_{\max} = M_t = 0.945 \text{ t.m.}$

Sur appui : $M_{\max} = M_a = 1.89 \text{ t.m.}$

✓ **Moment M_{tb} de la table :**

$$M_{tb} = b \cdot h_0 \cdot f_{cb} \cdot \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.04 \times 1420 \times \left(0.21 - \frac{0.04}{2} \right) = 7.24 \text{ t.m}$$

$M_{tb} > M_t \rightarrow$ on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire (b.h) d'une largeur constante égale à la largeur de la table de compression car l'axe neutre tombe sur elle.

$$\begin{aligned} \mu &= \frac{M}{bd^2\sigma_{bc}} \quad ; \quad \sigma_{bc} = 14.2 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} ; \\ \alpha &= 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad ; \quad \beta = d(1 - 0.4\alpha) \quad ; \quad A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} ; \\ f_{t28} &= 2.1 \text{ MPa} \quad ; \quad A = \frac{M}{\beta\sigma_s} \end{aligned}$$

Section	M (t.m)	d (cm)	b (cm)	μ	α	β (cm)	A_{cal} (cm)	A_{min} (cm)	$A_{adopté}$ (cm)
Appuis	1.89	21.6	12	0.25	0.29	19.09	2.84	3.12	4HA10
Travées	0.94	21.6	65	0.02	0.02	21.42	1.26	1.69	3HA10

Calcul de l'effort tranchant :

D'après le BAEL99

Travée de rive

$$a = L \cdot \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} \quad ; \quad b = L - a.$$

$$V = \begin{cases} V_w = 2 \frac{M_w M_t}{a} \\ V_e = -2 \frac{M_e M_t}{b} \end{cases}$$

Avec :

L : longueur de la travée.

M_e : moment sur appui à droite.

M_w : moment sur appui gauche.

M_t : moment en travée.



Travées	A	b	V _w (t)	V _e (t)	V (t)
L= 4.7 cm	2.19	2.51	7.55	-14.23	14.23
L= 5.70 cm	2.85	2.85	5.80	-12.54	12.54

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{14230}{120 \times 216} = 0.54 \text{ MPa.}$$

La fissuration préjudiciable :

$$\tau_{lim} = \left(\frac{0.2 f_{c28}}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right) = (3.33 ; 5).$$

$\tau_u < \tau_{lim}$ Condition vérifiée.

Armatures transversales :

Diamètre maximal des armatures d'âmes

$$\varnothing_t = \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{h_0}{10} ; \varnothing_l \right) = \min (0.685 \text{ cm} ; 1.2 \text{ cm} ; 1) = 0.685 \text{ cm}$$

on prend $\varnothing_t = 10 \text{ mm}$ on adopte un cadre de $\varnothing 10$ avec $A_t = 0.79 \text{ cm}^2$

Calcul de l'espacement :

$$S_t \leq \min (0.9d ; 40) = (21.6, 40) \text{ cm}$$

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

Le premier cadre sera $S_t/2 = 7,5$ cm.

Calcul de la longueur de recouvrement :

Acier en FeE400

$$L_r = 50\varnothing_l = 50 \times 1 = 50 \text{ cm.}$$

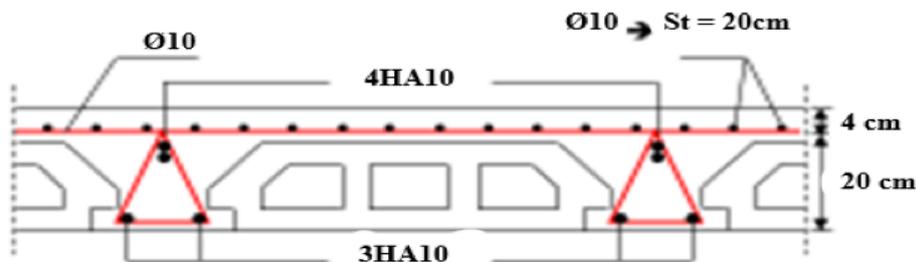


Figure (III.10) : Schéma de ferrailage des poutrelles à corps creux.

2.5. Etude du balcon :

2.5.1. Calcul des balcons en béton armé :

Le calcul des balcons se fera à la flexion simple pour une bande d'un mètre de largeur.

L'épaisseur de la dalle pleine résulte généralement des deux conditions suivantes :

- Résistance à la flexion ;
- Sécurité en matière d'incendie (épaisseur = 11 cm pour 2 heures de coupe-feu)

➤ Charges de calcul :

Poids propre de la dalle.

Poids du revêtement (mortier de pose).

Charge concentrée à l'extrémité libre, représentant le garde-corps.

Charge d'exploitation de 350 kg/m^2 (selon le DTR BC-2.42).

Les balcons seront calculés comme des consoles horizontales encastées aux niveaux des poutres. La fissuration est considérée généralement comme préjudiciable.

2.5.2. Dimensionnement et évaluation des charges :

D'après le chapitre 2 on a 4 portées différentes des balcons, on distingue 3 balcons d'où $e = 15$ cm et l'autre $e = 16$ cm.

Epaisseur du balcon	G(t/m ²)	Q(t/m ²)
e= 15 cm	0.620	0.350
e= 16 cm	0.640	0.350
Garde-corps métallique	0.100 t/ml	

Largeur = 140 cm.

Longueur = 440 cm.

Epaisseur = 15 cm.

F_{c28} = 25 MPa.

FeE400.

c = 2 cm.

2.5.3. Calcul des moments :

Le calcul du moment isostatique est donné par la formule suivante :

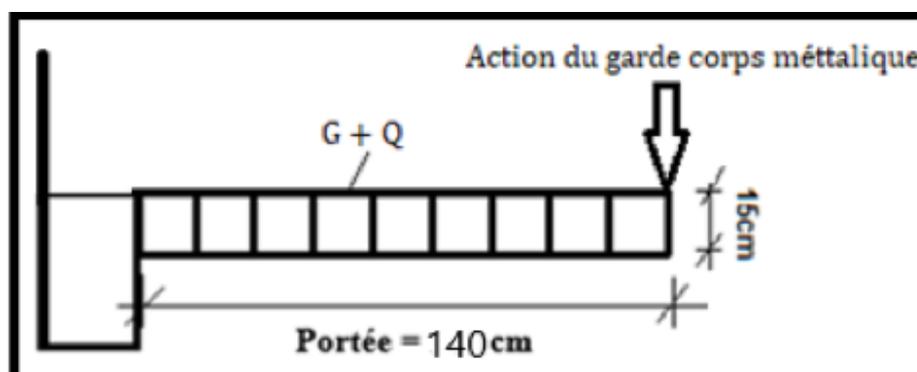


Figure (III.11) : Schéma du balcon étudié.

$$\text{Moment} = \frac{\text{charge réparties} \times \text{portée}^2}{2} + \text{charge concentrée} \times \text{la portée} \dots\dots (\text{Eq.2.12})$$

$$\text{Effort tranchant} = \text{charges réparties} \times \text{portée} + \text{charge concentrée} \dots (\text{Eq 2.13})$$

A ELU :

$$M_u = 1.35 \left(\frac{0.620 \times 1.4^2}{2} \right) + 1.53 \times 0.10 \times 1.40 + 1.5 \times \left(\frac{0.350 \times 1.4^2}{2} \right) = 1.52 \text{ t.m.}$$

$$T_u = 1.35 \times 0.620 \times 1.4 + 1.35 \times 0.100 + 1.5 \times 0.350 \times 1.4 = 2.04 \text{ t.}$$

A ELS :

$$M_s = ((0.620 \times 1.4^2)/2) + 0.10 \times 1.40 + ((0.350 \times 1.4^2)/2) = 1.11 \text{ t.m.}$$

2.5.4. Calcul du ferrailage des balcons :**2.5.4.1. Ferrailage longitudinal :**

Le balcon étant exposé aux différentes intempéries, la fissuration sera considérée comme préjudiciable. Le balcon est un élément travaillant en flexion simple. On déterminera le ferrailage pour une bande de 1m de largeur.

• A ELU :

Sachant que le moment ultime est de : $M_u = 1.52 \text{ t.m.}$

$$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} \times b \times (h - c)^2}$$

$$\mu = \frac{1.52 \times 10^7}{14.17 \times 1000 \times (130)^2} = 0.063 < \mu = 0.358.$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.063}) = 0.082$$

$$\beta = (1 - 0.4 \times \alpha) = (1 - 0.4 \times 0.082) = 0.967$$

D'où une section d'armatures à l'état limite ultime de :

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1.52 \times 10^7}{0.967 \times 130 \times 435} = 2.78 \text{ cm}^2.$$

• A ELS :

Le moment à l'état limite de service : $M_s = 1.11 \text{ t.m.}$

La fissuration est considérée comme préjudiciable, d'où

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{17} \times f_{t28} \right\} = 215,6 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{30 M_s}{b \times d^2 \times \sigma_s} = \frac{30 \times 1.11 \times 10^7}{1000 \times 130^2 \times 215.6} = 0.091.$$

α : est directement lu à partir d'un abaque.

Pour une valeur de $\mu = 0.091 \rightarrow \alpha = 0.240$

$$A_s = \frac{b \times d \times \alpha^2}{30(1 - \alpha)} = \frac{1000 \times 130 \times 0.240^2}{30(1 - 0.240)} = 3.28 \text{ cm}^2.$$

• Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 b \cdot d \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} = 1.86 \text{ cm}^2.$$

Selon le **C.B.A 93** la section minimale :

$$A_{\min} = 0.005B = 0.005 \times 15 \times 100 = 7.5 \text{ cm}^2.$$

$$A = \text{Max} (A_u ; A_s ; A_{\min} A_{\min \text{ CBA93}}) = 7.5 \text{ cm}^2.$$

Donc la section adoptée pour les armatures longitudinales **7HA12 A=7.92 cm²**.

- **Armatures de répartition :**

Les armatures de répartition seront disposées dans le sens perpendiculaire des armatures longitudinales.

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98 \text{ cm}^2.$$

Soit une section adoptée de : **4HA8 A= 2.01cm²**.

2.5.4.2. Ferrailage transversal :

La fissuration étant considérée comme préjudiciable, d'où :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 3 \text{ MPa}$$

La contrainte tangente maximale est calculée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{2.04 \times 10^4}{1000 \times 130} = 0,15 \text{ MPa} < 3 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales ne sont donc pas nécessaires.

2.5.4.3. Vérification de la flèche :

Cette vérification n'est pas nécessaire si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

Première condition :

$$\frac{\text{Epaisseur}}{\text{Portée}} > \frac{1}{16} \rightarrow \frac{15}{140} = 0.107 > \frac{1}{16} = 0.0625.$$

Deuxième condition :

$$\frac{\text{Epaisseur}}{\text{Portée}} > \frac{1}{20} \left(\frac{\text{moment en travée}}{\text{moment isostatique}} \right) \rightarrow \frac{15}{140} = 0.107 > \frac{1}{20} \left(\frac{1.29}{1.52} \right) = 0.04.$$

Troisième condition :

$$\frac{\text{Section d'acier}}{b \times d} < \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{7.92}{100 \times 13} = 0,00608 < \left(\frac{4.2}{400} \right) = 0.0105.$$

Les trois conditions sont vérifiées, le calcul de la flèche est donc inutile.

- **Espacement minimal :**

En présence de charges concentrées, l'espacement des barres longitudinales doit respecter la condition suivante :

$$s_t \leq \text{Min}(2h ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm.} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- Schéma de ferrailage :

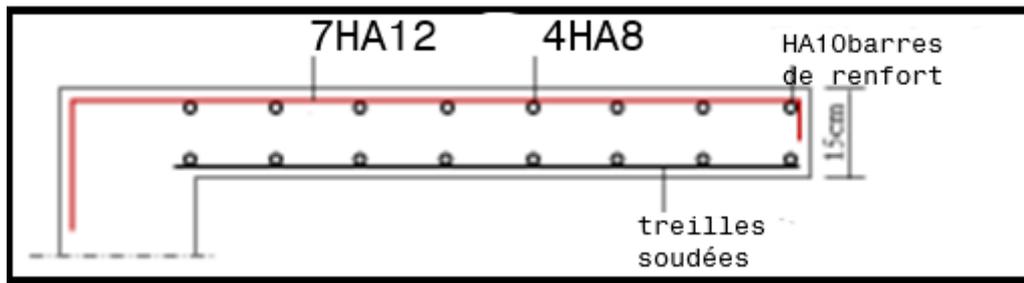


Figure (III.12) : Schéma de ferrailage.

CHAPITRE 4 : Etude sismique

1. Introduction :

Toute structure implantée dans une zone sismique peut subir une excitation dynamique et par voie de conséquence, peut être soumise à des charges sismiques au cours de sa durée de vie. D'où la nécessité de déterminer de la réponse sismique de la structure devient essentielle dans l'analyse et la conception d'une structure donnée. Par conséquent, les calculs sismiques des bâtiments visent à évaluer les charges pouvant survenir dans le système structurel lors d'un tremblement de terre. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces charges sera réalisée en utilisant le logiciel ROBOT.

L'objectif de l'étude sismique :

Les études sismiques de structures réelles sont souvent très complexes et nécessitent des calculs très laborieuse. C'est pour cette raison que l'on utilise souvent des modèles qui simplifient suffisamment le problème pour pouvoir le résoudre.

Choix de la méthode de calcul :

Selon l'article 4.1.1 des règles **R.P.A,99/ 2003** le calcul des forces sismiques sur un bâtiment peut être mené suivant trois méthodes :

- 1) La méthode statique équivalente (MSE).
- 2) La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3) La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas applicables. Il est donc nécessaire d'utiliser la méthode dynamique modale spectrale, en utilisant des réponses telles que définies dans **RPA 99/2003**. Cependant on doit faire quelques vérifications concernant la méthode statique équivalente.

La méthode statique équivalente :

Dans cette méthode, l'action sismique réelle qui se produit pendant la construction est remplacée par un système de force statique fictive. L'effet de ces forces est considéré comme équivalent à celui causé par le mouvement du sol dans une direction quelconque.

Des forces sismiques équivalentes seront prises en compte pour une application dans une direction orthogonale le long des deux axes choisis par le concepteur.

Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

L'application de la méthode statique nécessite la vérification d'un ensemble des conditions qui sont fixées par l'article 4.1.2 du **R.P.A99/2003**. Ce qui n'est pas le cas de l'ouvrage étudié pour les raisons suivantes :

- La condition de régularité en plan exigé par l'article 3.5.1 du **R.P.A99/2003** (la structure étant non symétrique dans les deux sens 'X' et 'Y').
- La hauteur de notre structure qui est implanté en zone IIa est de 30.94 m ce qui largement supérieur à 23m (la hauteur exigée par l'article 4.1.2 du **R.P.A.99/2003** en zone II et groupe d'usage 2).

Donc la méthode statique équivalente n'est pas applicable dans notre cas. Ce qui nous mènera à utiliser une méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale). Pour cela nous allons utiliser la méthode numérique développée dans le logiciel « **Robot 2014** ».

2. Présentation du logiciel de calcul :

La recherche pour ce projet est basée sur les résultats d'une modélisation 3D Utiliser le logiciel le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014**. Ce logiciel destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents éléments structuraux. Nous avons utilisé ceci pour tout calcul de nos structures (modélisation, vérification, sollicitations, ferrailage...). Le système est basé sur la méthode des éléments finis, Le CDG et CDI se calcul automatiquement ainsi que le poids total de la structure, un l'instruction "vérifier la structure" qui détermine l'erreur et précise son emplacement. Il permet d'obtenir des résultats dans des tableaux et des graphiques aussi détaillés que possible force interne (moment fléchissant M, efforts tranchants T, efforts normal N, contraintes normale...).

2.1. Etapes de la modélisation :

Pour la modélisation, nous suivons ces étapes :

Au début nous commençons par choisir 1^{er} type de structure (coque). Par la suite on détermine les préférences de l'affaire comme suit :

- Choix d'un système d'unité (t et m).
- Définir les propriétés des matériaux de base : béton ($f_{c28} = 25MPa$) ; acier ($f_e = 400MPa$)
- Choix des règlements utilisés pour le calcul (**R.P.A 2003 et R.N.V 99**).

❖ Lignes de construction :

Nous saisissons ensuite les valeurs des axes selon le plan dans 3 directions (X, Y, Z)

❖ Saisir et introduire les sections des éléments :

Dans cette étape nous allons saisir les sections des éléments de la structure, les sections sont saisies de deux manières ('profilés de barres' pour les poteaux et les poutres ; et 'épaisseur EF' pour les planchers, balcons, voiles, paillasse et paliers). Ensuite il suffit d'introduire les sections saisies suivants les axes de la construction.

❖ Définir et introduire les charges :

Dans cette étape il suffit de saisir les charges du menu charges → définir charges :

- PP : poids propre
- G : charge permanente
- Q : surcharge d'exploitation

Ensuite on les introduit dans le même menu à partir de définir charges. En mettant chaque charge avec sa valeur appropriée sur l'interface (ce paramètre nous donne plusieurs options pour mettre les charges surfaciques, linéaires, etc.).

❖ Conditions aux limites :

Les conditions aux limites sont définies à partir du menu structure → appuis.

Nous avons choisi des encastremements nodaux pour les poteaux et des encastremements linéaires pour les voiles.

❖ Types d'analyses :

Le premier type d'analyse qu'on saisit étant 'modale', du menu analyse → type d'analyses, on ajoute un type en appuyant sur nouveau → modale → nombre de modes = 30 et l'amortissement = 0,07 → ok.

Ensuite on procède à une analyse sismique dans les deux sens, pour cela il faut déterminer les paramètres suivants :

Coefficient de comportement « R » : $R = 5$ → D'après le tableau 4.3 du **R.P.A 99/ 2003**.

Facteur de qualité « Q » :

- Sens(x - x): $Q = 1.15$.

- Sens(y - y): $Q = 1.05$.

❖ Introduire les combinaisons :

Cette étape se fait à partir du menu charges → combinaisons manuelles.

Les combinaisons prises en considération dans la modélisation sont les suivantes :

Etats-limite ultime :

$$1.35G + 1.5Q$$

Etat-limite de service :

$$G + Q$$

État accidentelle :

On intègre uniquement l'action sismique et les combinaisons préconisées par les règles R.P.A 2003.

$$G + Q \pm E$$

$$G + Q \pm 1.2E$$

$$0.8G \pm 1.2E$$

Ensuite il suffit de lancer le calcul du menu analyse → calculer.

Les figures suivantes présentent la vue tridimensionnelle de la structure avant et après modélisation :

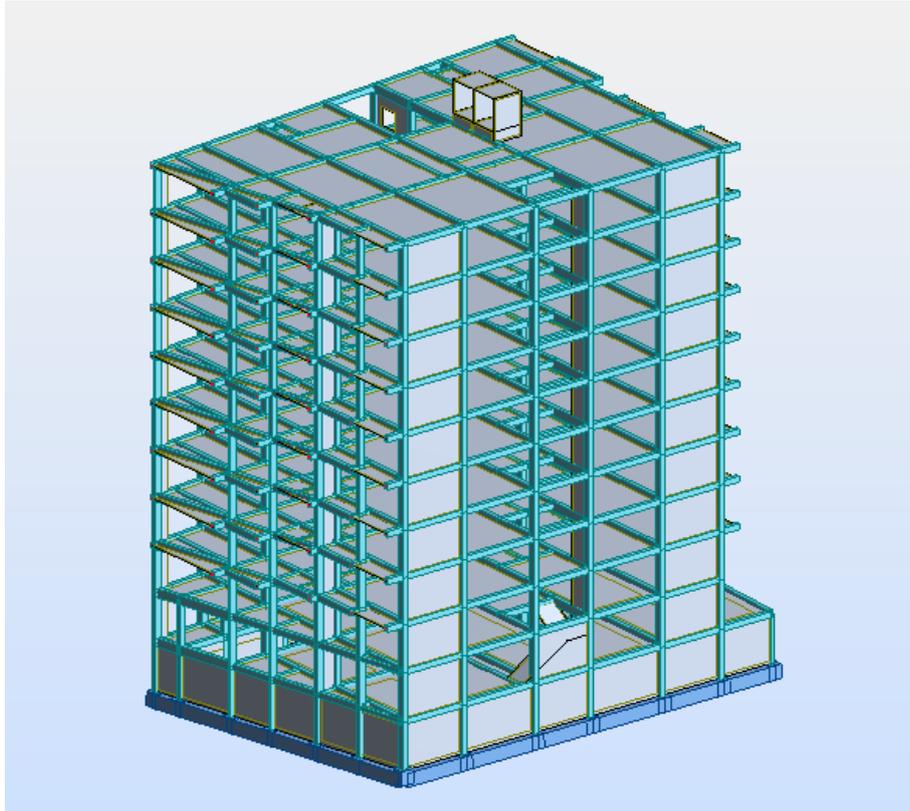


Figure (IV.1) : Vue en 3D de la structure après calcul.

Disposition des voiles :

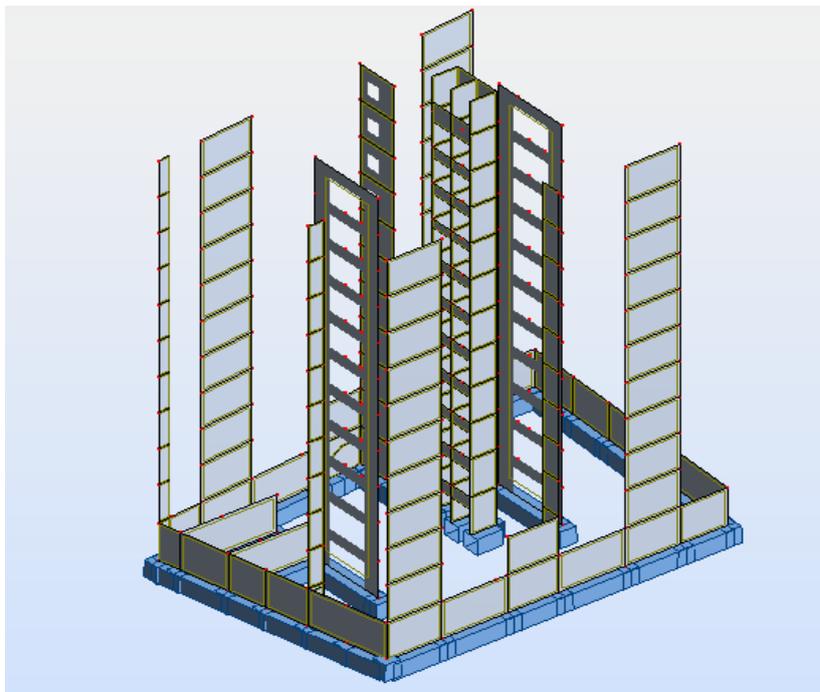


Figure (IV.2) : Vue en 3D de la disposition des voiles.

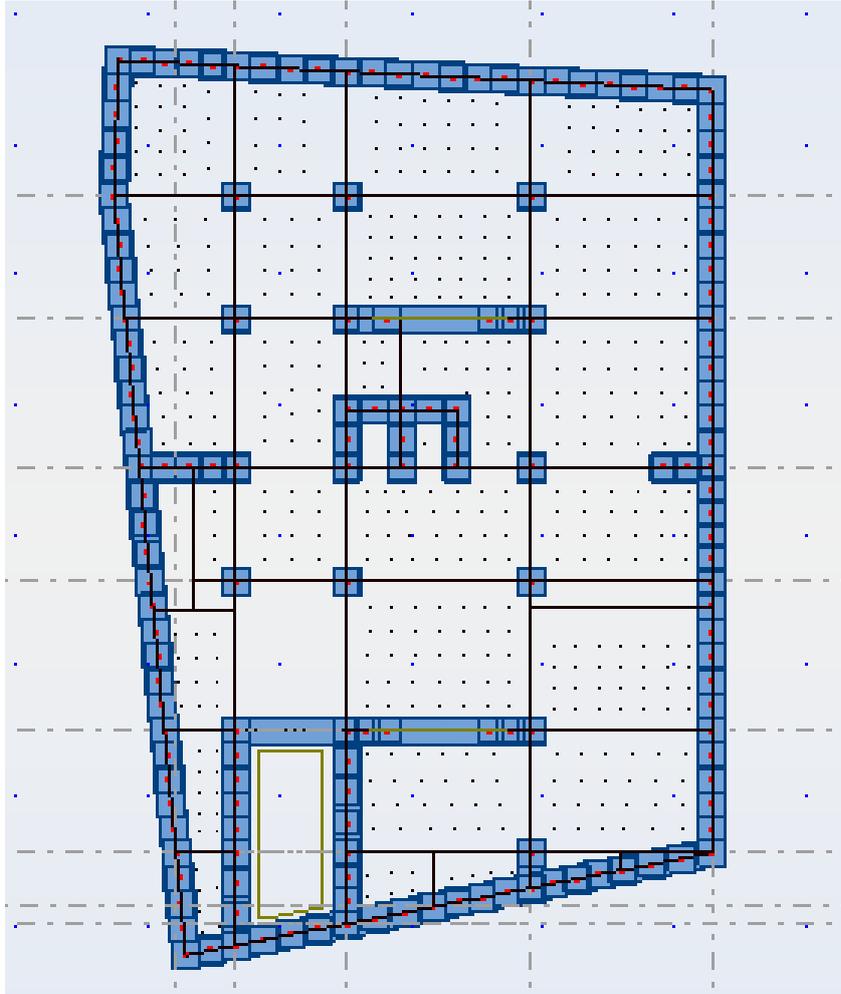


Figure (IV.3) : Vue en 3D de la disposition des voiles au niveau du sous-sol.

3. Application de la méthode d'analyse modale spectrale :

3.1. Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique selon l'article 4.3.3 est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

Avec :

- A : coefficient d'amortissement critique
- η : facteur de correction d'amortissement
- R : coefficient de comportement de la structure
- T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site
- Q : facteur de qualité.

3.2. Détermination des paramètres des spectres de calcul (voir annexe) :

Paramètres	Valeurs
Coefficient d'amortissement critique A	0.15
Coefficient de comportement de la structure R	5
Période caractéristique T_1 et T_2	$T_1=0.15$ $T_2=0.50$
Facteur de qualité Q	$Q_x=1.15$ $Q_y=1.05$
Facteur d'amplification dynamique moyen D	1.84
Période fondamentale T (s)	0.655
Facteur de correction	0.8819
Poids de la structure W (t)	$W_x=8299,78$ $W_y=8299,78$
La force sismique	$V_x=526.87$ $V_y=481.05$

3.3. Présentation du spectre de réponse de calcul :

$$\frac{S_a}{g} = 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

- Sens x :

$$\frac{S_a}{g} = 2.5 \times 0.8819 \times (1.25 \times 0.15) \left(\frac{1.15}{5}\right) \left(\frac{0.50}{0.65}\right)^{2/3} = 0.07$$

- Sens y :

$$\frac{S_a}{g} = 2.5 \times 0.8819 \times (1.25 \times 0.15) \left(\frac{1.05}{5}\right) \left(\frac{0.50}{0.65}\right)^{\frac{2}{3}} = 0.07$$

4. Résultats de calcul :

Note de calculs (Robot 2014) :

Propriétés du projet : **projet fin d'étude R+9**

Type de structure : Coque

Coordonnées du centre de gravité de la structure :

$$X = 5.198 \text{ (m)}$$

$$Y = 24.974 \text{ (m)}$$

$$Z = 14.982 \text{ (m)}$$

Moments d'inertie centraux de la structure :

$$I_x = 943125.474 \text{ (t.m}^2\text{)}$$

$$I_y = 772878.823 \text{ (t.m}^2\text{)}$$

$$I_z = 621805.377 \text{ (t.m}^2\text{)}$$

$$\text{Masse} = 4719.566 \text{ (t)}$$

Coordonnées du centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales :

$$X = 5.409 \text{ (m)}$$

$$Y = 24.990 \text{ (m)}$$

$$Z = 15.587 \text{ (m)}$$

Moments d'inertie centraux de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales :

$$I_x = 1608076.579 \text{ (t.m}^2\text{)}$$

$$I_y = 1293661.714 \text{ (t.m}^2\text{)}$$

$$I_z = 1064906.142 \text{ (t.m}^2\text{)}$$

$$\text{Masse} = 8299.777 \text{ (t)}$$

Description de la structure	
Nombre de nœuds :	10042
Nombre de barres :	1801
Eléments finis linéiques :	4989
Eléments finis surfaciques :	9971
Eléments finis volumiques :	0
Nbre de degrés de liberté statique :	59286
Cas :	21
Combinaisons :	15

Liste de cas de charges/

Cas 1 : PP

Type d'analyse : Statique linéaire

Cas 2 : G

Type d'analyse : Statique linéaire

Cas 3 : Q

Type d'analyse : Statique linéaire

Cas 4 : Modale

Type d'analyse : Modale

Données :

Mode d'analyse	:	Modal
Type de matrices de masses	:	Concentrée sans rotations
Nombre de modes	:	10
Limites	:	0.000
Coefficient des masses participantes	:	0.000

Cas 5 : E_x

Type d'analyse : Sismique - RPA 99 (2003)

Excentricité de masse $e_x = 5.0$ (%), $e_y = 5.0$ (%)

Direction de l'excitation :

X = 1.000

Y = 0.000

Z = 0.000

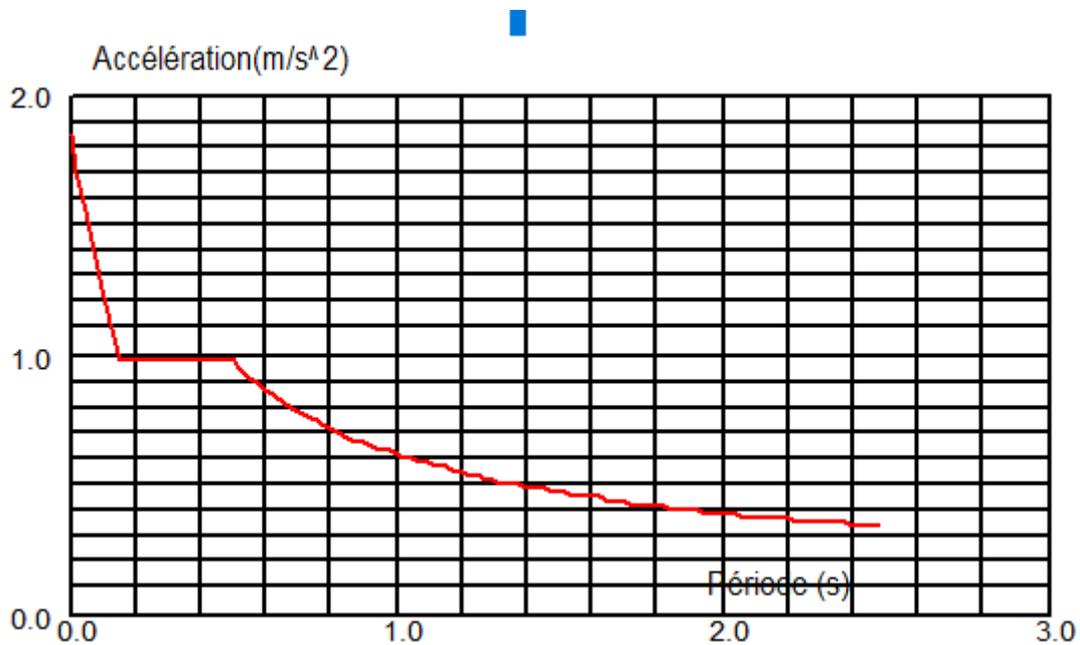


Figure (IV.4) : Spectre de réponse dans le sens X.

Données :

Zone : IIa
Usage : 2
Assise : S2
Coefficient de qualité : 1.200
Coefficient de comportement : 4.000

CHAPITRE 4 : Etude sismique

Amortissement : $x = 7.00 \%$

Paramètres du spectre :

Correction de l'amortissement : $h = [7/(2+x)]^{0,5} = 0.882$

$A = 0.150$

$T_1 = 0.150$ $T_2 = 0.500$

Cas 6 : E_Y

Type d'analyse : Sismique - RPA 99 (2003)

Excentricité de masse $e_x = 5.0 (\%)$, $e_y = 5.0 (\%)$

Direction de l'excitation :

$X = 0.000$

$Y = 1.000$

$Z = 0.000$

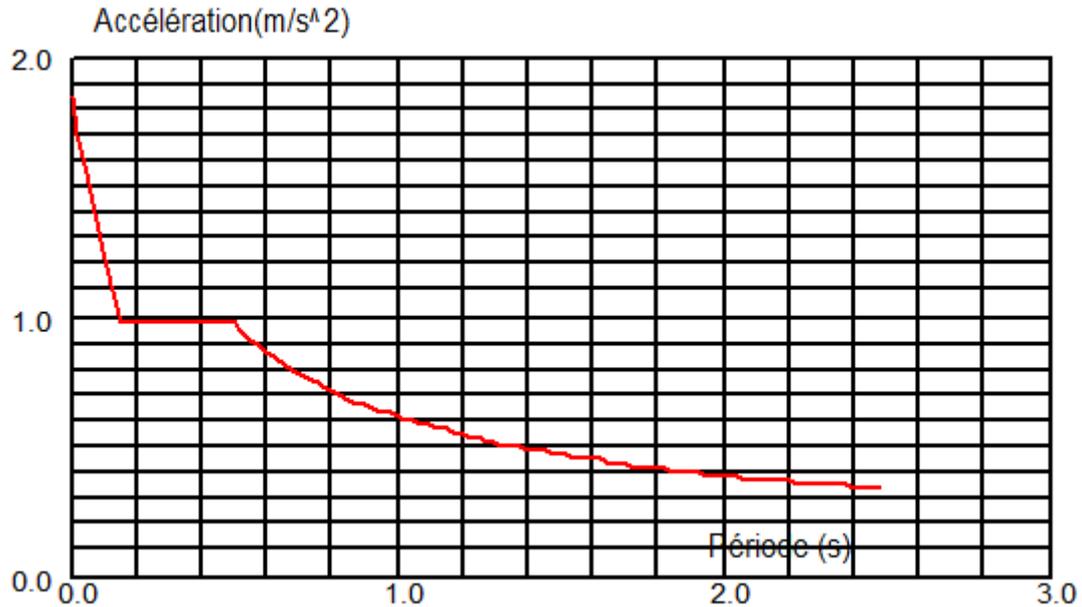


Figure (IV.5) : Spectre de réponse dans le sens Y.

Données :

Zone : IIa

CHAPITRE 4 : Etude sismique

Usage	:	2
Assise	:	S2
Coefficient de qualité	:	1.200
Coefficient de comportement	:	4.000
Amortissement	:	$x = 7.00 \%$

Paramètres du spectre :

Correction de l'amortissement : $h = [7/(2+x)]^{0,5} = 0.882$

$A = 0.150$

$T_1 = 0.150, T_2 = 0.500$

Cas 7 : $G+Q$

Type d'analyse : Combinaison linéaire

Cas 8 : $1.35G + 1.5Q$

Type d'analyse : Combinaison linéaire

Cas 9 : $G + Q + E_x$

Type d'analyse : Combinaison linéaire

Cas 10 : $G + Q - E_x$

Type d'analyse : Combinaison linéaire

Cas 11 : $G + Q + E_y$

Type d'analyse : Combinaison linéaire

Cas 12 : $G + Q - E_y$

Type d'analyse : Combinaison linéaire

Cas 13 : $G + Q + 1.2E_x$

Type d'analyse : Combinaison linéaire

Cas 14 : $G + Q - 1.2E_X$

Type d'analyse : Combinaison linéaire

Cas 15 : $G + Q + 1.2E_Y$

Type d'analyse : Combinaison linéaire

Cas 16 : $G + Q - 1.2E_Y$

Type d'analyse : Combinaison linéaire

Cas 17 : $0.8G + E_X$

Type d'analyse : Combinaison linéaire

Cas 18 : $0.8G - E_X$

Type d'analyse : Combinaison linéaire

Cas 19 : $0.8G + E_Y$

Type d'analyse : Combinaison linéaire

Cas 20 : $0.8G - E_Y$

Type d'analyse : Combinaison linéaire

Cas 21 : FLECGE

Type d'analyse : Combinaison linéaire

5. Nombres de modes à considérer :

D'après l'article 4.3.4 du *RPA99/2003*

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

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Tableau (IV.1) : Périodes et facteurs de participation modale (Résultats Robot 2010).

Modes	Fréquence (Hz)	Période (sec)	Masses Cumulées UX (%)	Masses Cumulées UY (%)	Masses Cumulées UZ (%)	Masse Modale UX (%)	Masse Modale UY (%)	Masse Modale UZ (%)
1	1,08	0,93	31,90	21,10	0,00	31,90	21,10	0,00
2	7,15	0,14	87,22	79,14	12,88	3,54	0,01	0,00
3	10,17	0,10	89,32	84,81	62,68	0,63	0,03	0,00
4	11,01	0,09	89,46	84,83	66,77	0,00	0,00	0,00
5	11,28	0,09	89,47	84,87	67,79	0,00	0,00	0,02
6	11,77	0,08	89,51	84,94	68,23	0,00	0,00	0,00
7	12,50	0,08	89,56	84,95	71,90	0,00	0,00	0,09
8	13,14	0,08	90,47	84,99	72,93	0,01	0,00	0,14
9	13,51	0,07	90,60	86,07	73,69	0,01	0,02	0,01
1	14,12	0,07	90,92	87,27	75,04	0,01	0,00	0,14

D'après le tableau ci-dessus :

Nous n'avons pas encore atteint les valeurs exactes des masses, car elles sont affectées par la disposition des voiles de contreventements.

Les figures suivantes montrent des exemples des différents modes de déformation de la structure :

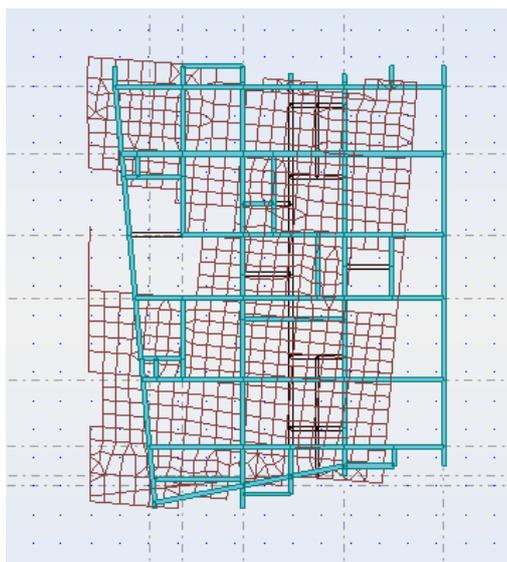


Figure (IV.6) : 4^{ème} mode de la translation selon (X).



Figure (IV.7) : 5^{ème} mode de la translation selon (Y).

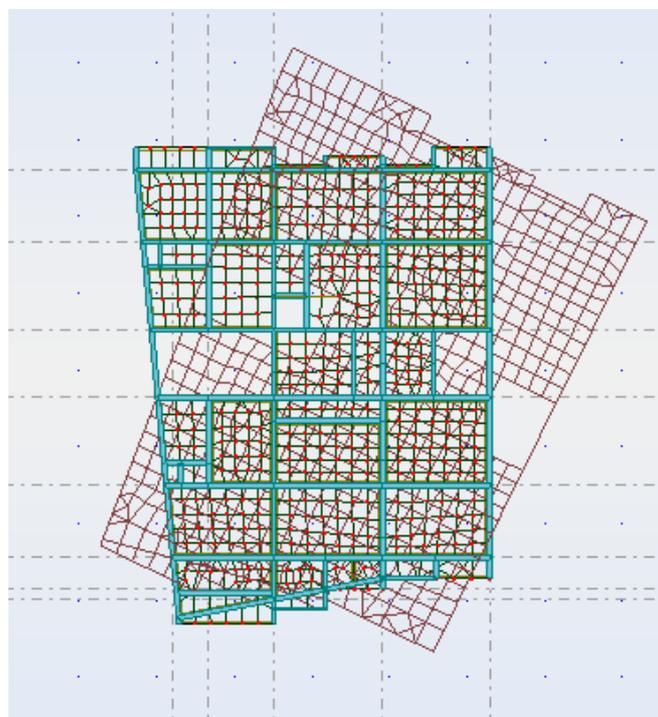


Figure (IV.8) : 3^{ème} mode de la rotation selon (Z).

- 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 mode K à retenir doit être tel que (Art 4.3.4 RPA99/2003):

$$K \geq 3\sqrt{N}; T_k \leq 0.20 \text{ s}$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_k est la période du mode K.

$$K = 3 \times \sqrt{10} = 9.4 \rightarrow T_k = 0,07 < 0.20 \quad \text{condition vérifiée.}$$

6. Vérifications :

6.1. Vérification du déplacement :

Justification vis-à-vis des déformations :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.4.3, ne doivent pas dépasser 1 % de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut-être toléré.

Tableau (IV.2) : Résultats du déplacement des étages selon différentes combinaisons Sismiques.

Etages	dUx (cm)	dUY (cm)	Max UX (cm)	Max UY (cm)	Min UX (cm)	Min UY (cm)
EX						
1	0,8144	0,1325	0,7108	0,4198	0,1656	0,0163
2	0,7739	0,2304	1,5921	1,0619	0,5504	0,2856
3	0,8798	0,2735	2,6120	1,8719	1,1263	0,7183
4	0,9304	0,3153	3,7297	2,8022	1,6992	1,2922
5	0,9524	0,3408	4,8959	3,8081	2,3028	1,8747
6	0,9524	0,3408	4,8959	3,8081	2,3028	1,8747
7	0,9439	0,3511	6,0838	4,8479	2,9028	2,5688
8	0,9009	0,3520	7,2463	5,8901	3,3924	3,1963
9	0,7993	0,3739	8,3554	6,9115	3,9489	3,8775
10	0,8206	0,2993	9,3856	7,9035	4,4678	4,3759

CHAPITRE 4 : Etude sismique

EY						
1	0,1852	0,4251	0,6440	0,3787	-0,6103	0,0192
2	0,1811	0,6948	1,4298	0,9370	-1,1727	0,3335
3	0,2120	0,8440	2,3404	1,6338	-1,8116	0,8604
4	0,2259	0,9785	3,3307	2,4339	-2,4570	1,5455
5	0,2318	1,0627	4,3568	3,2997	-3,1091	2,3334
6	0,2305	1,1138	5,3899	4,1999	-3,6686	3,1856
7	0,2174	1,1246	6,3855	5,1108	-3,9689	4,0601
8	0,1602	1,1298	7,3178	5,7399	-3,7139	-6,0146
9	0,2428	1,0491	7,8276	-5,5998	-8,1672	-6,9042
10	0,1852	1,0553	8,1637	-6,5843	-8,8729	-7,7748
G+Q+EX						
1	0,8346	0,1364	0,8848	0,2638	0,2224	0,0110
2	0,7942	0,2269	1,8675	0,6675	0,7951	0,1258
3	0,9053	0,2625	2,9780	1,1613	1,6486	0,2535
4	0,9596	0,3039	4,1680	1,7225	2,5015	0,4322
5	0,9851	0,3287	5,3965	2,3244	3,4097	0,6055
6	0,9795	0,3374	6,6329	2,9407	4,3140	0,8217
7	0,9393	0,3369	7,8282	3,5532	5,0417	1,0223
8	0,8431	0,3554	8,9537	4,1494	5,8817	1,2340
9	0,8556	0,2874	9,9840	4,7251	6,6655	1,4245
10	0,7199	0,3410	10,8529	5,2881	7,3900	1,6435
G+Q-EX						
1	-0,7941	-0,1286	-0,2170	-0,0050	-0,8460	-0,2765
2	-0,7536	-0,2339	-0,7597	-0,1168	-1,8047	-0,6836
3	-0,8543	-0,2844	-1,5451	-0,2485	-2,8896	-1,2138
4	-0,9011	-0,3268	-2,3355	-0,4453	-4,0584	-1,8199
5	-0,9196	-0,3530	-3,1707	-0,6318	-5,2606	-2,4729
6	-0,9084	-0,3648	-4,0005	-0,8757	-6,4707	-3,1468
7	-0,8626	-0,3672	-4,6951	-1,0851	-7,6400	-3,8210
8	-0,7555	-0,3923	-5,4508	-1,3266	-8,7399	-4,4802
9	-0,7856	-0,3113	-6,1300	-1,5183	-9,7486	-5,1187

CHAPITRE 4 : Etude sismique

10	-0,6484	-0,3627	-6,7604	-1,7657	-10,5753	-5,7325
G+Q+EY						
1	0,2054	0,4290	0,2781	0,4922	-0,2132	0,0249
2	0,2013	0,6913	0,6213	1,2358	-0,4172	0,3861
3	0,2374	0,8330	1,0141	2,1537	-0,6430	0,9830
4	0,2552	0,9671	1,4435	3,2133	-0,8653	1,7614
5	0,2645	1,0506	1,8939	4,3620	-1,0850	2,6594
6	0,2660	1,1001	2,3528	5,5559	-1,2550	3,6307
7	0,2557	1,1094	2,7998	6,7610	-1,2928	4,6035
8	0,2040	1,1114	3,2237	7,5901	-1,1130	-8,2833
9	0,2778	1,0371	3,4490	-6,5829	-3,3782	-9,5154
10	0,2210	1,0445	3,5953	-7,5560	-3,6721	-10,7131
G+Q-EY						
1	-0,1650	-0,4212	0,2542	-0,0229	-0,2386	-0,5097
2	-0,1608	-0,6982	0,4910	-0,3659	-0,5584	-1,2517
3	-0,1865	-0,8549	0,7533	-0,9793	-0,9252	-2,2064
4	-0,1967	-0,9899	1,0263	-1,7561	-1,3330	-3,3095
5	-0,1990	-1,0749	1,3049	-2,6526	-1,7576	-4,5098
6	-0,1949	-1,1275	1,5447	-3,6232	-2,1899	-5,7613
7	-0,1790	-1,1397	1,6773	-4,5856	-2,6111	-7,0284
8	-0,1165	-1,1483	1,6066	7,9527	-3,0096	-7,9028
9	-0,2078	-1,0611	3,6131	9,1218	-3,2266	6,6119
10	-0,1495	-1,0661	3,9522	10,2689	-3,2656	7,5926
G+Q+1.2EX						
1	0,9975	0,1629	1,0579	0,3157	0,2665	0,0129
2	0,9489	0,2730	2,2348	0,8026	0,9508	0,1503
3	1,0812	0,3172	3,5646	1,3988	1,9680	0,3040
4	1,1457	0,3670	4,9906	2,0767	2,9852	0,5205
5	1,1755	0,3968	6,4621	2,8040	4,0678	0,7300
6	1,1683	0,4076	7,9433	3,5494	5,1455	0,9919
7	1,1195	0,4073	9,3750	4,2906	6,0153	1,2336
8	1,0029	0,4302	10,7230	5,0123	7,0150	1,4908

CHAPITRE 4 : Etude sismique

9	1,0197	0,3472	11,9572	5,7095	7,9466	1,7187
10	0,8568	0,4114	12,9957	6,3900	8,8068	1,9844
G+Q-1.2EX						
1	-0,9570	-0,1551	-0,2629	-0,0091	-1,0191	-0,3299
2	-0,9084	-0,2800	-0,9155	-0,1418	-2,1719	-0,8187
3	-1,0303	-0,3391	-1,8645	-0,2991	-3,4764	-1,4514
4	-1,0872	-0,3898	-2,8192	-0,5334	-4,8810	-2,1741
5	-1,1101	-0,4212	-3,8288	-0,7560	-6,3263	-2,9525
6	-1,0971	-0,4351	-4,8320	-1,0460	-7,7810	-3,7555
7	-1,0428	-0,4376	-5,6688	-1,2964	-9,1868	-4,5583
8	-0,9154	-0,4671	-6,5840	-1,5833	-10,5092	-5,3431
9	-0,9497	-0,3712	-7,4098	-1,8126	-11,7218	-6,1031
10	-0,7853	-0,4331	-8,1757	-2,1066	-12,7181	-6,8343
G+Q+1.2EY						
1	0,2425	0,5141	0,3298	0,5911	-0,2599	0,0302
2	0,2375	0,8302	0,7392	1,4846	-0,5074	0,4613
3	0,2798	1,0018	1,2079	2,5897	-0,7826	1,1794
4	0,3004	1,1628	1,7211	3,8656	-1,0544	2,1132
5	0,3109	1,2631	2,2590	5,2492	-1,3240	3,1910
6	0,3121	1,3228	2,8071	6,6876	-1,5349	4,3560
7	0,2992	1,3343	3,3409	8,1400	-1,5898	5,5224
8	0,2360	1,3374	3,8470	9,1394	-1,3849	-9,9069
9	0,3264	1,2469	4,1166	-7,9023	-4,0773	-11,3792
10	0,2580	1,2555	4,2813	-9,0708	-4,4343	-12,8111
G+Q-1.2EY						
1	-0,2020	-0,5062	0,3009	-0,0281	-0,2902	-0,6098
2	-0,1970	-0,8372	0,5811	-0,4411	-0,6764	-1,5004
3	-0,2289	-1,0237	0,8929	-1,1756	-1,1191	-2,6424
4	-0,2419	-1,1856	1,2154	-2,1080	-1,6106	-3,9618
5	-0,2454	-1,2875	1,5439	-3,1839	-2,1227	-5,3970
6	-0,2410	-1,3503	1,8247	-4,3486	-2,6442	-6,8930
7	-0,2225	-1,3646	1,9740	-5,5045	-3,1522	-8,4073

CHAPITRE 4 : Etude sismique

8	-0,1485	-1,3742	1,8786	9,5763	-3,6329	-9,4521
9	-0,2564	-1,2709	4,3123	10,9855	-3,8942	7,9314
10	-0,1865	-1,2772	4,7146	12,3670	-3,9516	9,1074
0.8G+EX						
1	0,6657	0,1083	0,7057	0,2104	0,1775	0,0084
2	0,6334	0,1815	1,4907	0,5337	0,6351	0,0993
3	0,7216	0,2106	2,3776	0,9299	1,3138	0,2019
4	0,7648	0,2435	3,3283	1,3802	1,9931	0,3452
5	0,7848	0,2632	4,3096	1,8632	2,7160	0,4839
6	0,7802	0,2702	5,2974	2,3579	3,4358	0,6571
7	0,7478	0,2698	6,2522	2,8496	4,0164	0,8172
8	0,6704	0,2848	7,1513	3,3283	4,6845	0,9869
9	0,6813	0,2297	7,9741	3,7903	5,3073	1,1381
10	0,5726	0,2727	8,6677	4,2412	5,8827	1,3125
0.8G-EX						
1	-0,6373	-0,1037	-0,1753	-0,0063	-0,6790	-0,2209
2	-0,6048	-0,1872	-0,6093	-0,0949	-1,4472	-0,5472
3	-0,6860	-0,2269	-1,2411	-0,2001	-2,3164	-0,9702
4	-0,7238	-0,2610	-1,8765	-0,3572	-3,2527	-1,4537
5	-0,7389	-0,2821	-2,5483	-0,5065	-4,2160	-1,9746
6	-0,7301	-0,2915	-3,2158	-0,7013	-5,1855	-2,5121
7	-0,6937	-0,2935	-3,7730	-0,8693	-6,1223	-3,0498
8	-0,6085	-0,3134	-4,3815	-1,0623	-7,0035	-3,5753
9	-0,6317	-0,2493	-4,9298	-1,2161	-7,8119	-4,0847
10	-0,5220	-0,2903	-5,4385	-1,4148	-8,4748	-4,5750
0.8G+EY						
1	0,1624	0,3424	0,2204	0,3931	-0,1727	0,0200
2	0,1592	0,5530	0,4936	0,9884	-0,3372	0,3073
3	0,1874	0,6670	0,8065	1,7239	-0,5200	0,7856
4	0,2012	0,7741	1,1487	2,5729	-0,7004	1,4078
5	0,2084	0,8408	1,5076	3,4933	-0,8791	2,1257
6	0,2094	0,8804	1,8733	4,4501	-1,0184	2,9018

7	0,2009	0,8878	2,2295	5,4159	-1,0530	3,6788
8	0,1592	0,8896	2,5673	6,0805	-0,9143	-6,6178
9	0,2190	0,8295	2,7474	-5,2730	-2,7156	-7,6021
10	0,1735	0,8354	2,8595	-6,0533	-2,9523	-8,5595
0.8G-EY						
1	-0,1339	-0,3378	0,2012	-0,0190	-0,1930	-0,4074
2	-0,1305	-0,5587	0,3888	-0,2943	-0,4501	-1,0016
3	-0,1518	-0,6833	0,5970	-0,7843	-0,7449	-1,7641
4	-0,1603	-0,7915	0,8129	-1,4063	-1,0725	-2,6454
5	-0,1625	-0,8596	1,0328	-2,1241	-1,4136	-3,6041
6	-0,1593	-0,9017	1,2213	-2,9013	-1,7609	-4,6037
7	-0,1468	-0,9115	1,3230	-3,6725	-2,0992	-5,6156
8	-0,0972	-0,9181	1,2614	6,3709	-2,4193	-6,3138
9	-0,1695	-0,8491	2,8775	7,3077	-2,5930	5,2828
10	-0,1229	-0,8531	3,1470	8,2259	-2,6292	6,0655

Ainsi, dans toutes les combinaisons des charges, les conditions $dU_x < 3.06$ cm et $dU_y < 3.06$ cm sont vérifiés.

6.2. Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente :

Selon RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.6) :

La résultante des forces sismiques à la base $V_{\text{dynamique}}$ obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{statique} pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Tableau (IV.3) : Vérification de la résultante des forces sismiques

	V_{statique}	$V_{\text{dynamique}}$	$0.8 V_{\text{statique}} < V_{\text{dynamique}}$
Ex	526.87	573.83	421.5 < 573.83 Condition vérifiée
Ey	481.05	320.00	384.84 > 320.00 Condition non vérifiée

6.3. Vérification du risque de renversement :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation.

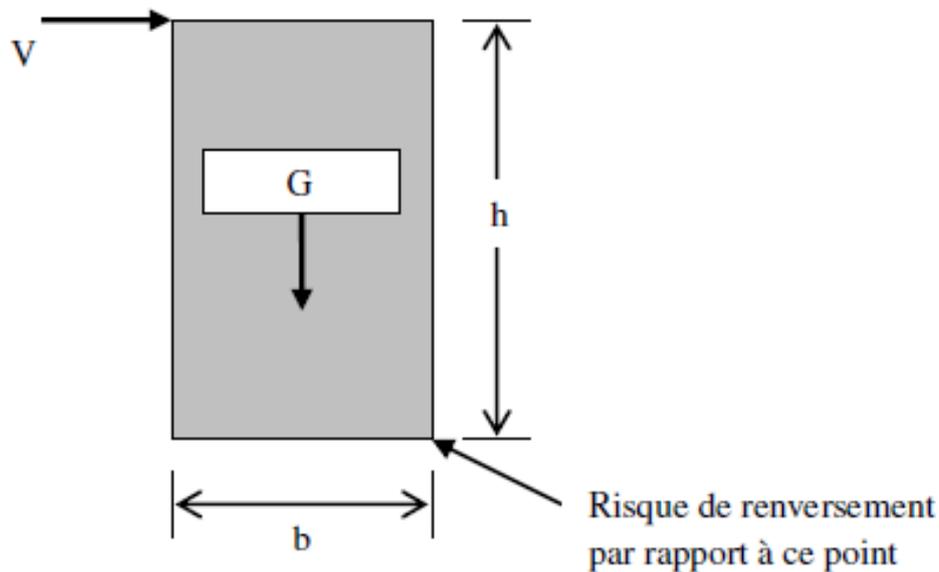


Figure (IV.9) : Vérification du renversement.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai.

La stabilité de l'ouvrage passe par la vérification suivante :

$$\frac{M_{stabilisant}}{M_{renversement}} > 1.25$$

Avec :

M_s : Moment stabilisateur.

$$M_s = W \times L/2 \quad \dots (Eq. 3.12)$$

M_r : Moment renversant.

$$M_r = \sum F_i \times h_i \quad \dots (Eq. 3.13)$$

- Sens longitudinal (x) :

$$M_r = 60557.27t.m$$

$$M_s = 8299.78 \times \frac{22.78}{2} = 94534.4t.m$$

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{94534.4}{60557.27} = 1.60 > 1.5$$

- *Sens transversal (y) :*

$$M_r = 12636.29t.m$$

$$M_s = 8299.78 \times \frac{29.13}{2} = 120886.29t.m$$

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{120886.29}{12636.29} = 9.60 > 1.5$$

Cette condition étant vérifiée dans les deux sens donc notre structure est stable vis-à-vis du renversement.

6.4. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 5.9) Les effets du 2^o ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_k \Delta_k}{v_k h_k} \leq 0.10$$

$$p_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}) \dots \text{ Voir paragraphe 4.2.3 formule (4.5)}$$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (k).

v_k : Effort tranchant d'étage au niveau (k).

h_k : Hauteur de l'étage (k).

Tableau (IV.4) : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens X (Combinaison Ex)

Niveau	P_k (t)	Δ_k (cm)	V_k (t)	H_k (cm)	θ	$\theta \leq 0.10$
RDC	7.13	0.8144	361.64	3.40	0.0047	CV
1	6.86	0.7739	344.95	3.06	0.0050	CV
2	6.60	0.8798	328.26	3.06	0.0057	CV
3	6.15	0.9304	305.87	3.06	0.0061	CV
4	5.52	0.9524	279.83	3.06	0.0068	CV
5	4.80	0.9439	250.61	3.06	0.0059	CV
6	3.97	0.9009	217.45	3.06	0.0050	CV
7	3.09	0.7993	178.48	3.06	0.0042	CV
8	2.05	0.8206	132.06	3.06	0.0039	CV
9	1.00	0.6842	70.46	3.06	0.0031	CV

Tableau (IV.5) : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens Y (Combinaison Ey)

Niveau	P_k (t)	Δ_k (cm)	V_k (t)	H_k (cm)	θ	$\theta \leq 0.10$
RDC	5.66	0.4251	372.78	3.40	0.0018	CV
1	5.49	0.6948	357.53	3.06	0.0034	CV
2	5.33	0.8440	342.28	3.06	0.0040	CV
3	4.92	0.9785	320.83	3.06	0.0049	CV
4	4.35	1.0627	295.54	3.06	0.0051	CV
5	4.36	1.1138	266.19	3.06	0.0064	CV
6	4.48	1.1246	233.00	3.06	0.0070	CV
7	3.80	1.1298	194.12	3.06	0.0072	CV
8	2.54	1.0491	148.18	3.06	0.0059	CV
9	1.19	1.0553	84.72	3.06	0.0048	CV

Le coefficient θ est inférieur à 0.10 ; l'effet P- Δ est donc négligé.

6.5. Vérification de l'interaction portique-voiles :

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.

Dans notre cas on a un pourcentage de 18% des sollicitations dues aux charges verticales reprise par les voiles de contreventement.

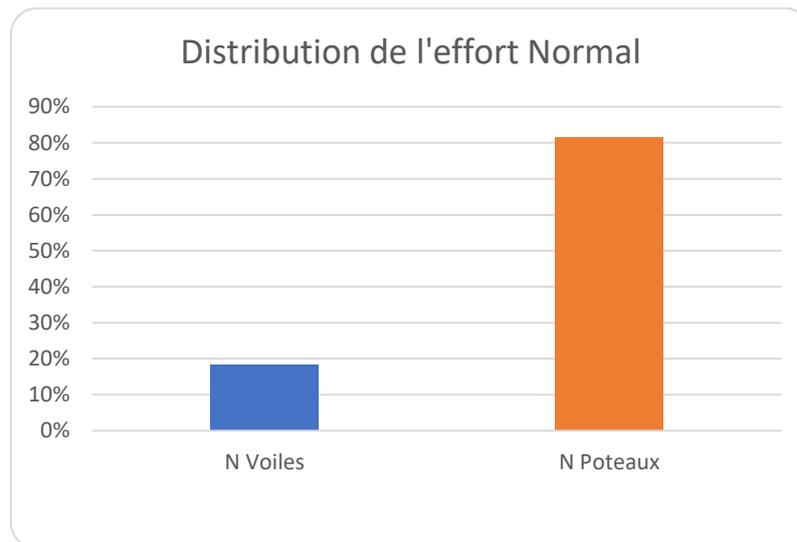
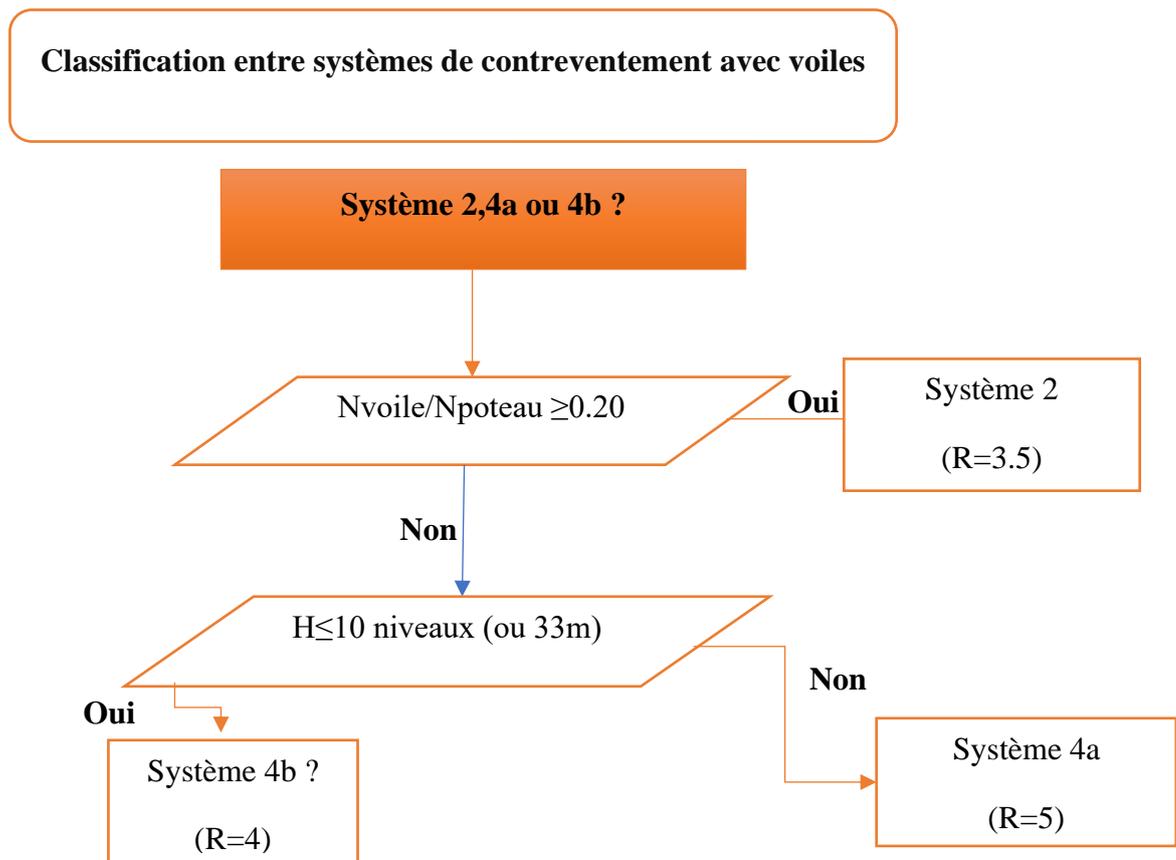


Figure (IV.10) : Diagramme de pourcentage de distribution de l'effort normal.

Concernant le coefficient de comportement ; selon une étude réalisée par Dr. Ing R. Taleb, il peut être évalué selon le diagramme suivant :



Comme on peut voir sur ce diagramme, notre voile supporte moins de 20% d'où la valeur à prendre en compte dans le calcul de R étant 4 car $N_{voile}/N_{poteau} \leq 0.20$ et $H_{totale} \leq 10$ niveaux (33m).

CHAPITRE 5 : Ferrailage des éléments porteurs

1. Introduction :

Dans ce qui suit, sont désignés sous le nom d'éléments principaux les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de la structure.

Connaissant les sollicitations auxquelles sont soumises les différents éléments structuraux de notre construction, le calcul des sections sera mené selon la règle de calcul de béton armé (**CBA93**) En respectant les prescriptions des règles parasismiques Algérienne (**RPA99/version 2003**).

Les objectifs de la détermination des sections d'acier afin d'assurer les critères relatifs à la résistance, la ductilité, et la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

Pour la détermination du ferrailage, on considère le cas le plus défavorable. À l'aide d'outils informatiques via les deux logiciels d'analyse structurelle (*Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014*) et (*EXPERT BA 2010*), nous pouvons déterminer les différents efforts internes de chaque section et des sections du ferrailage de chaque élément pour différentes combinaisons de calcul.

2. Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens (sens longitudinal et le sens transversal). Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée.

2.1. Combinaisons spécifiques de calcul :

Combinaisons fondamentales :

$$1.35 G + 1.5 Q \dots \dots \dots (ELU).$$

$$G + Q \dots \dots \dots (ELS).$$

Combinaisons accidentelles :

$$G + Q \pm 1.2E \dots \dots \dots (ACC).$$

2.2. Calcul du ferrailage longitudinal :

D'après le RPA 99 / version 2003 (article 7.4.2)

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- ✓ Leur pourcentage minimal sera de 0.8% (zone II).
- ✓ Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone nodale et 6% en zone de recouvrement.
- ✓ Le diamètre minimum est de 12 cm.

- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de 40Φ (zone II).
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone II).

2.3. Calcul du ferrailage transversal :

Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.2) :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times v_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec :

t : espacement des armatures transversales.

v_u : effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur total de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

$\rho_a = 2.5$ Si l'élanement géométrique $\lambda_g \geq 5$.

$\rho_a = 3.75$ Si l'élanement géométrique $\lambda_g < 5$.

$f_e = 400$ MPa.

Selon le BAEL 91 Rev.99 $\Phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h_1}{35}; \frac{b_1}{10}; \Phi_1 \right)$.

Avec Φ_1 : le diamètre minimal des armatures longitudinal du poteau.

Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2) :

$$A_{u(\min)} = 0.8\% B$$

Armatures transversales :

Selon le BAEL 91 /99

$$\Phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \emptyset 1 \right)$$

Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2.2) :

$$t \leq \text{Min} (10\Phi_1 ; 15\text{cm})$$

.

Avec : Φ_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Les cardes et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\Phi_t$ minimum (voir **Figure (V.1)**).

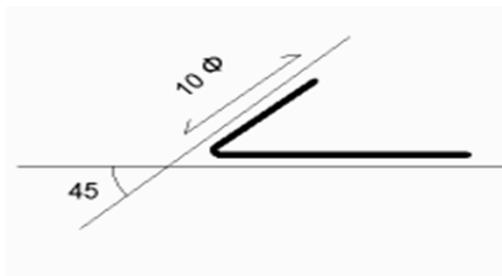


Figure (V.1) : Crochet des barres horizontales.

2.4. Méthode de calcul du ferrailage longitudinale :

Dans le calcul du ferrailage, on compare les sections du ferrailage obtenues par le logiciel **Robot Expert 2010** , la condition du **RPA99/2003** et du **CBA93**.

Remarque : Pour les détails des efforts normaux et des moments maximaux voir annexe

Les résultats seront résumés aux tableaux suivants :

2.5. Résultats :

Étages	Section	A _{min} RPA	A _{min} CBA93	A Expert	Ferrailage longitudinal		Ferrailage transversal		
					Section	Choix	t	t'	A _t
Sous-sol	50x100	40	12	21.55	48.25	24HA16	10	15	8
RDC	50x80	32	10.40	16.08	40.21	20HA16	10	15	8
1 ^{er}	50x60	24	8.8	12.32	36.19	18HA16	10	15	8
2 ^{ème}	40x60	19.2	8	12.06	28.15	14HA16	10	15	8
3 ^{ème}	40x60	19.2	8	12.06	28.15	14HA16	10	15	8
4 ^{ème}	40x60	19.2	8	12.06	28.15	14HA16	10	15	8
5 ^{ème}	40x50	16	7.20	14.20	20.36	4HA16+8HA14	10	15	8
6 ^{ème}	40x50	16	7.20	14.20	20.36	4HA16+8HA14	10	15	8
7 ^{ème}	40x50	16	7.20	14.20	20.36	4HA16+8HA14	10	15	8
8 ^{ème}	40x50	16	7.20	14.20	20.36	4HA16+8HA14	10	15	8
9 ^{ème}	40x50	16	7.20	14.20	20.36	4HA16+8HA14	10	15	8

- Selon le C.B.A 93 :

$$A_{min} = \max \{0.2\% \times (a \times b) ; 4 \times 2(a + b)\}$$

- Selon le R.P.A 2003 :

En zone II, la section minimale doit être d'au moins 0,8% de la section du poteau.

Soit: $A_{min} = 0.8\% \times a \times b$.

• Conditions sur les armatures longitudinales selon le C.B.A 93 :

- Pourcentage maximal :

$A_{max} = 4\%(a \times b) = 0.04 \times 40 \times 50 = 80 \text{ cm}^2 > A_{adop} = 20.36 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée

- Jonction des armatures :

Pour les barres à haute adhérence de nuance FeE400, la longueur de recouvrement forfaitaire est de $40\emptyset$, soit :

$$l_r = 40\emptyset = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$$

• Conditions sur les armatures longitudinales selon le R.P.A99/ 2003 :

Les armatures longitudinales seront réalisées à partir de barres à haute adhérence (HA), avec un diamètre minimum de 12mm.

$$\emptyset_{min} = 14 \text{ mm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Pourcentage maximal :

On ne doit en aucun cas dépasser les 2 valeurs limites suivantes :

Zone courante:

$$A_{max} = 4\%(b \times h) = 0.04 \times 40 \times 50$$

$$A_{max} = 80 \text{ cm}^2 > A_{adop} = 22.99 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Zone de recouvrement:

$$A_{max} = 6\%(b \times h) = 0.06 \times 50 \times 50$$

$$A_{max} = 150 \text{ cm}^2 > A_{adop} = 20.36 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- Jonction des armatures :

La longueur minimale des recouvrements des barres est de $40\emptyset$ en zone sismique II, \emptyset désigne le diamètre maximal des barres longitudinales. Soit pratiquement une longueur de :

$$l_r = 40\emptyset = 40 \times 1.4 = 80 \text{ cm}$$

Les jonctions des armatures seront effectuées à l'extérieur des zones nodales.

- Détermination de la zone nodale :

La hauteur du poteau concernée par cette zone est de :

Rez-de-chaussée :

$$l' = \max \left\{ \frac{\text{hauteur étage}}{6}; a; b; 60\text{cm} \right\} = \max \left\{ \frac{340}{6}; 50; 40; 60\text{cm} \right\} = 40 \text{ cm}$$

- Vérifications des sollicitations tangentes :

Sous action sismique, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

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

- Calcul de l'élançement géométrique :

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

$$\lambda_g = \frac{0.7 \times 340}{50} = 4.76$$

$$\lambda_g < 5 \quad \text{D'où : } \rho_d = 0,075.$$

Contrainte tangente sous sollicitation sismique :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{12.93}{0.40 \times 0.45} = 0.71 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 0,075 \times 25 = 1.87 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

2.6. Ferrailage transversale :

• Diamètre des armatures transversales :

$$\emptyset_t = \frac{\emptyset_1}{3} = \frac{14}{3} = 4.66 \text{ mm}$$

$$\emptyset_t = 8 \text{ mm}$$

Pour le choix du diamètre des armatures transversales, on doit vérifier les 2 conditions suivantes :

$$\emptyset_t = 8 \text{ mm} > \frac{\emptyset_1}{3} = \frac{14}{3} = 4.66 \text{ mm}$$

$$\emptyset_t = 8 \text{ mm} \leq \min \left(\frac{b}{10}; \frac{h}{35}; \emptyset_1 \right) = \min \left(\frac{400}{10}; \frac{500}{35}; 16 \right)$$

$$= 14 \text{ mm}$$

Les 2 conditions sont vérifiées.

Les armatures transversales seront constituées par des cadres **HA8**.

$$\text{Soit : } A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

Espacement en zone nodale :

Selon l'article 7.4.2.2 du **R.P.A99/ 2003** l'espacement maximal des armatures transversales dans la zone nodale en zone II est :

$$S_t \leq \text{Min}(10\phi_l; 15\text{cm})$$

Soit un espacement en zone nodale de :

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

Espacement en zone courante :

Selon l'article 7.4.2.2 du **R.P.A99/ 2003** l'espacement maximal des armatures transversales dans la zone courante en zone II est :

$$S_t \leq 15\phi_l$$

Soit un espacement en zone courante : **$S_t = 15\text{cm}$**

Les cadres seront fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimale de :

$$10\phi_t = 8\text{cm}$$

• **Détermination des armatures transversales selon le C.B.A 93 :**

Effort tranchant maximal : $V_u = 24368,6\text{kg}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{12.93}{0.40 \times 0.45} = 0.71 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible, d'où :

$$\tau_u = 0.71 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\} = 4\text{MPa}$$

Les armatures transversales seront donc des armatures droites.

• **Espacement des cadres :**

L'espacement S_t des cours successifs d'armatures transversales d'âme doit être égal au plus à la plus basse des 2 valeurs :

$$S_t = 15\text{cm} \leq \min\{0.9d ; 40 \text{ cm} \} = 40 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0.4\text{MPa} \right)$$

$$\frac{201 \times 400}{400 \times 150} = 1,34 \geq \text{Max} \left(\frac{1,02}{2} ; 0,4\text{MPa} \right) = 0,51\text{MPa}$$

La condition est donc vérifiée.

2.7. Schéma de ferrailage :

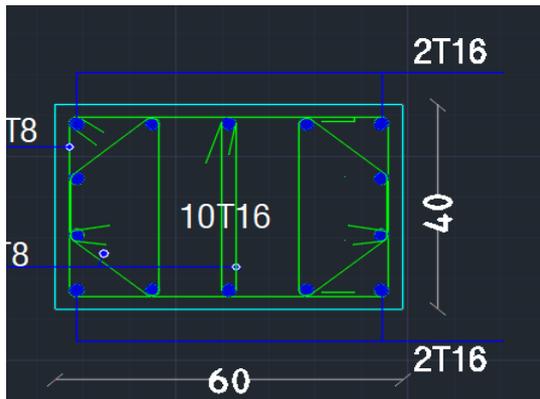


Figure (V.2) : Ferrailage poteaux (40x60)

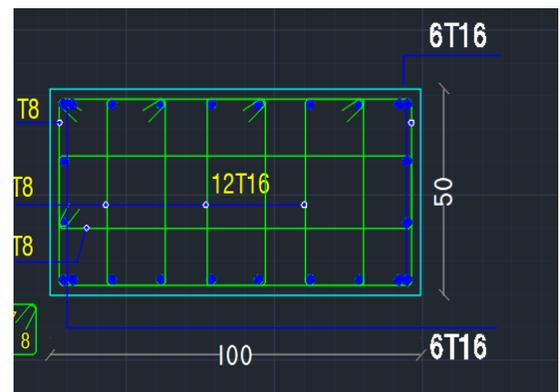


Figure (V.3) : Ferrailage poteaux (50x100)

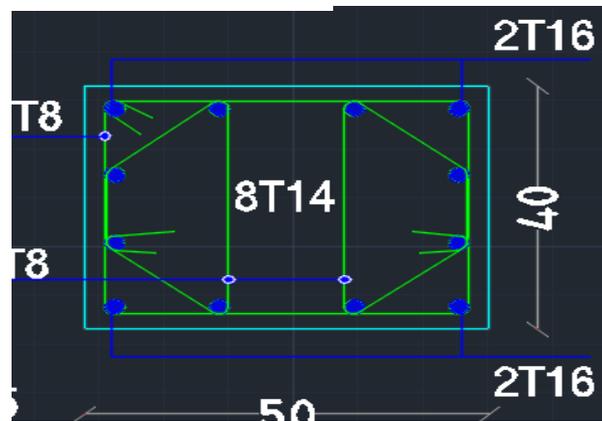


Figure (V.4) : Ferrailage poteaux (40x50).

3. Ferrailage des poutres :

La poutre est soumise à une contrainte de flexion simple sous moment fléchissant et effort tranchant. Les moments fléchissant permettent de dimensionner les armatures longitudinales. La force de cisaillement est utilisée pour déterminer le ferrailage transversal.

Il existe deux types de poutres, la poutre principale forme le support de la poutre et la poutre secondaire assure la liaison.

Après détermination de la contrainte (M, V), le ferrailage est réalisé selon les réglementations **RPA99/2003** et **BAEL91**.

L'étude des poutres prend en compte les efforts donnés par le logiciel *Robot 2014* et *Robot Expert 2010*, combinés aux combinaisons les plus défavorables données par le *RPA99/2003* suivants :

3.1. La combinaison fondamentale BAEL 91 révisée 99 :

- $1,35G + 1,50Q$(ELU).
- $G + Q$ (ELS).

3.2. Les combinaisons accidentelles RPA 99 / version 2003 :

Pour les poutres dans le sens X

- $G + Q \pm Ex$
- $0,8G \pm Ex$

Pour les poutres dans le sens Y

- $G + Q \pm Ey$
- $0,8G \pm Ey$

3.3. Armatures longitudinales :

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

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% de la section du béton en zone courante.

6% de la section du béton en zone de recouvrement.

- La longueur minimale des recouvrements est de 40Φ en zone IIa.
- Les poutres supportent de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

3.4. Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires : minimum de $(h/4 ; 12\varnothing_1)$
- En dehors de la zone nodale : $s \leq h/2$.

4. Poutre principale :

❖ Sollicitation de calcul :

Les sollicitations de calcul sont tirées directement du logiciel Robot 2014

En appui			En travée			Effort tranchant (MAX)	
MELU (t.m)	MELS (t.m)	MACC (t.m)	MELU (t.m)	MELS (t.m)	MACC (t.m)	ELU (t)	
Terrasse	31.64	23.07	20.79	16.73	12.22	8.40	25.04
EC	29.97	20.12	28.67	12.87	12.03	9.31	34.69
RDC	26.01	18.88	21.69	13.56	9.84	9.75	15.68

❖ Ferrailage longitudinale :

Etages	Travée		Appui		Choix d'armatures	
	A _{expert} (cm ²)	A _{chois} (cm ²)	A _{expert} (cm ²)	A _{chois} (cm ²)	Travée	Appui
Terrasse	7.1	8.01cm	14.4	16.68	3HA12+3HA14	3HA14+6HA16
Etage courant	5.4	6.16	13.5	13.86	4HA14	3HA12+6HA14
RDC	5.7	6.16	11.5	12.63	4HA14	3HA12+6HA14

Remarque : les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

- Vérifications sur les armatures longitudinales des poutres selon le C.B.A 93 :

-Section minimale:

$$A_{\min} \geq 0,001 \times b \times h = 0.001 \times 30 \times 60 = 1.8\text{cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23b \times d \times \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 0.23 \times 30 \times 54 \times \left(\frac{2.1}{400} \right) = 2.00 \text{ cm}^2$$

- **Vérifications sur les armatures longitudinales des poutres selon le R.P.A99/ 2003 :**

- Pourcentage minimal :

$$A_{\min} = 0.005 \times b \times h = 0.005 \times 30 \times 60 = 9 \text{ cm}^2$$

$$A_T = A_a + A_t = 18.82 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 9 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Pourcentage maximal :

Zone courante :

$$A_{\max} = 0.04 \times b \times h = 0.04 \times 30 \times 60 = 72 \text{ cm}^2$$

$$A_T = 18.82 \text{ cm}^2 < A_{\max} = 72 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Zone nodale :

$$A_{\max} = 0.06 \times b \times h = 0.06 \times 30 \times 60 = 108 \text{ cm}^2$$

$$A_T = 18.82 \text{ cm}^2 < A_{\max} = 108 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **La longueur de recouvrement minimale (l_{\min}):**

La tour est implantée dans la zone II, la longueur de recouvrement sera donc égale à $40\emptyset$ (\emptyset étant le diamètre des barres) d'où :

$$\rightarrow l_{\min} = 40 \times 12 = 48 \text{ cm}$$

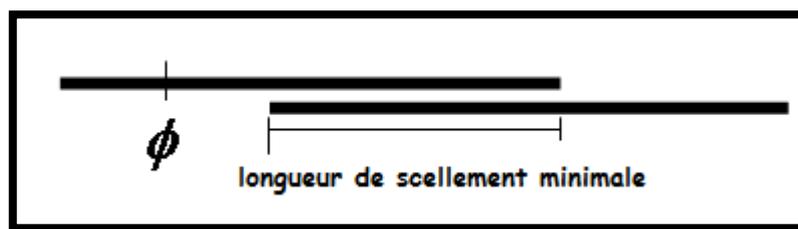


Figure (V.5) : Longueur de recouvrement des aciers dans les poutres.

❖ **Ferrailage transversale :**

- **Vérifications sur les armatures transversales des poutres selon le C.B.A 93 :**

Effort tranchant maximal : $V_u = 34.69 \text{ t}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{34.69}{30 \times 54} = 0.02 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible, d'où :

$$\tau_u = 0.89 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 4.35 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales seront donc des armatures droites. Le diamètre des barres transversales est directement lié au diamètre des barres longitudinales selon l'expression :

$$\emptyset_t = \frac{\emptyset_l}{3} = \frac{12}{3} = 4 \text{ mm}$$

➤ $\emptyset_t = \text{HA8}$.

Par ailleurs ce même diamètre doit en outre respecter les autres conditions suivantes :

$$\emptyset_t \leq \min \left(\frac{b}{10} ; \frac{h}{35} ; \emptyset_l \right) = \min \left(\frac{300}{10} ; \frac{600}{35} ; 12 \right) = 12 \text{ mm}$$

Le diamètre proposé pourra être donc adopté.

Les armatures transversales seront constituées par un cadre et un étrier de 8mm de diamètre, soit une section totale de : **4HA8= 2,01cm²**

- **Espacement des cadres selon les règles C.B.A. 93 :**

$$S_t = \min(15\emptyset_l ; 40 \text{ cm} ; a + 10\text{cm}) = \min(15 \times 12 ; 40 \text{ cm} ; 30 + 10\text{cm}) = 18\text{cm}$$

$$S_t = \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

En adoptant de manière provisoire un espacement fixe de 15 cm, la section choisie devra répondre à la condition ci-après :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0.4 \text{ MPa} \right)$$
$$\frac{201 \times 400}{300 \times 150} = 1.79 \geq \text{Max} \left(\frac{0.89}{2} ; 0.4 \text{ MPa} \right) = 0.44 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

- **Vérifications sur les armatures transversales des poutres selon le R.P.A 2003**

- ❖ **Conditions sur l'espacement :**

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left(12 \emptyset_l ; \frac{h}{4} \right)$$

$$S_t \leq \min \left(12 \times 1.2 ; \frac{60}{4} \right) = 14.4 \text{ cm}$$

Soit un espacement choisit de **15cm**.

En zone courante:

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{60}{2} = 30\text{cm}$$

Soit un espacement adopté de **15cm**.

La section d'armatures transversales sera déduite de l'expression suivante :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{cm}^2$$

$$A_t \text{ (adoptée)} = 2.01\text{cm}^2 > A_t = 1.35\text{cm}^2 \quad \blacktriangleright \text{Condition vérifiée.}$$

- **Détermination dimensionnelle de la zone nodale :**

La longueur L' de la zone nodale, côté poutre est égale à :

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

En récapitulant et en conservant à chaque fois la valeur la plus défavorable, on aboutit aux résultats finaux suivants :

	Effort tranchant	τ_u	Section d'armature transversale	Choix d'armatures
Terrasse	25.04	0.01	2.01	4HA8
Étage courant	34.69	0.02	2.01	4HA8
RDC	15.68	0.009	2.01	4HA8

Pour les armatures transversales nous conserverons la même section pour tous les niveaux (4HA8 $\rightarrow A_t = 2.01\text{cm}^2$).

❖ **Schéma du ferrailage :**

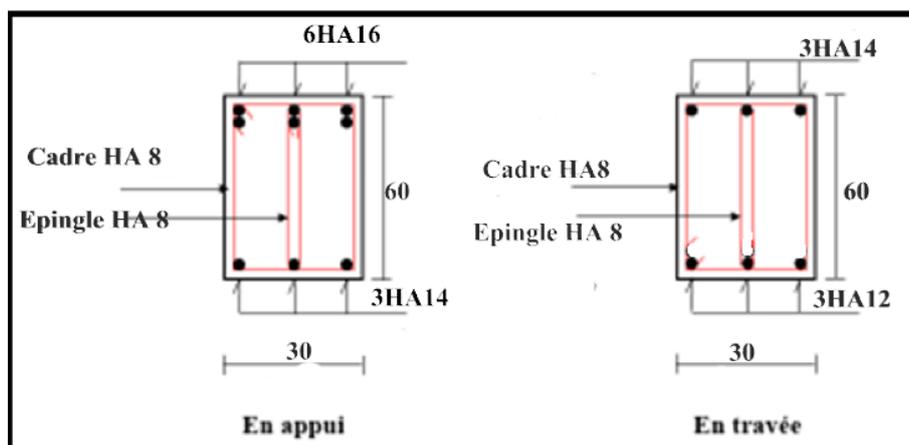


Figure (V.6) : Ferrailage poutre principale au niveau terrasse.

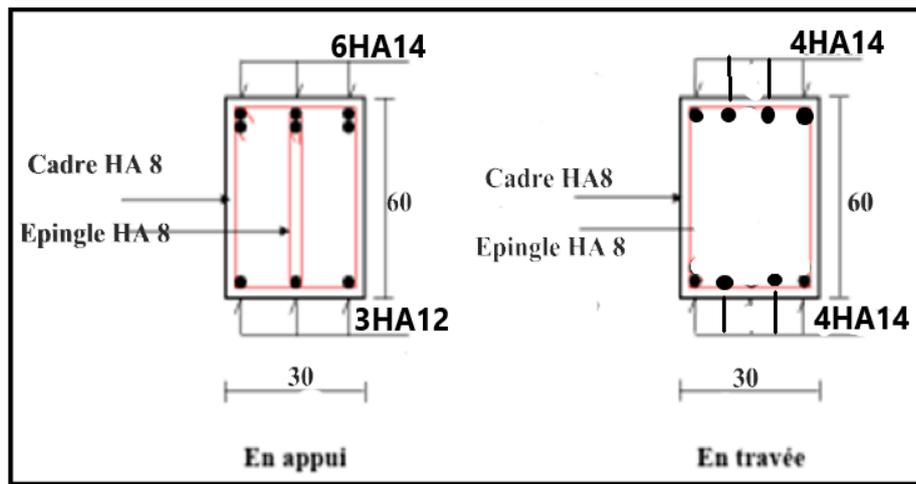


Figure (V.7) : Ferrailage poutre principale au niveau de l'étage courant.

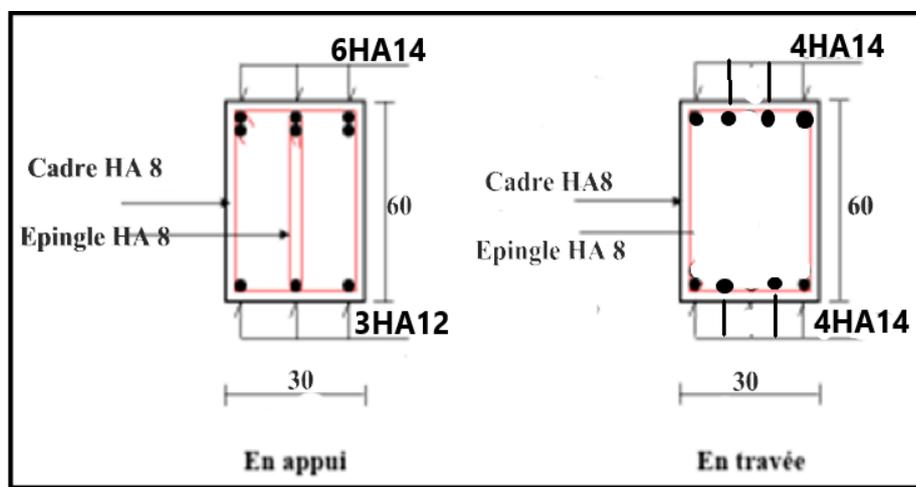


Figure (V.8) : Ferrailage poutre principale au niveau RDC.

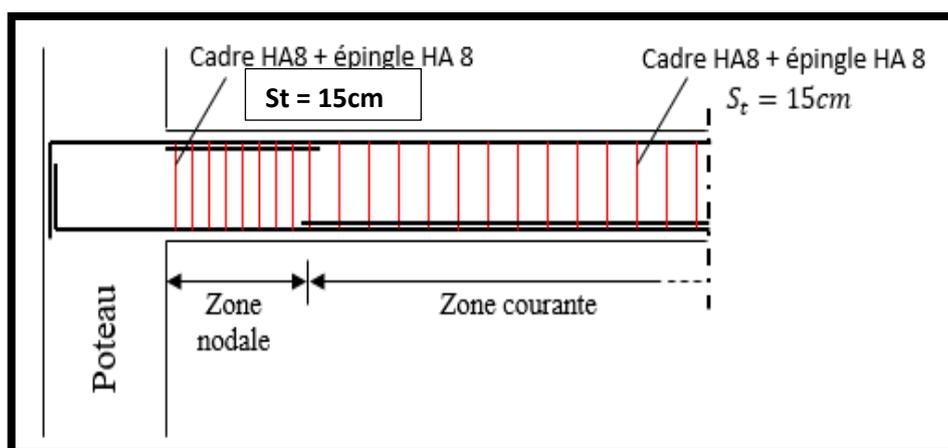


Figure (V.9) : Exemple d'une coupe longitudinale du ferrailage des poutres principales.

5. Poutre secondaire :

5.1. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul sont tirées directement du logiciel Robot 2014

En appui			En travée			Effort tranchant (MAX)	
M _{ELU} (t.m)	M _{ELS} (t.m)	M _{ACC} (t.m)	M _{ELU} (t.m)	M _{ELS} (t.m)	M _{ACC} (t.m)	ELU (t)	
Terrasse	6.74	4.94	9.01	2.63	1.89	4.14	7.24
EC	8.58	6.31	11.17	3.11	2.28	7.78	10.95
RDC	6.47	4.72	7.29	7.35	5.36	7.30	14.48

5.2. Ferrailage longitudinale :

Etages	Travée		Appui		Choix d'armatures	
	A _{expert} (cm ²)	A _{chois} (cm ²)	A _{expert} (cm ²)	A _{chois} (cm ²)	Travée	Appui
Terrasse	5.6	6.79	6.4	6.79	6HA12	6HA12
Etage courant	5.4	6.79	7.9	8.01	6HA12	3HA12+3HA14
RDC	5.9	6.79	5.2	6.79	6HA12	6HA12

❖ **Vérifications sur les armatures longitudinales des poutres selon le C.B.A**

93 :

Section minimale

$$A_{min} \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 30 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 36 \times \frac{2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérifications sur les armatures longitudinales des poutres selon le R.P.A**

2003 :

- Pourcentage minimale :

$$A_{min} = 0.005 \times b \times h$$

$$A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_T = A_a + A_t = 13.58 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Pourcentage maximal :

Zone courante :

$$A_{\max} = 0.04 \times b \times h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$$

$$A_T = 13.58 \text{ cm}^2 < A_{\max} = 48 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Zone nodale :

$$A_{\max} = 0.06 \times b \times h = 72 \text{ cm}^2$$

$$A_T = 13.58 \text{ cm}^2 < A_{\max} = 72 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ La longueur de recouvrement minimale (l_{\min}):

En zone II la longueur de recouvrement est égale à $40\emptyset$ donc :

$$\rightarrow l_{\min} = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm.}$$

❖ Vérification à l'état-limite de service :

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable. Le calcul des sections est inutile.

5.3. Armatures transversales :

❖ Vérifications sur les armatures transversales des poutres selon le C.B.A 93 :

Effort tranchant maximal : $V_u = 14.48 \text{ t}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{14.48}{0.30 \times 0.6} = 1.34 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible, d'où :

$$\tau_u = 1.34 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 4.34 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales seront des armatures droites. Le diamètre des barres transversales est directement lié au diamètre des barres longitudinales selon l'expression :

$$\emptyset_t = \frac{\emptyset_l}{3} = \frac{12}{3} = 4 \text{ mm}$$

$$\emptyset_t = 6 \text{ mm}$$

Par ailleurs ce même diamètre doit en outre respecter les autres conditions suivantes :

$$\emptyset_t \leq \min \left(\emptyset_l ; \frac{b}{10} ; \frac{h}{35} \right)$$

$$\emptyset_t \leq \min \left(12 ; \frac{300}{10} ; \frac{400}{35} \right) = 11 \text{ mm} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Le diamètre proposé pourra être donc adopté.

Les armatures transversales seront constituées par un cadre et un étrier de 6mm de diamètre, soit une section totale de : $4HA6 = 1.13cm^2$

❖ **Espacement des cadres selon les règles C.B.A 93 :**

$$S_t = \min(15\varnothing_l ; 40cm ; a + 10cm) = 18cm$$

$$S_t = \min(0.9d ; 40 cm) = 32.4 cm$$

En adoptant un espacement fixe de 15cm, la section choisie devra répondre à la condition ci-après :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4MPa\right)$$

$$\frac{113 \times 400}{300 \times 150} = 1 MPa \geq \text{Max}\left(\frac{1.34}{2} ; 0.4 MPa\right) = 0.67MPa$$

Condition vérifiée.

❖ **Vérifications sur les armatures transversales des poutres selon le R.P.A 2003**

- Conditions sur l'espacement :

En zone nodale :

$$S_t \leq \min(12 \varnothing_l ; \frac{h}{4})$$

$$S_t \leq \min(12 \times 1.2 ; \frac{40}{4}) = 10 cm$$

Soit un espacement choisit de **8cm**.

En zone courante:

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$S_t \leq \frac{40}{2} = 20 cm$$

Soit un espacement adopté de **12cm**.

La section d'armatures transversales sera déduite de l'expression suivante :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

$$A_t = 0.003 \times 12 \times 30 = 1.08cm^2$$

$$A_t(\text{adoptée}) = 1.13cm^2 > A_t = 1.08cm^2$$

❖ **Détermination dimensionnelle de la zone nodale :**

La longueur l' de la zone nodale, côté poutre est égale à :

$$l' = 2h = 2 \times 40 = 80cm$$

En récapitulant et en conservant à chaque fois la valeur la plus défavorable, on aboutit aux résultats finaux suivants :

	Effort tranchant	τ_u	Section d'armature transversale	Choix d'armatures
Terrasse	7.24	0.67	1.13	4HA6
Étage Courant	10.95	1.01	1.13	4HA6
RDC	14.48	13.40	1.13	4HA6

Pour les armatures transversales nous conserverons la même section pour tous les niveaux (4HA6 $\rightarrow A_t = 1.13 \text{ cm}^2$).

5.4. Schéma de ferrailage :

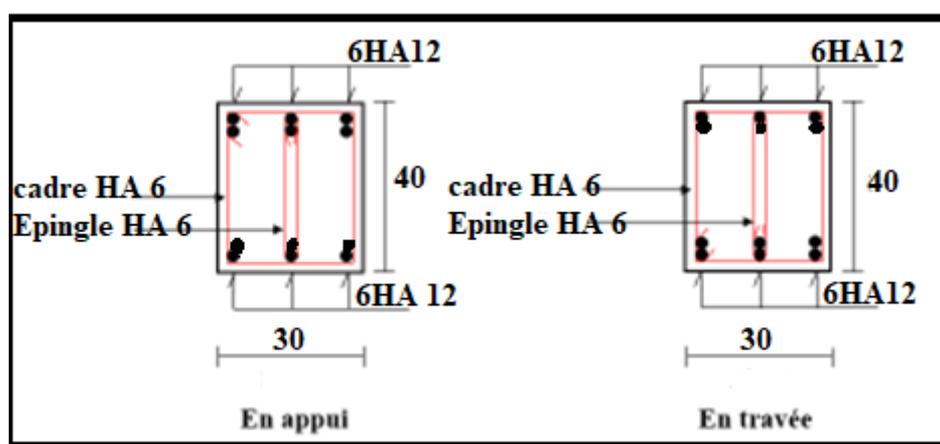


Figure (V.10) : Ferrailage poutre secondaire au niveau terrasse.

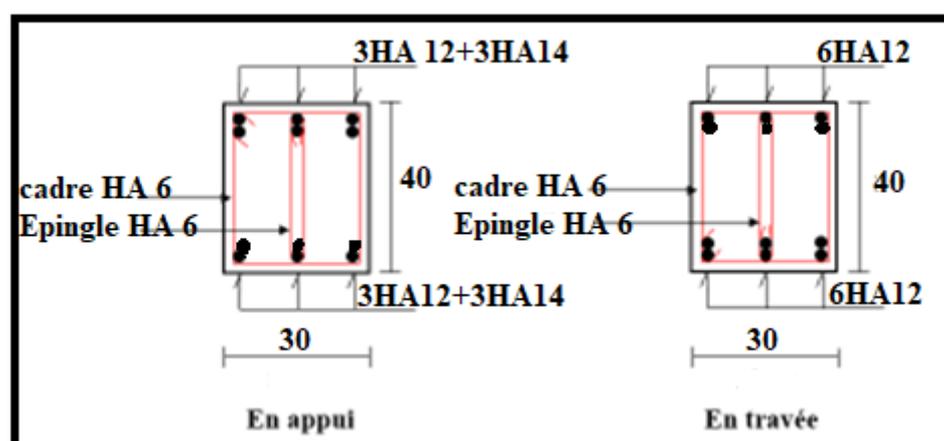


Figure (V.11) : Ferrailage poutre secondaire au niveau de l'étage courant.

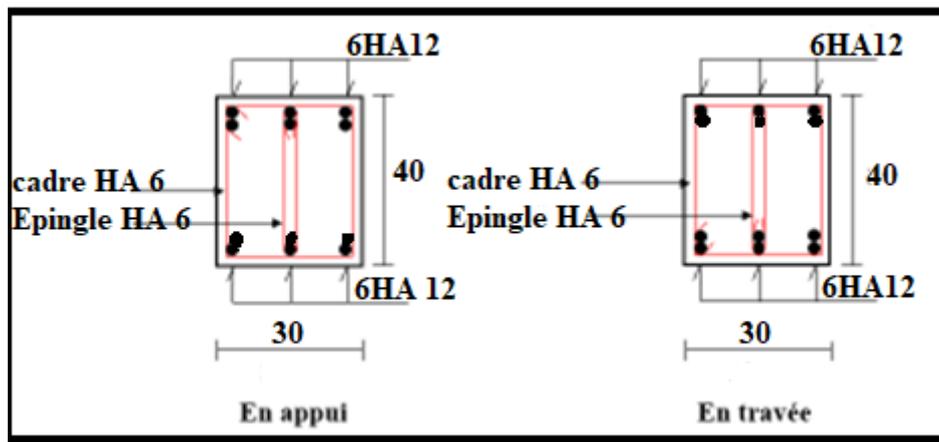


Figure (V.12) : Ferrailage poutre secondaire au niveau RDC.

6. Les voiles :

6.1. Introduction :

Un voile de section rectangulaire se comporte comme une console verticale, encadrée en pied dans ses fondations et soumise à des charges réparties ou concentrées à chaque plancher.

Donc le voile est sollicité par un effort normal N , un effort tranchant V , et un moment fléchissant qui est maximum dans la section d'encastrement. Ce qui implique que le voile sera calculé en flexion composée et au cisaillement, son ferrailage est composé d'armatures verticales et d'armatures horizontales et d'armatures transversales.

6.2. Aciers verticaux :

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99 décrites ci-dessous :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être reprise en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile. Cet espacement doit être au plus égal à 15cm.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.
- Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

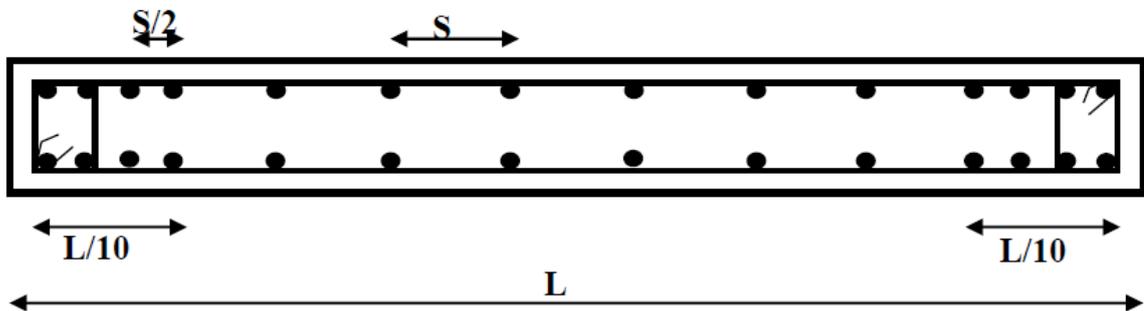


Figure (V.13) : Disposition des armatures verticales dans le voile.

6.3. Aciers horizontaux :

- Les armatures horizontales parallèle aux faces du mur sont disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi de coffrage la plus voisine.
- Elles doivent être munies de crochets à (135°) ayant une longueur de $10\varnothing$.

6.4. Règles communes (selon le RPA99/2003) :

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S < 1.5xe \quad e : \text{épaisseur du voile}$$

$$S < 30\text{cm}$$

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

- Le diamètre \varnothing_t des épingles est :

$$\varnothing_t = 6\text{mm lorsque } \varnothing_v \leq 20 \text{ mm}$$

$$\varnothing_t = 3\text{mm lorsque, } \varnothing_v > 20 \text{ mm}$$

- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à $40 \varnothing$.

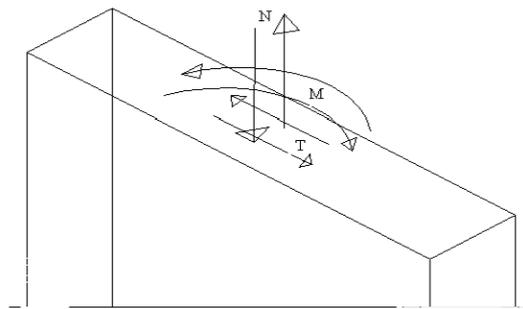


Figure (V.14) : Voile soumise à la flexion composée.

6.5. Combinaison des charges :

Selon le règlement parasismique Algérien (*RPA99/2003*) les combinaisons à considérer dans notre cas comme les suivants :

Le calcul se fait pour une bande de 1 ml.

- $G + Q + E$
- $0.8G \pm E$

Tableau (V.1) : Sollicitations du ferrailage des voiles.

Niveaux	NRx (t)	MR (t.m)	Try (t)
9	3.25	29.11	31.72
8	3.51	49.18	26.09
7	2.89	47.12	29.42
6	1.67	77.49	34.99
5	1.43	78.32	43.08
4	2.91	114.24	51.13
3	5.29	165.75	59.99
2	8.78	236.71	70.76
1	11.28	407.24	82.05
RDC	28.97	441.31	60.88

6.6. Etude de la section soumise à la flexion composée :

On détermine les contraintes par la formule suivante :

$$\sigma_{a,b} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} y$$

Avec :

N : effort normal agissant sur le refend considéré.

M : moment de flexion agissant sur le refend considéré.

I : moment d'inertie du refend considéré.

Y : centre de gravité de la section du voile dans le sens du plan moyen.

Remarque :

- Si σ_a et σ_b sont de signes négatifs on aura une section entièrement tendue (SET).
- Si σ_a et σ_b sont de signes positifs on aura une section entièrement comprimée (SEC).
- Si σ_a et σ_b sont de signes contraires on aura une section partiellement comprimée (SPC).

6.7. Ferrailage de voile :

On calcule le ferrailage pour le RDC et l'étage courant :

✓ **RDC**

Les valeurs max sont tirées du tableau (V.1) ci-dessus :

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} x$$

Avec :

- $S = b \times h = 0.2 \times 4.70 \rightarrow S = 0.94 \text{ m}^2$.
- $I = \frac{bh^3}{12} = \frac{(0.2)4.70^3}{12} = 1.71 \text{ m}^4$.
- $x = \frac{L}{2} = \frac{4.70}{2} = 2.35 \text{ m}$.

$$\sigma_{max} = \frac{28.97}{0.94} + \frac{441.31}{1.71} 2.35$$

$$\sigma_{max} = 634.30 \text{ t/m}^2.$$

$$\sigma_{min} = \frac{28.97}{0.94} - \frac{441.31}{1.71} 2.35$$

$$\sigma_{min} = -545.66 \text{ t/m}^2.$$

Donc : la section est partiellement comprimée.

Le ferrailage se fait par bonde de de largeur d selon le **RPA99/2003 (article 7.7.4)**

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2l'}{3} \right)$$

l' : la longueur de la zone comprimé.

$$l' = \frac{\sigma_{max} \times l}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} = \frac{634.30 \times 4.70}{634.30 + 545.66} = 2.58 \text{ m}$$

✓ **La longueur tendue :**

$$l_t = l - l' = 4.70 - 2.58 = 2.12 \text{ m}.$$

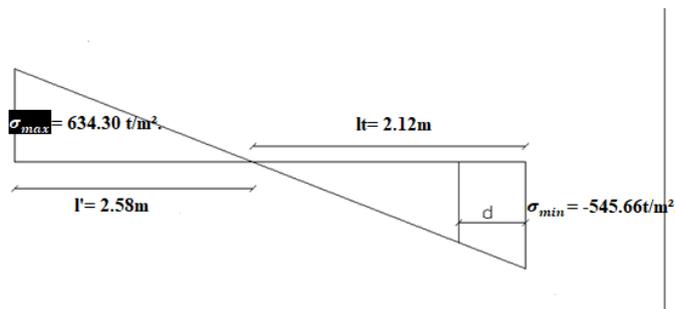
$$d \leq \min \left(\frac{4.70}{2}, \frac{2(2.58)}{3} \right) = (2.35; 1.72)$$

Soit $d = 1\text{m}$.

$$\tan \alpha = \frac{\sigma_{min}}{lt} = \frac{545.66}{2.12} = 254.38 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_1 = \tan \alpha (lt \times d)$$

$$\sigma_1 = 254.38(2.12 - 1) = 284.91 \text{ t/m}^2.$$



$$\sigma_{moy} = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} = \frac{545.66 + 284.91}{2} = 415.29 \text{ t/m}^2$$

$$F_{traction} = \sigma_{moy} \times S = 415.29 \times (0.2 \times 1) = 83.06 \text{ t}.$$

$$A_s \geq \frac{F_{traction}}{F_e}$$

$$A_s \geq \frac{83.06}{400} = 20.76 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage du ferrailage minimal des armatures verticales sur la zone tendue devant rester au moins égale à 0.20% de la section horizontale du béton tendu.....CV.

$$A_{min} = 0.002 \times 83.06 \times 20 = 3.32 \text{ cm}^2.$$

$$A_s \geq A_{min} \dots\dots\dots \text{CV}.$$

On adopte pour une bande de 1m ; 2 faces.

$$7\text{HA}14 = 10.78 \times 2 = 21.56 \text{ cm}^2.$$

✓ *L'espacement (selon RPA article 7.7.4.3) :*

✓ *Zone nodale :*

$$St \leq 1.5a$$

$$St \leq 1.5 \times 20 = 30 \text{ cm} \rightarrow St \leq 30 \text{ cm}.$$

Alors $St = 10 \text{ cm}$.

✓ *Zone courante :*

$$St \leq 1.5a$$

$$St \leq 1.5 \times 20 = 30 \text{ cm} \rightarrow St \leq 30 \text{ cm}.$$

Alors $St = 20 \text{ cm}$.

✓ *Les armatures transversales (pour une bande de 1m) :*

$$A_{min} = 0.002 \times 100 \times 20 = 4 \text{ cm}^2$$

On adopte : $6\text{HA}12 = 4.71 \text{ cm}^2$.

L'espacement (selon RPA99/2003 article 7.7.4.3) :

$$St \leq 1.5a$$

$$St \leq 1.5 \times 20 = 30 \text{ cm} \rightarrow St \leq 30 \text{ cm}.$$

Alors $St = 20 \text{ cm}$.

✓ **Etage courant**

Les valeurs max :

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} x$$

Avec :

- $S = b \times h = 0.2 \times 4.70 \rightarrow S = 0.94 \text{ m}^2$.

- $I = \frac{bh^3}{12} = \frac{(0.2)4.70^3}{12} = 1.71 \text{ m}^4$.

$$\bullet \quad x = \frac{L}{2} = \frac{4.70}{2} = 2.35m.$$

$$\sigma_{max} = \frac{3.25}{0.94} + \frac{22.11}{1.71} 2.35$$

$$\sigma_{max} = 33.84 \text{ t/m}^2.$$

$$\sigma_{min} = \frac{3.25}{0.94} - \frac{22.11}{1.71} 2.35$$

$$\sigma_{min} = -26.43 \text{ t/m}^2.$$

Donc : la section est partiellement comprimée.

Le ferrailage se fait par bonde de d de largeur selon le **RPA99/2003 (article 7.7.4)**

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}, \frac{2l}{3} \right).$$

l' : la longueur de la zone comprimée.

$$l' = \frac{\sigma_{max} \times l}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} = \frac{33.84 \times 4.70}{33.84 + 26.43} = 2.61m$$

La longueur tendue :

$$lt = l - l' = 4.70 - 2.61 = 2.08m.$$

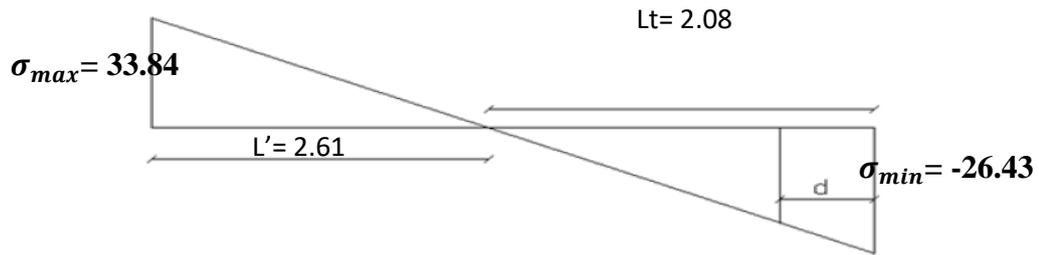
$$d \leq \min \left(\frac{4.70}{2}, \frac{2(2.61)}{3} \right) = (2.35; 1.74)$$

Soit $d = 1m$.

$$\tan \alpha = \frac{\sigma_{min}}{lt} = \frac{26.43}{2.08} = 12.41 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_1 = \tan \alpha (lt \times d)$$

$$\sigma_1 = 12.41(2.08 - 1) = 13.40 \text{ t/m}^2.$$



$$\sigma_{moy} = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} = \frac{26.43 + 13.40}{2} = 19.92 \text{ t/m}^2$$

$$F_{traction} = \sigma_{moy} \times S = 19.92 \times (0.2 \times 1) = 4.00 \text{ t.}$$

$$A_s \geq \frac{F_{traction}}{F_e}$$

$$A_s \geq \frac{4}{400} = 10 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage du ferrailage minimal des armatures verticales sur la zone tendue devant rester au moins égale à 0.20% de la section horizontale du béton tendu.....CV.

$$A_{min} = 0.002 \times 4 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2.$$

$$A_s \geq A_{min} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

On adopte pour une bande de 1m ; 2 faces.

$$5\text{HA}12 = 5.65 \times 2 = 11.12 \text{ cm}^2.$$

L'espacement (selon RPA article 7.7.4.3) :

✓ **Zone nodale :**

$$St \leq 1.5a$$

$$St \leq 1.5 \times 20 = 30 \text{ cm} \rightarrow St \leq 30 \text{ cm.}$$

Alors $S = 10 \text{ cm.}$

✓ **Zone courante :**

$$St \leq 1.5a$$

$$St \leq 1.5 \times 20 = 30 \text{ cm} \rightarrow St \leq 30 \text{ cm.}$$

Alors $St = 20 \text{ cm.}$

Les armatures transversales (pour une bande de 1m) :

$$A_{min} = 0.002 \times 100 \times 20 = 4 \text{ cm}^2$$

On adopte : **6HA12 = 4.71 cm².**

L'espacement (selon RPA99/2003 article 7.7.4.3) :

$$St \leq 1.5a$$

$$St \leq 1.5 \times 20 = 30 \text{ cm} \rightarrow St \leq 30 \text{ cm.}$$

Alors $St = 20 \text{ cm.}$

6.8. Schéma de ferrailage :

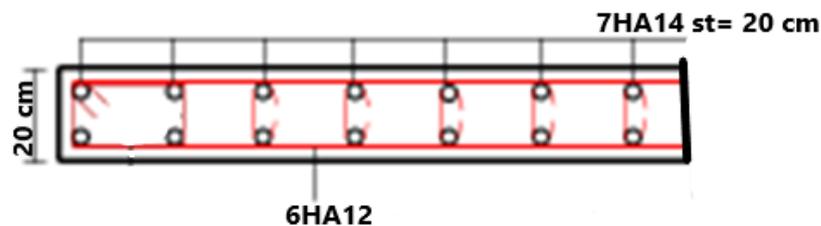


Figure (V.15) : Schéma de ferrailage des voiles (RDC + 1^{er} étage)

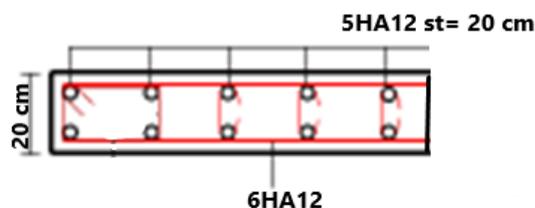


Figure (V.16) : Schéma de ferrailage des voiles des étages courants.

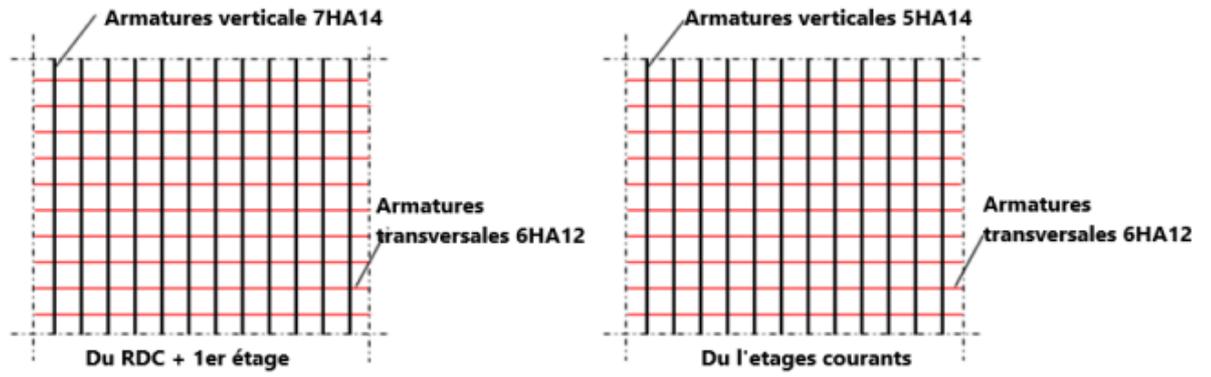


Figure (V.17) : Coupe longitudinale du ferrailage des voiles des différents étages par 1m².

CHAPITRE 6 : Etude infrastructure

1. Introduction

La fondation est la partie d'une structure qui garantit le transfert, en toute sécurité, des charges de la structure au sol. La détermination des ouvrages de fondation est fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques des sols. Ainsi le choix du type de fondation dépend de :

- ✚ Le type d'ouvrage à construire,
- ✚ La nature et l'homogénéité du bon sol,
- ✚ La capacité portante du terrain de fondation,
- ✚ La raison économique,
- ✚ La facilité de réalisation.

2. Ferrailage du voile périphérique :

La structure étudiée comporte un voile périphérique continu entre le niveau des fondations et le niveau de base. Selon le RPA, le voile périphérique doit avoir une épaisseur minimale de 15 cm et armé par 2 nappes d'armatures placées conformément au schéma de la figure 1.

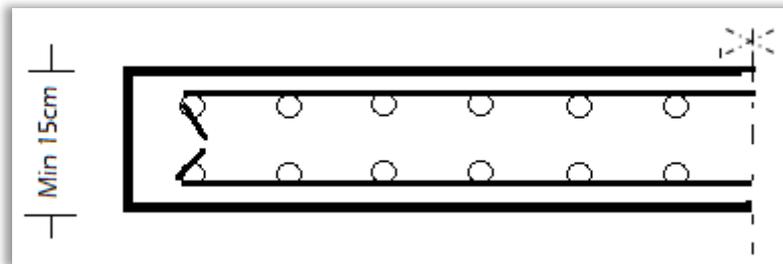


Figure (VI.1) : Disposition des armatures dans les voiles périphériques.

Le pourcentage minimum des armatures horizontales et verticales doit être de 0,10 % dans les 2 sens.

$$A_{\min}(\text{verticale}) = A_{\min}(\text{horizontale}) = \frac{0,1}{100}(bh)$$

Dimensionnement et ferrailage du voile périphérique.

Le voile périphérique de la tour présente les dimensions suivantes :

- ✓ Hauteur = 3.40m
- ✓ Epaisseur = 0.2m

Pour le ferrailage, le voile sera armé dans chaque sens (vertical et horizontal) d'au moins 0,1% de sa section ; soit :

$$A_{\text{hmin}} = A_{\text{vmin}} \geq 0.1\%(bh) = \frac{0.1}{100} (20 \times 340) = 6.8 \text{ cm}^2.$$

D'où une section d'armatures par mètre linéaire constituée de 5HA16/ml.

Les armatures auront un enrobage de 3 cm.

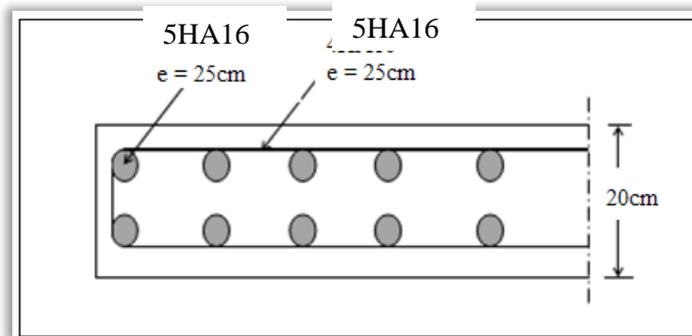


Figure (VI.2) : Schéma de ferrailage du voile périphérique.

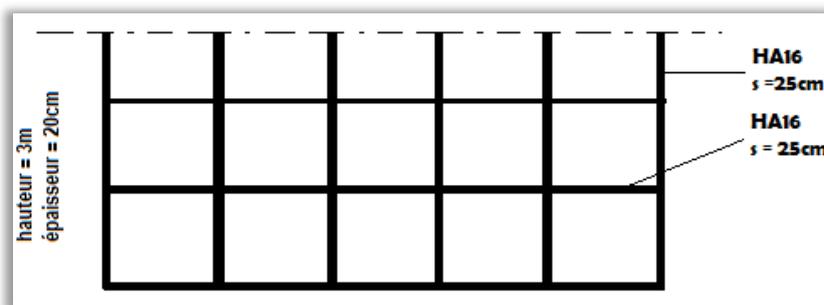


Figure (VI.3) : Vue longitudinale du schéma de ferrailage du voile périphérique.

3. Choix des fondations :

En général le choix du type de fondation s'effectue à partir de deux critères principaux à savoir :

- ✓ Assurer la sécurité des habitants et la stabilité de l'immeuble
- ✓ Adopter une solution économique

Avec une capacité portante du sol de 1.8 bars, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- ✚ Semelles filantes.
- ✚ Radier évidé.
- ✚ Radier général nervuré.

3.1. Critères de choix :

Le radier est justifié si la surface des semelles isolées ou continues est très importante (supérieure ou égale à 50% de l'emprise du bâtiment). Ce qui est le cas lorsque :

- Le sol a une faible capacité portante mais il est relativement homogène.
- Les charges du bâtiment sont élevées (immeuble de grande hauteur).
- L'ossature a une trame serrée (poteaux rapprochés).
- La profondeur à atteindre pour fonder sur un sol résistant est importante.
- Il est difficile de réaliser des pieux (coût - vibrations nuisibles).
- Il existe des charges excentrées en rive de bâtiment.

Eventuellement, dans le cas de sous-sols utilisables (parking, garages, caves) ou en vue d'obtenir un sous-sol étanche.

3.2. Avantages du radier général nervuré :

L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure

- ✓ La réduction des tassements différentiels ;
- ✓ La facilité d'exécution.

3.3. Caractéristiques géométriques du radier

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

- ✓ **Condition de coffrage :**

h_t : hauteur des nervures.

h_r : hauteur de la dalle.

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ($L_{max} = 700$ cm).

$$h_r \geq \frac{L}{20} = \frac{700}{20} = 35 \text{ cm} \quad h_r = 40 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{L}{10} = \frac{700}{10} = 70 \text{ cm}$$

✓ *Condition de rigidité :*

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$L_e \geq \sqrt[4]{(4 \cdot E \cdot I) / (K \cdot b)}$$

Avec :

L_e : Est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

K : coefficient de raideur du sol $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$ (sol moyen).

E : module d'élasticité du béton : $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$

b : largeur du radier (le calcul s'effectue pour une bande de 1 mètre).

$$I = \frac{b \cdot h_t^3}{12}, \text{ inertie du radier.}$$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 7.00^4 \times 4 \times 10^4}{3.14^4 \times 3.216 \cdot 10^7}} = 113 \text{ cm.}$$

Donc, $h_t \geq 113 \text{ cm}$ on adopte : $h_t = 120 \text{ cm}$.

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times 3.216 \cdot 10^7 \times 0.144}{4 \times 10^4}} = 4.63 \text{ m}$$

$$7.00 \leq \frac{\pi}{2} 4.63 = 7.28 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ *La surface du radier :*

Dans notre cas la structure est irrégulière donc on va tirer la surface directement du logiciel 'Autocad 2014'.

$$S = 720 \text{ cm}^2.$$

✓ *Dimensions du radier étudié :*

Nous adopterons pour les dimensions suivantes :

Hauteur de la nervure $h_t = 120 \text{ cm}$.

Hauteur de la table du radier $h_r = 40 \text{ cm}$.

Surface du radier $S = 720 \text{ m}^2$.

3.4. Vérifications nécessaires :

✓ *Vérification de la contrainte dans le sol :*

Sous l'effet du moment renversant, la contrainte sous le radier n'est pas uniforme. On est dans le cas d'un diagramme rectangulaire ou trapézoïdal, la contrainte moyenne ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

Avec : $\overline{\sigma_{sol}} = 0.18 \text{ MPa}$; $\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M_{x,y} \times G_{x,y}}{I_{x,y}}$

✓ **Sens X-X :**

$I_x = 138120.85 \text{ m}^4$; $X_G = 5.02 \text{ m}$; $I_y = 65867.38 \text{ m}^4$ et $Y_G = 28.09 \text{ m}$.

Remarque :

L'effort normal N et le moment M doivent être à l'ELS car la contrainte admissible du sol est obtenue à l'ELS.

Données :

$N = 9148.11 \text{ t}$; $M_x = 6.54 \text{ t/m}$; $I_{xG} = 138120.85 \text{ m}^4$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{M_x \times Y_G}{I_x} = \frac{9148}{720} + \frac{6.54 \times 28.09}{138120.85} = 0.12 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S} - \frac{M_x \times Y_G}{I_x} = \frac{9148}{720} - \frac{6.54 \times 28.09}{138120.85} = 0.12 \end{cases}$$

Ce qui donne : $\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.12 + 0.12}{4} = 0.12 < 0.18 \text{ MPa}$.

Donc la contrainte est vérifiée selon le sens X-X.

✓ **Sens Y-Y**

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{M_y \times X_G}{I_y} = \frac{9148}{720} + \frac{4.69 \times 5.02}{65867.38} = 0.12$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S} - \frac{M_y \times X_G}{I_y} = \frac{9148}{720} - \frac{4.69 \times 5.02}{65867.38} = 0.12$$

Ce qui donne : $\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.12 + 0.12}{4} = 0.12 < 0.18 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$

✓ **Vérification du cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\right) = 2.5 \text{ MPa.}$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{max}}{2S} = \frac{9148 \times 7}{2 \times 720} = 44.47 \text{ t.}$$

$$\tau_u = \frac{44.47}{1 \times 0.36} = 1.2 \text{ MPa} < 2.5 \dots \text{ CV.}$$

Donc, on n'a pas un risque de cisaillement.

✓ **Vérification au poinçonnement :**

Selon le **BAEL99** (Article A.5.2.4.2), il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par l'effort tranchant. Cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_d : Effort normal de calcul pour le poteau le plus sollicité.

h_t : Hauteur totale de la dalle du radier.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

➤ Sous poteau plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité est le poteau (40×50) cm² (5-E), le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A + B)$

$$\left. \begin{array}{l} A = a + h_t = 0.50 + 1.20 = 1.7 \\ B = b + h_t = 0.40 + 1.20 = 1.6 \end{array} \right\} \rightarrow U_c = 6.6 \text{ m}$$

$$\rightarrow N_d = 423.25 \text{ t} < 0.045 \times 6.6 \times 1.20 \times \frac{25}{1.5} = 594 \text{ t} \dots \text{ CV.}$$

Donc, Il n'y a de risque de poinçonnement.

✓ **Vérification a la pression hydrostatique :**

La vérification est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la pression hydrostatique on doit vérifier :

$$W \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S$$

Avec :

W : Poids de la structure à la base du radier ($W = 8299.78t$).

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 ($h = 0.5 \text{ m}$

S : Surface du radier ($S= 720 \text{ m}^2$).

$$W = W_{structure} + W_{radier} = 8299.78 + 1353.58 = 9653.36t$$

$$9653.36 > 1.5 \times 1 \times 0.5 \times 720 = 540 \text{ t} \dots\dots\dots \text{ CV.}$$

Donc on n'a pas un risque de soulèvement.

4. Ferrailage du radier général:

4.1. Ferrailage des nervures :

Le ferrailage des nervures se fait à la flexion simple. Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant.

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel de Robot 2014 et pour la section des armatures on utilise le Robot Expert 2010.

Tableau (VI.1) : Ferrailage de la dalle du radier

Sens	Localisation	M (t.m)	A_{expert} (cm²)	A_{min} (cm²)	A_{adopté} (cm²)	Choix d'armature
X-X	Travée	112.81	29.1	30	31.42	10HA20
	Appui	207.52	56.3		62.84	20HA20
Y-Y	Travée	82.09	20.8	30	31.42	10HA20
	Appui	14.93	7.1		31.42	10HA20

La section adoptée est pour une bande de 1m.

➤ **Armatures transversales :**

$$\varnothing \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varnothing\right) = (34.28 ; 60 ; 12) \text{ on prend } \varnothing = 8\text{mm.}$$

➤ **Armature transversales minimales :**

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b.$$

$$A_t = 0.003 \times 15 \times 60$$

$$A_t = 2.7 \text{ cm}^2.$$

Nous prendrons $A_t = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$.

➤ *Espacement des armatures transversales :*

En zone nodale

$St = 15 \text{ cm}$.

En dehors de la zone nodale :

$St = 20 \text{ cm}$.

4.2. Schéma du ferrailage :

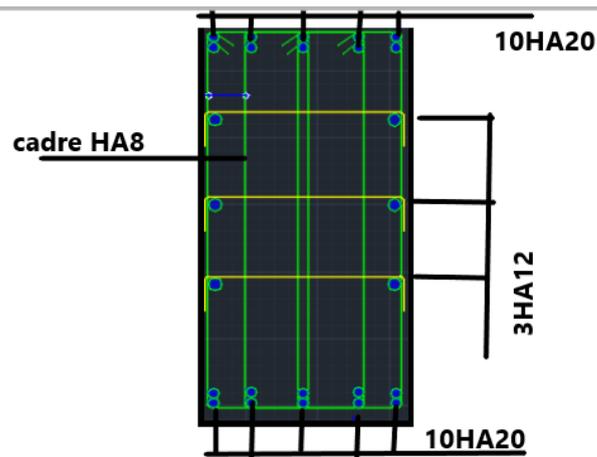


Figure (VI.4) : Schéma du ferrailage des nervures en appui.

4.3.Ferrailage du radier :

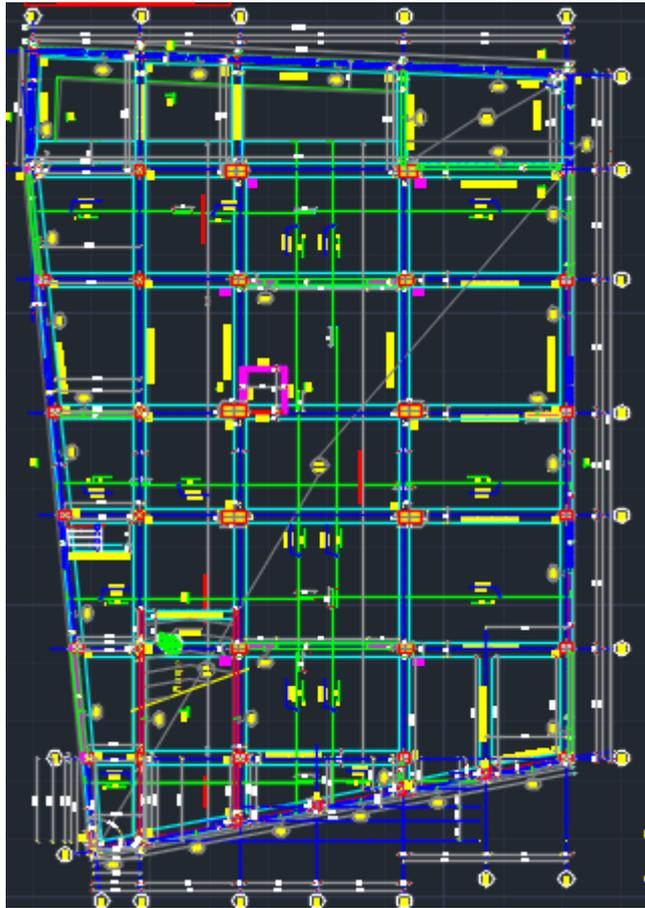


Figure (VI.5) : Plan de coffrage et ferrailage de la fondation.

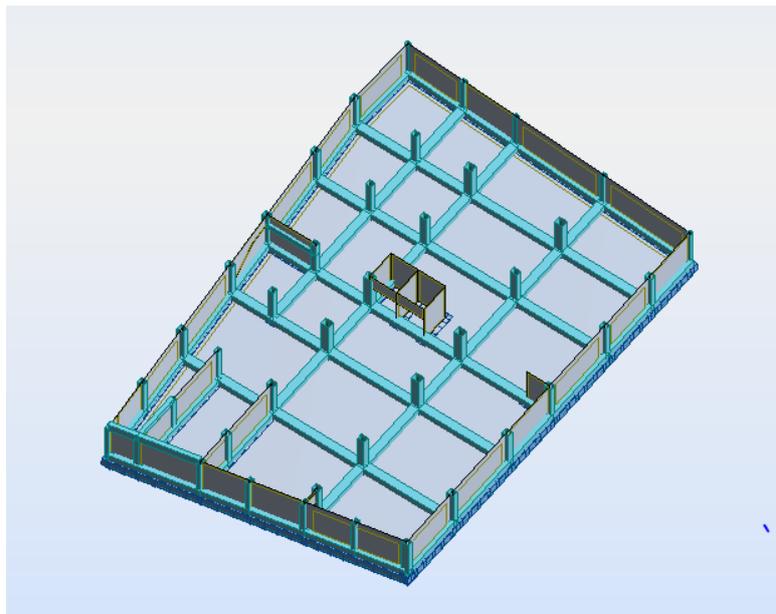


Figure (VI.6) : Schéma du radier général nervuré.

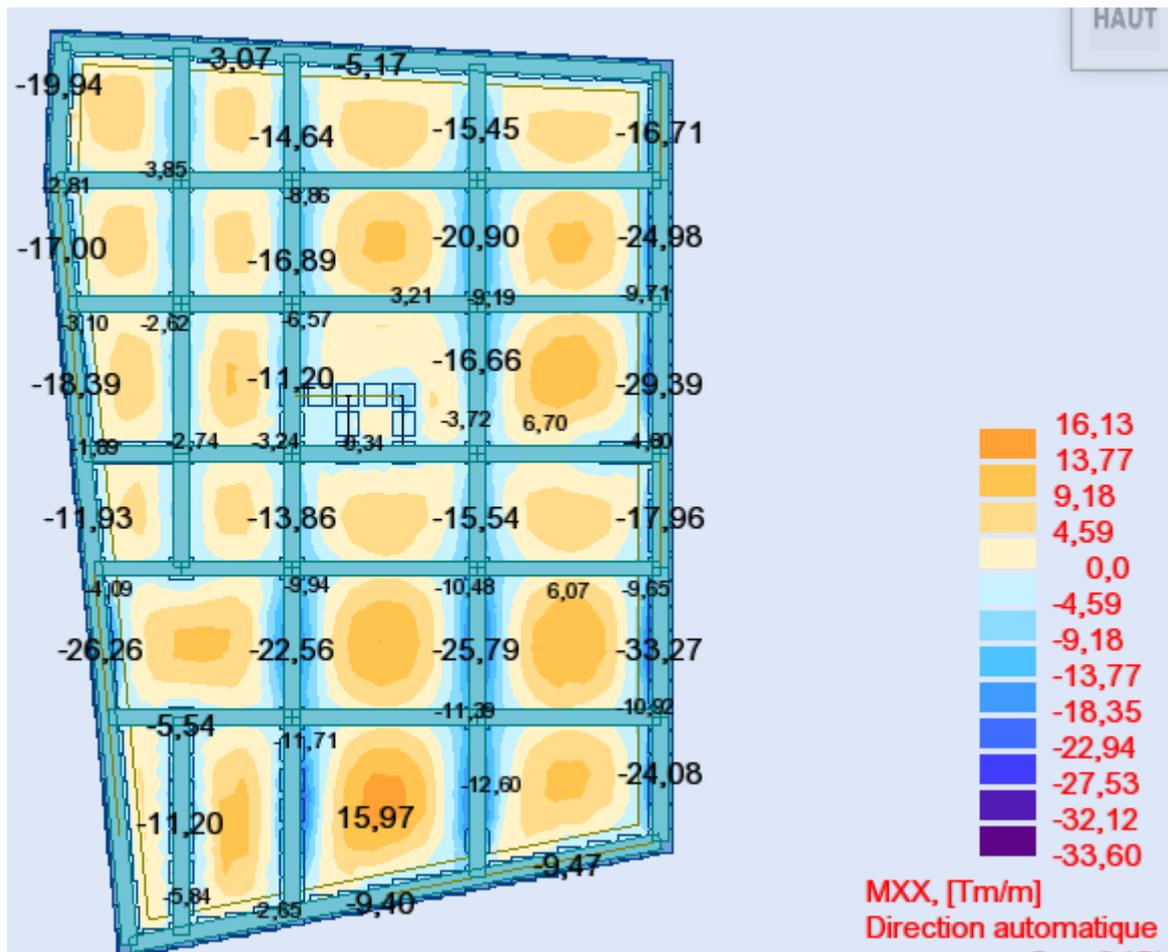


Figure (VI.7) : Différentes sollicitations agissantes sur le radier (Moment M_{xx}).

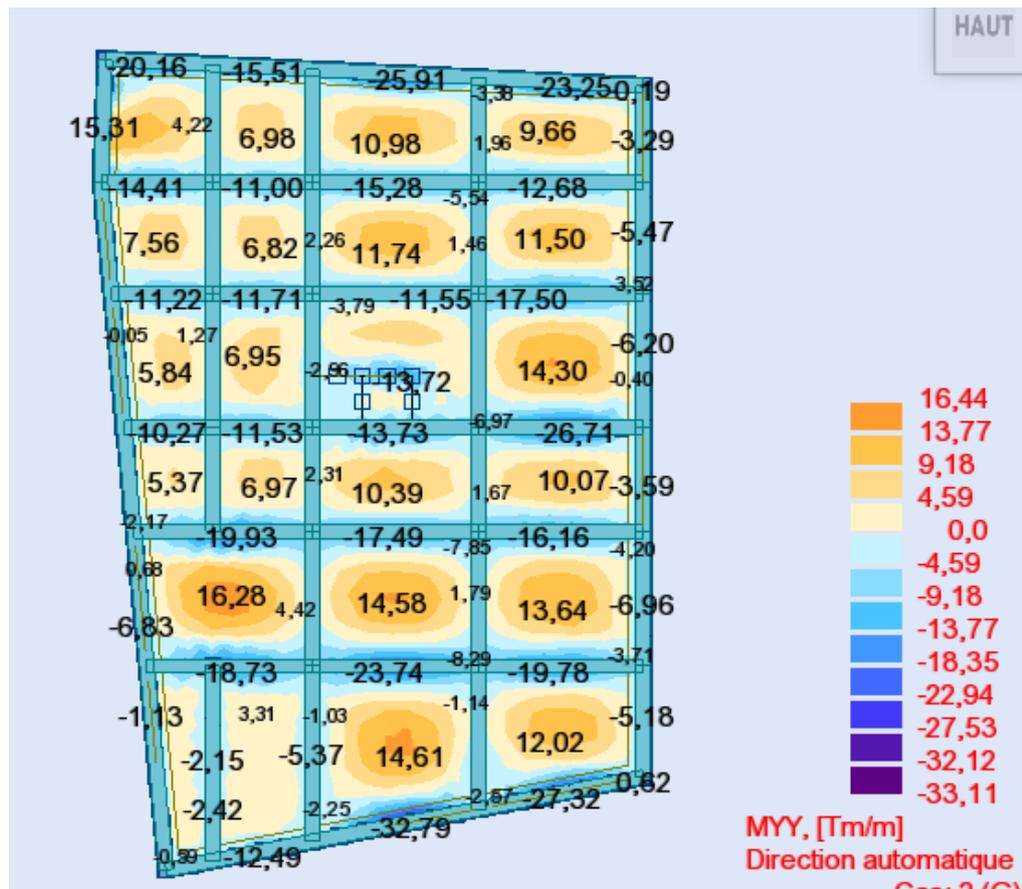


Figure (VI.8) : Différentes sollicitations agissantes sur le radier (Moment M_{YY}).

4.4. Calcul du ferrailage de la dalle du radier :

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section de (0.40×1) m² et dans les deux directions : l'une suivant XX' et l'autre suivant YY'.

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

Les sections du ferrailage sont tirées directement du logiciel *Robot Expert 2010*

Sens	Localisation	M (t.m)	A _{expert} (cm ²)	A _{amin} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix d'armature
X-X	Travée	16.13	5	20	21.99	7HA20
	Appui	33.60	10.5			
Y-Y	Travée	16.44	5.1	20	21.99	7HA20
	Appui	33.11	10.4			

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \text{Max} \left(\frac{b \times h}{1000}; 0.23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 4.83 \text{ cm}^2.$$

4.5. Schéma de ferrailage :

Le radier reposera sur un béton de propreté de 10cm d'épaisseur. Les deux figures suivantes illustrent les schémas de ferrailages du radier.

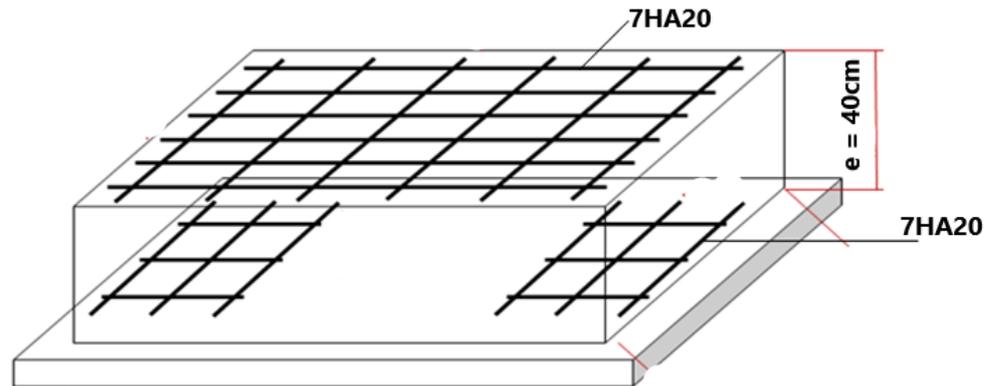


Figure (VI.9) : Schéma du ferrailage du radier en 3D.

Conclusion générale

Conclusion générale

Ce projet nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et les logiciels de calcul comme le Robot, Autocad, Expert. Ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment et d'approfondir ainsi nos connaissances.

Ce travail nous a permis de voir en détail l'ensemble des étapes à suivre dans le calcul d'une tour, ainsi que le choix de ces éléments ; donc la conception de l'ouvrage.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail, accompagné de quelques illustrations et définitions qui existent dans les règlements que nous avons utilisés apporte de l'aide aux prochaines promotions.

Nous espérons aussi que ce mémoire sera le point de départ pour d'autres projets afin de participer à la relance du secteur national de construction. De plus, les échanges avec les étudiants de master et les techniciens ont été très enrichissants et me motivent à continuer dans cette voie.

Références et bibliographie

Thèses :

- ALLAM HOCINE, & BENHARIRA WAHID. (2000). *ETUDE D'UN BATIMENT (R + 9) A USAGE D'HABITATION AVEC RDC COMMERCIAL + S/SOL APPLICATION DU RPA 99.*
- AMADOU OUMAROU Chapiou et GUERGOURI Amir. (2017). *Étude d'un bâtiment à usage d'habitation R+14.*
- BOUCHENTOUF Fatima. (2017). *ETUDE SISMIQUE PARAMETRIQUE D'UN BATIMENT IMPLANTE DANS DEUX SENS ORTHOGONAUX.*
- FERROUDJI WALID & GHELDANE OUSSAMA. (2016). *ETUDE D'UN BATIMENT R+5 A USAGE D'HABITATION.*
- SARAH, O., & ZANE LEILA. (2017). *Étude d'un bâtiment en R+7 en béton armé à usage multiples (implanté à la wilaya de BOUIRA).*

Règlements :

- **RPA99/2003** : règlement parasismique Algérien.
- **CBA93** : règles de conception et de calcul des structures en béton armée.
- **DTR B.C.2.2** : document technique réglementaire (charges et surcharges).
- **BAEL99** : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites

Cours :

- CHERAIT Yacine. (2020). *Calcul d'une tour R+15.*
- LAFIFI Brahim. (2018). *Projet structures en BA [COURS].*

Logiciel :

- **ROBOT 2014** Analyse des structures.
- **AUTOCAD 2014** Dessin.
- **ROBOT EXPERT 2010** Ferrailage.

Contexte réglementaire

RPA99/2003

Historique :

1978: Version préliminaire du code parasismique algérien inspirée du code américain (UBC 73/76). Les forces sismiques sont calculées à l'aide de la méthode statique équivalente.

1981 : Edition de la première version du code parasismique algérien (RPA 81) après le séisme d'El Asnam (M 7,3 / 10 octobre 1980). La force sismique est calculée par la méthode statique équivalente.

1983 : RPA – 81 (version 83) La force sismique est calculée par la méthode statique équivalente.

1984 : Evaluation du RPA –81 (version 83) à la suite des résultats des études de microzonage de Chlef.

1988 : RPA - 88 Révision du RPA – 81 (version 83). Réaménagement du document. La méthode d'analyse modale spectrale a été introduite comme annexe.

1999 : Seconde révision du code

- Modifications dans la méthode statique équivalente
- Introduction de la méthode dynamique (méthode modale spectrale)
- Chapitres « Matériaux » et « Fondations » individualisés
- Version plus complète et mieux lisible

2003 : Troisième révision suite au séisme de Boumerdes (M 6,8 / 21 mai 2003)

- Nouveau zonage sismique

Zone 0 Sismicité négligeable

Zone I Sismicité faible

Zones II a et II b Sismicité moyenne

Zone III Sismicité élevée

- Modification des Valeurs du coefficient d'accélération "A"
- Limitation du nombre de niveaux et hauteurs pour les constructions contreventées par portiques en BA

Contenue du l’RPA99/2003 :

Chapitre I : Généralités

Chapitre II : Règles générales de conception

Chapitre III : Critères de classification

Chapitre IV : Règles de calcul

Chapitre V : Justification de la sécurité

Chapitre VI : Prescriptions complémentaires et éléments nonstructuraux

Chapitre VII : Structure en béton armé

Chapitre VIII : Structures en acier

Chapitre IX : Structures en maçonnerie porteuse chaînée

Chapitre X : Fondations et murs de soutènement

Annexe 1. : Répartition des communes sur les différentes zonessismiques identifiées
BAEL91/99

Béton armé aux états limites (BAEL) était le règlement français concernant l'utilisation du béton armé dans la construction.

Il a été remplacé par l'« Eurocodes 2 ».

Il était utilisé aussi bien en travaux publics (pont, tunnel...) qu'en bâtiment.

Il se base principalement sur deux états limites :

- L'état limite de service (ELS), borné par des limites de déformation ou de fissuration des éléments.
- L'état limite ultime (ELU), borné par les limites de résistance du béton et des armatures.

CBA93

Règle de conception et de calcul des structures en béton armée. Document technique réglementaire D.T.R B.C 2.41.

Fait par le ministère de l'habitation en 1993,

Annexes

ANNEXE (RPA99/2003)

Critères de classification : par RPA 99

Classification de zones sismiques :

Le territoire national est divisé en quatre (4) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

- ZONE 0 : sismique négligeable.
- ZONE I : sismique faible.
- ZONE II : sismique moyenne.
- ZONE III : sismique élevée.

Dans notre cas d'après la carte et le tableau citent président :

Alger situé dans un zone de moyenne sismicité (ZONE IIa).

Classification des ouvrages selon leur importance :

Ouvrage courant au d'importance moyenne, Notre ouvrage est : un Bâtiment à usage d'habitation collective (Groupe2).

Classification de site :

Les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

- Catégorie S_1 (site rocheux) :
Roche ou autre formation géologique caractérisée par une vitesse moyenne d'onde de cisaillement (V_s) ≥ 800 m/s.

- Catégorie S_2 (site ferme) :
Dépôts de sables et de graviers très denses et /ou d'argile sur consolidée sur 10 à 20 m d'épaisseur avec $V_s \geq 400$ m/s

- Catégorie S₃ (site meuble) :
Dépôts de sables et de graviers moyennement denses ou d'argile moyennement raide avec $V_s \geq 200$ m/s à partir de 10 m de profondeur.
- Catégorie S₄ (site très meuble) :
Dépôts de sables lâches avec ou sans présence de couches d'argile molle avec $V_s < 200$ m/s dans les premiers mètres.

Dépôts d'argile molle à moyennement raide avec $V_s < 200$ m/s dans les 20 premiers mètres.

Par ailleurs, outre les valeurs des vitesses d'ondes de cisaillement, les valeurs moyennes harmoniques d'autres résultats d'essais (pénétromètre statique, STP, pressiomètre...)

Peuvent être utilisées pour classer un site selon le tableau suivant :

Catégorie	Description	q _c (Mpa)	N	P ₁ (Mpa)	E _p (Mpa)	q _u (Mpa)	V _s (m/s)
S ₁	Rocheux	-	-	> 5	> 100	> 10	≥ 800
S ₂	Ferme	> 15	>50	> 2	> 20	> 0.4	≥ 400 < 800
S ₃	Meuble	1.5 ~15	10~50	1 ~ 2	5 ~20	0.1 ~0.4	≥ 200 < 400
S ₄	Très meuble ou présence de 3m au moins d'argile	< 1.5	< 10	< 1	< 5	< 0.1	≥ 100 < 200

Selon le rapport géotechnique on a

-un sol ferme avec $\sigma = 1.8$ bars.

Donc catégorie S₂

Type de contreventement :

Mixte portique et voiles avec interaction.

Classification des ouvrages selon leurs configuration :

Régularité en plan : RPA99(art 3.5).

a.1) condition non vérifiée car on n'a pas une symétrie dans les deux sens.

a.2) excentricité = 21.1 cm < 15% L = 3.78 m CV.

a.3)

1) $\varepsilon_x/L_x = 4.55/22.71 = 20\% > 25\% \text{ CV.}$

2) $\varepsilon_y/L_y = 3.6/25.2 = 14\% > 25\% \text{ CV}$

$$L_x/L_y = 23,4/25.2 = 2.034$$

$$0,25 < L_x / L_y < 4$$

a.4) Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante pour être considérés comme indéformable dans leur plan

Il n'a pas une régularité en plan.

Régularité en Élévation : RPA99 (art 3.5).

B1.) Le système, de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation. CV

B2.) Assi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment.

B3.) Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la

hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

Il y a une régularité en élévation.

Calcul de la force sismique totale :

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

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \quad \text{RPA99 (art 4.2.3)}$$

- A : coef d'accélération de zone donné par le tableau ci-dessous suivant la zone sismique et la groupe du bâtiment

	ZONE		
	I	II	III
Groupe			
1A	0,12	0.25	0.35
1B	0.10	0.20	0.30
2	0.08	0,15	0.25
3	0.05	0.10	0.15

Dans notre cas :

$$A = 0.15$$

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

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

Avec T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99.

$$T_2(S_2) = 0.40 \text{ sec}$$

$$T_1(S_2) = 0.15 \text{ sec}$$

- η facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7$$

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

ξ Donnée par le tableau suivant :

Remplissage	Portique		Voile ou murs
	Béton Armé	Acier	Béton Armé / Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Nous avons un portique en Béton Armé avec remplissage dense $\Rightarrow \xi = 7 \%$

D'où $\eta = 0.8819 > 0.7$

$$\eta = 0.8819$$

Calcul du période :

Période fondamentale :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

H : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'à un dernier niveau.

$$h_N = 30.94 \text{ m.}$$

C_T : coef fonction de système de contrant, du type de remplage et donné par le tableau 4.6 du RPA99

On a : Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie.

$$C_T = 0.050$$

$$\text{Donc : } T = 0,05. (30.94)^{3/4} = 0.655 \text{ s}$$

$$\text{On a } T_2 = 0,4 < T < 3\text{s} \text{ donc } D = 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3}$$

$$\text{➤ } D = 2.5. 0.8819 (0.50 / 0.655)^{2/3} = 1.841$$

➤ R : coef de comportement global de la structure

Pour une structure portique contreventés par des voiles.

$$R = 4.$$

➤ Q : Facteur de qualité.

$$Q = 1 + \Sigma P_a$$

Conditions minimales sur les files de contreventement :

D'après le R.P.A2003, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois travées dont le rapport des portées est $< 1,5$.

$$\text{Sens x : } 4 \text{ travées} > 3 \quad \frac{L_{\max}}{L_{\min}} = \frac{700}{425} = 1.64 > 1.5 \quad \text{➔ condition non vérifiée}$$

$$\text{➔ } P_q = 0.05.$$

Sens y : 6 travées > 3 $\frac{L_{max}}{L_{min}} = \frac{570}{440} = 1.29 < 1.5 \rightarrow$ condition vérifiée $\rightarrow P_q = 0.$

Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir; en plan; au moins (4) files de portiques; ces files de contreventement devront être disposés symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

Sens x : 3 files < 4 $\frac{L_{max}}{L_{min}} = \frac{700}{425} = 1.64 > 1,5 \rightarrow$ condition non vérifiée $\rightarrow P_q = 0,05$

Sens y : 6 files > 4 $\frac{L_{max}}{L_{min}} = \frac{570}{440} = 1.29 < 1,5 \rightarrow$ condition vérifiée $\rightarrow P_q = 0$

Régularité en plan:

La régularité en plan est décrite par l'article 3.5.1.a du R.P. A2003.

Sens x : la structure n'est pas régulière en plan selon la (cf 3.5.1.a) du R.P.A 2003 (non symétrique) $\rightarrow P_q = 0,05.$

Sens y : la structure n'est pas régulière en plan (non symétrique) $\rightarrow P_q = 0,05$

$$Q_x = 1.15.$$

$$Q_y = 1.20.$$

Régularité en élévation:

- Le système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs verticaux discontinus dont sa charge ne se transmette pas directement à la fondation
- La masse des différents niveaux diminue progressivement et sans changement brusque de la base au sommet de la tour
- Il n'y a aucun décrochement en élévation.

Toutes les conditions sont vérifiées $\rightarrow P_q = 0.$

Contrôle de la qualité des matériaux :

A cause de l'importance de l'ouvrage et du lieu d'implantation moyenne sismicité , il aura lieu une obligation de faire des contrôles stricts sur la qualité des matériaux donc :

$$\rightarrow P_q = 0$$

Contrôle de la qualité d'exécution :

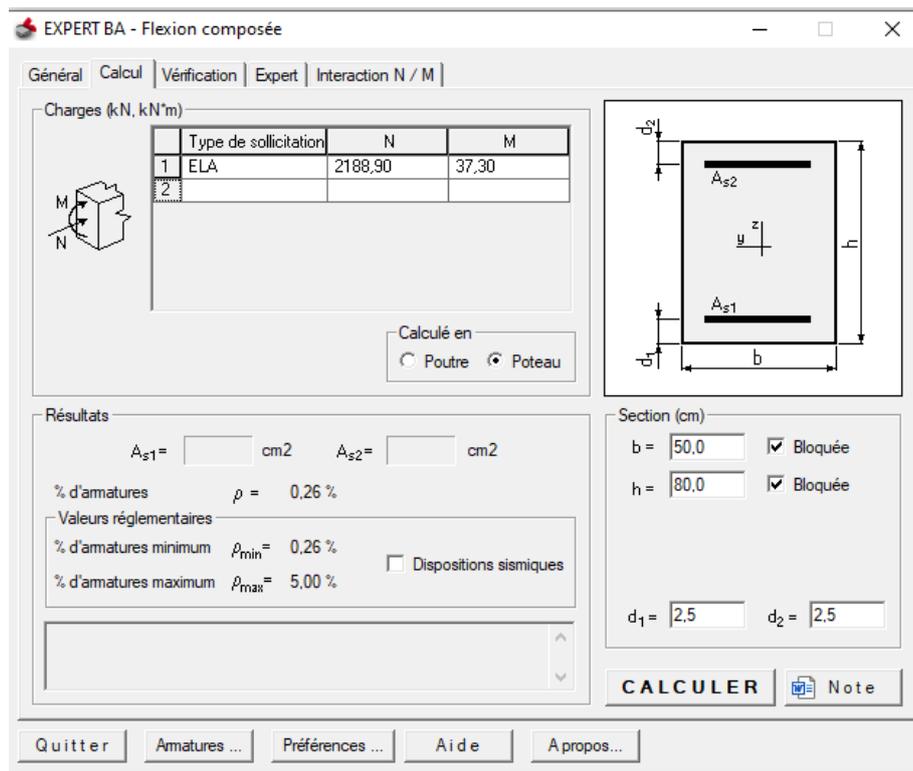
Là aussi et à cause l'importance de l'ouvrage et le lieu d'implantation très dangereux (zone sismique III), il aura lieu une obligation de faire des contrôles sur la qualité d'exécution d'où :

$$\rightarrow P_q = 0$$

Donc les valeurs de Q a tenir dans les deux sens sont :

- Sens(x-x): $Q = 1 + (0 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0 + 0) = 1,15$
- Sens(y-y): $Q = 1 + (0.05 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0) = 1,05$

Annexe 1 robot Expert 2010

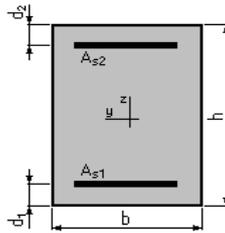
**POTEAU CENTRAL 50x80**

Barre/Noeud/Cas	FX [T]	MY [Tm]	MZ [Tm]
369/ 63/ 13 (C) (C)	252,42	-4,33	2,47
369/ 63/ 14 (C) (C)	236,37	8,58	1,74
369/ 63/ 15 (C) (C)	269,90	0,53	3,55
369/ 63/ 16 (C) (C)	218,89	3,73	0,66
369/ 86/ 13 (C) (C)	255,82	-15,02	0,06
369/ 86/ 14 (C) (C)	239,77	8,06	-1,76
369/ 86/ 15 (C) (C)	273,31	-6,46	3,45
369/ 86/ 16 (C) (C)	222,29	-0,49	-5,15

1. Hypothèses :**Béton : $f_{c28} = 25,0$ (MPa)****Acier : $f_e = 400,0$ (MPa)**

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul en poteau
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section :



$$b = 50,0 \quad (\text{cm})$$

$$h = 80,0 \quad (\text{cm})$$

$$d_1 = 2,0 \quad (\text{cm})$$

$$d_2 = 2,0 \quad (\text{cm})$$

3. Efforts appliqués :

Cas N ^O	Type	N (kN)	M (kN*m)
1.	ELA	255,82	-15,02
2.	ELA	0,00	0,00

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique $A_{s1} = 5,2 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section théorique $A_{s2} = 5,2 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \text{ min}} = 10,4 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section maximum $A_{s \text{ max}} = 200,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Théorique $r = 0,26 \text{ (\%)}$

Minimum $r_{\text{min}} = 0,26 \text{ (\%)}$

maximum $r_{\text{max}} = 5,00 \text{ (\%)}$

Calcul de Section en Flexion Simple

Poutre principale (30x60)



Figure1 : moment en travée d'une poutre principale a ELU

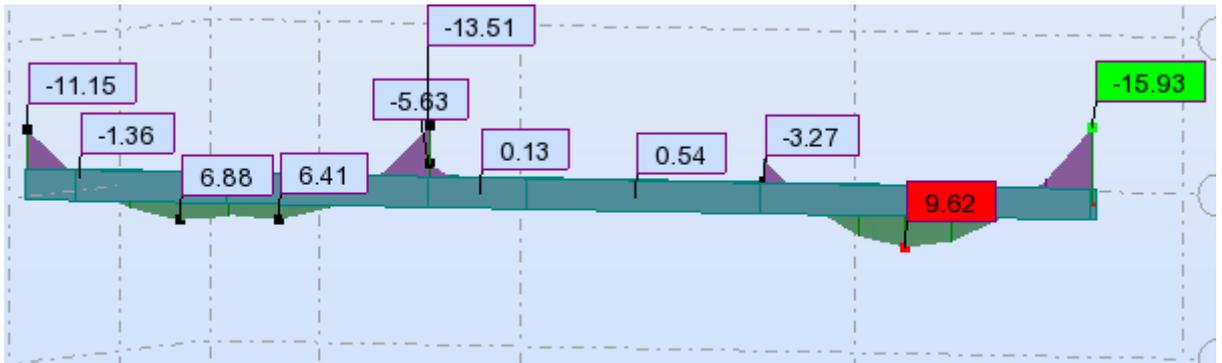


Figure2 : moment en travée d'une poutre principale a ELS



Figure3 : moment en travée d'une poutre principale a ELA

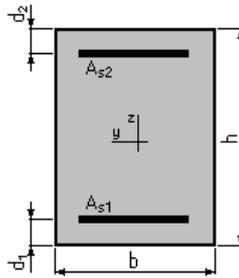
1. Hypothèses :

Béton : $f_{c28} = 25,0$ (MPa)

Acier : $f_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration non préjudiciable
- Prise en compte des armatures comprimées
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91

2. Section :



$$b = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 60,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 2,0 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 2,0 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués :

	M_{\max} (kN*m)	M_{\min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	12,82
Etat Limite de Service	0,00	9,62
Etat Limite Ultime (Accidentel)	0,00	7,95

4. Résultats :

Sections d'Acier :

Section théorique $A_{s1} = 1,8 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section théorique $A_{s2} = 0,0 \text{ (cm}^2\text{)}$

Section minimum $A_{s \min} = 1,8 \text{ (cm}^2\text{)}$

Théorique $r = \text{N/A}$

Minimum $r_{\min} = 0,10 \text{ (\%)}$

Annexe 2

Tableau de section des armatures

Section en cm² de 1 à 20 armatures de diamètre ϕ en mm

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33

Barre/Noeud/Cas	FX [T]	MY [Tm]	MZ [Tm]
370/ 86/ 9 (C) (CQ)	276,95	5,41	0,90
370/ 86/ 10 (C) (CQ)	263,63	10,17	0,22
370/ 86/ 11 (C) (CQ)	292,01	6,85	1,87
370/ 86/ 12 (C) (CQ)	248,57	8,72	-0,74
370/ 86/ 13 (C) (CQ)	278,28	4,93	0,97
370/ 86/ 14 (C) (CQ)	262,30	10,65	0,15
370/ 86/ 15 (C) (CQ)	296,35	6,66	2,13
370/ 86/ 16 (C) (CQ)	244,23	8,91	-1,00
370/ 86/ 17 (C) (CQ)	192,92	2,54	0,77
370/ 86/ 18 (C) (CQ)	182,27	6,35	0,22
370/ 86/ 19 (C) (CQ)	204,97	3,70	1,54
370/ 86/ 20 (C) (CQ)	170,22	5,19	-0,54
370/ 7/ 9 (C) (CQ)	281,20	-17,35	-0,48
370/ 7/ 10 (C) (CQ)	267,88	14,69	-0,91
370/ 7/ 11 (C) (CQ)	296,26	-4,55	-0,11
370/ 7/ 12 (C) (CQ)	252,82	1,89	-1,28
370/ 7/ 13 (C) (CQ)	282,53	-20,56	-0,44
370/ 7/ 14 (C) (CQ)	266,55	17,89	-0,95
370/ 7/ 15 (C) (CQ)	300,61	-5,19	0,00
370/ 7/ 16 (C) (CQ)	248,48	2,53	-1,39
370/ 7/ 17 (C) (CQ)	196,32	-13,24	-0,35
370/ 7/ 18 (C) (CQ)	185,67	12,40	-0,69
370/ 7/ 19 (C) (CQ)	208,37	-2,99	-0,06
370/ 7/ 20 (C) (CQ)	173,62	2,15	-0,99